X Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables

TALUDES 2022

Granada, España 13 - 16 Septiembre de 2022

Marcel Hürlimann y Núria M. Pinyol (Editores)



X Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables

TALUDES 2022

Granada, España 13 - 16 Septiembre de 2022

Publicado por:

International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE) Barcelona, Spain



ISBN: 978-84-123222-7-9

Printed by: Artes Gráficas Torres S.L., Huelva 9, 08940 Cornellà de Llobregat, Spain

TABLA DE CONTENIDO

| Presentación |
|---|
| Comité Organizador9 |
| Comité Científico 11 |
| Entidades Organizadoras 13 |
| Entidades Colaboradoras 15 |
| Entidades Patrocinadoras y Expositores 17 |
| Índice Resumido 19 |
| Índice Detallado 21 |
| Conferencias Invitadas 35 |
| Sesiones Temáticas 158 |
| Sesión Especial 1227 |
| Índice Autores 1335 |

PRESENTACIÓN

Presentamos la décima edición del Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables que se celebra en un emblemático edificio de la Universidad de Granada en el barrio del Realejo de Granada en septiembre de 2022.

Esta décima edición incorpora un cambio importante en la organización del simposio. Los profesores Eduardo Alonso y Jordi Corominas, fundadores de este simposio, no han participado en esta edición como miembros del comité organizador. Eduardo Alonso, ingeniero de caminos, y Jordi Corominas, geólogo, ambos actualmente catedráticos eméritos del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya, plantaron la semilla de este simposio en unas jornadas que se celebraron en Barcelona en 1984 sobre la Inestabilidad de Laderas en el Pirineo. Según cuentan ellos mismos, la idea de estas jornadas surgió durante una de las múltiples expediciones por el Pirineo que realizaron juntos, después de las fuertes lluvias ocurridas en el 1982, en las que recopilaron mucha información interesante que quisieron compartir. Desde entonces se han celebrado de forma regular ediciones del simposio (Andorra La Vella, 1988; A Coruña, 1992; Granada, 1997; Madrid, 2001; Valencia, 2005; Barcelona, 2009; Palma de Mallorca, 2013; Santander, 2017) con ellos mismos como organizadores y un comité local.

El Simposio se ha consolidado como un foro independiente, abierto y pluridisciplinar, donde administraciones, empresas, centros de investigación y universidades están presentes con el objetivo de difundir los conocimientos, presentar los avances recientes y fomentar la discusión entre expertos que trabajan en este apasionante campo.

Las memorias del simposio, en papel hasta la edición de 2017 y en internet con acceso libre en ediciones posteriores, reflejan el desarrollo de infraestructuras en España, el crecimiento de la conciencia medioambiental, así como los avances en técnicas de auscultación, de estabilización y numéricas aplicadas a deslizamientos y caídas de bloques.

Núria M. Pinyol y Marcel Hürlimann, después de colaborar en las últimas ediciones del simposio, tomamos el relevo de Eduardo y Jordi con mucha ilusión y entusiasmo, junto al comité local constituido por Rosa María Mateos del instituto Geológico y Minero de España y José Miguel Azañón, Francisco Lamas, Jorge Pedro Galve y Cristina Reyes de la Universidad de Granada.

Esta edición estaba prevista en 2021, pero se decidió aplazar por la pandemia que restringió los eventos multitudinarios presenciales en todo el mundo. Descartamos la opción de celebrar el simposio en remoto para mantener la cercanía y el contacto entre diferentes profesionales tan valioso en este simposio nacional.

Esta edición se celebra en Granada donde las Cordilleras Béticas, y en particular el entorno de Sierra Nevada, es un enclave geológico y climático muy sensible a la ocurrencia de una gran diversidad de tipologías de movimientos de ladera: deslizamientos, flujos,

desprendimientos de roca, etc. El desarrollo reciente de nuevas infraestructuras estratégicas, como carreteras, autovías, redes de ferrocarril, conducciones de agua y presas, entre otras, requieren análisis complejos de estabilidad, así como la ejecución de importantes trabajos de contención y estabilización de laderas. Adicionalmente, la Costa Tropical de Granada, zona elegida para la visita técnica, es especialmente proclive a los deslizamientos, lo que ha generado una gran alarma social en ciertos emplazamientos urbanos y cuantiosos daños económicos.

Esta edición incluye 6 contribuciones invitadas y más que 100 artículos de diferentes ámbitos relacionados con la estabilidad de taludes y laderas. Todo ello demuestra el alto nivel sobre este tema en España y las memorias de este e-book son una excelente muestra de ello.

Marcel Hürlimann y Núria M. Pinyol (editores)

COMITÉ ORGANIZADOR

- José Miguel Azañón, Universidad de Granada
- Marcel Hürlimann, Universitat Politècnica de Catalunya
- Francisco Lamas, Universidad de Granada
- Rosa María Mateos, Instituto Geológico y Minero de España (IGME)
- Jorge Pedro Galve, Universidad de Granada
- Núria M. Pinyol, Universitat Politècnica de Catalunya
- Cristina Reyes, Universidad de Granada

COMITÉ CIENTÍFICO

- Clàudia Abancó
- Antonio Abellan
- Marta Béjar Pizarro
- Mercedes Ferrer
- Roberto Luis Fonseca
- José Luis García de la Oliva
- Josep Antoni Gili
- Alberto González
- René Gómez
- Luis González de Vallejo
- Marta Guinau
- Clemente Irigaray
- Marc Janeras
- Rafael Jimenez
- José L. Justo Alpañés
- Mónica Martínez Corbella

- Carlos Monge
- José Moya
- Vicente Navarro
- Fernando Pardo
- Manuel Pastor
- Juan Remondo
- Manuel Romana García
- Moisés Rubin de Célix
- Sergio Sánchez Rodríguez
- Eugenio Sanz
- César Sagaseta
- José B. Serón
- Roberto Tomás
- Meaza Tsige
- Pedro Velasco
- Irene Villegas

ENTIDADES ORGANIZADORAS





Universidad de Granada (UGR)



Escuela Tecnica Superior de Arquitectura Granada



Instituto Geológico y Minero de España (IGME)



Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)



International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE)

ENTIDADES COLABORADORAS



Asociación Española de Empresas Especialistas en Taludes



Asociación Española de Geología Aplicada a la Ingeniería

Comité Nacional Español de Grandes Presas



Sociedad Española de Geomorfología





Sociedad Española de Mecánica de Rocas

Sociedad Española de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica

ENTIDADES PATROCINADORAS Y EXPOSITORES



ÍNDICE RESUMIDO

CONFERENCIAS INVITADAS

| Conferencias Invitadas | . 35 |
|------------------------|------|
|------------------------|------|

SESIONES TEMÁTICAS

| Estabilidad de taludes en rocas y análisis de desprendimientos | 158 |
|--|------|
| Técnicas de estabilización y estructuras de protección | 367 |
| Reconocimiento y captura de datos | 517 |
| Análisis de estabilidad y modelización numérica | 666 |
| Análisis de susceptibilidad, peligrosidad y riesgo | 833 |
| Inventarios y evaluación/gestión de riesgo | 1007 |
| Evaluación, gestión y normativas | 1077 |
| Paleo-deslizamientos - ¿Cuánto grande es "grande"? | 1172 |

SESIÓN ESPECIAL

| esión especial - AEEET, herramientas y casos prácticos de | |
|---|-----|
| stabilización y protección1 | 227 |

ÍNDICE DETALLADO

CONFERENCIAS INVITADAS

| Los desprendimientos rocosos: impacto, análisis y evaluación del riesgo |
|---|
| Inicio y evolución de deslizamientos. Parámetros de cálculo |
| Modelos predictivos de deslizamientos: ¿Cuáles son sus aplicaciones prácticas? |
| Interacción entre túneles y laderas. De causa de inestabilidad a técnica de remediación107 S. Sánchez Rodríguez |
| Megadeslizamientos y tsunamis asociados en las islas Canarias 133 <i>M. Ferrer</i> |
| "Celosía" plataforma de monitorización de puentes y taludes en tiempo real |

SESIONES TEMÁTICAS

Estabilidad de taludes en rocas y análisis de desprendimientos

| Actuaciones de emergencia, cartografía, sistemas de monitoreo y resultados de auscultación de la ladera después del derrumbe de un talud de excavación, en la zona de la Portalada, Andorra |
|--|
| Análisis de Estabilidad de un Talud en Macizo Rocoso Haciendo Uso del Criterio de Rotura no Lineal de Hoek & Brown Considerando un Mecanismo de Falla no Circular de una Autopista en el Estado de Oaxaca, México |
| Análisis de estabilidad y simulaciones de desprendimientos en canteras a partir de modelos 3D obtenidos con vuelos de dron |

R. Ruiz-Carulla, E. Cámara-Zapata y J. Martínez-Bofill

| Análisis del deslizamiento del talud NW de la Corta Minera de Cobre Las Cruces |
|--|
| Análisis espacio-temporal de la exposición a los desprendimientos rocosos considerando la estacionalidad turística en la isla de Mallorca (España) |
| Caracterización de los desprendimientos rocosos en las carreteras de la Serra de Tramuntana de Mallorca |
| Desprendimiento rocoso tras la central hidroeléctrica "Los Gavilanes" |
| Detección rápida de movimientos del terreno con el uso de clinómetros inalámbricos y de largo alcance alimentados con baterías |
| Efecto de los incendios forestales en la ocurrencia de desprendimientos rocosos |
| Estudio de la inestabilidad ocurrida en un talud excavado en la facies Keuper localizado en la carretera comarcal entre los municipios de Sigüenza y Atienza |
| Estudio del efecto del espaciado de las discontinuidades en el cálculo de estabilidad de cuñas en taludes rocosos mediante 3DEC 273 <i>I. Pérez-Rey , M. Muñiz Menéndez, J. Moreno Robles y F. Pardo de Santayana Carrillo</i> |
| Evolución del comportamiento geomecánico de los bloques implicados en el alud de rocas de Arteara, Gran Canaria, España 285 <i>M. Antón-Bayona , M. J. Rodríguez-Peces y J. Yepes</i> |
| Fragmentación fractal en desprendimientos rocosos |
| Medida de parámetros cinemáticos de bloques rocosos en un ensayo a escala real |
| Obras de emergencia por los desprendimientos ocurridos en la línea 700 Intermodal Abando Indalecio Prieto - Casetas. Estabilización y acondicionamiento de la ladera este |

| Retos presentes y futuros frente a los desprendimientos rocosos en España: Las «Cuatro C» |
|--|
| Simulación de desprendimientos rocosos con fragmentación mediante RockGIS |
| Valores representativos para su uso en las verificaciones de estabilidad de taludes rocosos (EC7) |
| Técnicas de estabilización y estructuras de protección |
| Dimensionamiento de un lecho de frenado soportado por un sistema dinámico de protección-amortiguación para minería de interior |
| Diseño de medidas estabilizadoras mediante bioingeniería de taludes para la corrección de cárcavas y barrancos recientes en el valle del Alto Guadalquivir |
| Diseño racional del sostenimiento en galerías subterráneas basado en la clasificación geomecánica Q |
| Enmiendas orgánicas para la estabilización de taludes: experiencias piloto y resultados a largo plazo |
| Estabilización de la ladera del estribo derecho de la presa de Yesa (Navarra) |
| Estabilización de Ladera en el Polígono Industrial Axpe en Erandio 418 J.M. Baraibar Díez, J. Gil Fernández, J. Pérez Canga y A. Larrea Bergaretxe |
| Estabilización de un talud mediante descarga en cabeza |
| Inspección y Mantenimiento de Sistemas de estabilización |
| Procedimiento de diseño para barreras dinámicas |
| Proyecto de protección de la ladera de la Portalada FASE 1 |

| Resultados de los ensayos de evaluación de la resistencia a la tracción y la resistencia al punzonamiento de las membranas de protección contra la caída de bloques rocosos acorde a |
|---|
| las nuevas ISO. |
| Suelo reforzado con geomallas Fortrac® en ampliación del campo de vuelos del Aeropuerto de Vigo (Pontevedra) |
| Supervisión remota de las deformaciones del terreno, combinada con un sistema de protección-amortiguación eficaz y respetuoso con el medio ambiente en la carretera de entrada a Andorra |
| Trabajos de protección frente a desprendimientos de rocas y estabilización profunda en la presa de Canelles - Endesa |
| Reconocimiento y captura de datos |
| ADAfinder para el análisis de desplazamientos del terreno estimados mediante interferometría radar de apertura sintética (InSAR) |
| Caracterización de la Rugosidad en Taludes Mediante Técnicas Fotogramétricas y su Influencia en la Estabilidad Frente al Deslizamiento |
| Comunicación de la geoinformación 3D mediante visores web y entornos inmersivos de realidad mixta en problemas de taludes y laderas. <i>O. Pedraza, M. Janeras, JA. Gili, L. Struth, F. Buill, M. Guinau, A. Ferré y J. Roca</i> |
| El extensómetro de cable. Ventajas respecto la auscultación tradicional y experiencia de aplicación en el vertedero de residuos de Epele (Gipuzkoa) |
| El uso combinado de técnicas topométricas, fotogramétricas, teledetección y de caracterización del macizo rocoso para el seguimiento de taludes estabilizados tras un evento paroxístico; el ejemplo de Ruente |
| Empleo de imágenes PAZ para la monitorización de un movimiento de ladera en Alcoy (Alicante) mediante interferometría SAR diferencial |

| Integración de fotogrametría y LiDAR de distinta resolución para el análisis de la actividad de deslizamientos en el sector de La Guardia (Jaén) |
|--|
| Investigación previa de un deslizamiento aplicando la sísmica pasiva HVSR en Guarumales, Azuay. Ecuador |
| Modelo geológico - geotécnico actualizado de la ladera del estribo derecho de la presa de Yesa (Navarra) |
| Monitoreo con Tecnología DRON de las Obras Reparación del Túnel del Cañón de Añisclo en la Carretera HU-631 P.K 10+300 |
| Monitorización y caracterización de deslizamientos en el Embalse de Rules (Granada) |
| Primeros datos sobre el gran deslizamiento de Vila-Beixalís (Andorra) 642 <i>X. Planas y J. Torrebadella</i> |
| Procedimiento multidisciplinar para la definición y explicación de las patologías existentes debidas a movimiento sen masa y rellenos antrópicos en el I.E.S. Villa de Aspe y su entorno, en Aspe, Alicante |
| Análisis de estabilidad y modelización numérica |
| Análisis de la estabilidad de laderas mediante Macro-Elementos |
| Análisis de la movilización de un talud natural infinito no saturado 675 <i>V. Navarro, G. De la Morena, E. Ruiz y L. Asensio</i> |
| Análisis del deslizamiento del talud del vertedero de Santa Marta (Chile) |
| Auscultación y análisis numérico de un talud en movimiento |
| Desarrollo de una aplicación de cálculo de estabilidad de taludes 3D mediante métodos de equilibrio límite en lenguaje Python |

G. López Pineda, A. M. Villena Rivera, I. Ocete Ruiz y C. Álvarez Calvo

| Desestabilización de laderas por el encajamiento reciente de la red fluvial en el Alto Guadalquivir: el caso del Arroyo Ibros |
|---|
| Deslizamiento de la ladera VE07 de la línea de Ferrocarril de la Generalitat de Catalunya Lleida - La Pobla de Segur: Tratamiento y Monitorización |
| Desplazamientos acumulados en deslizamientos inducidos por sismos mediante el método de Newmark extendido |
| Efecto de la orientación en la respuesta de taludes ante acciones climáticas: experimento de campo y modelación |
| Efecto de la velocidad de corte y la temperatura en la resistencia residual |
| Estudio geotécnico de los procesos de inestabilidad y erosión que han afectado a los desmontes de la LAV Madrid Puerta de Atocha - Valencia Joaquim Sorolla, en las proximidades de la población de carrascosa del campo (CUENCA |
| Evaluación del Comportamiento de un Talud a Escala Reducida Durante Mojado Mediante Imágenes |
| Generación de curvas y superficies de rotura de taludes en suelos mediante curvas y superficies de Bezier |
| Modelado numérico de flujos geofísicos acoplados de dos fases con una nueva expresión de velocidad-arrastre |
| Simulación numérica de deslizamientos tipo flujo inducidos por licuefacción |
| Solución analítica de pantalla anclada incorporando un modelo constitutivo de fluencia en el terreno |

Análisis de susceptibilidad, peligrosidad y riesgo

| Análisis comparativos de series de precipitaciones y modelos de cambio climático como herramienta para evaluar riesgos geológicos J. A. Luque, M. Cantalejo, A. Millares, R. M. Mateos, O. Montserrat, R. Sarro, C. Reyes-Carmona, E. Peña, M. Cuevas-González y J. P. Galve |
|--|
| Análisis de las lluvias desencadenantes de deslizamientos en el norte de la Cordillera Prelitoral Catalana. |
| Análisis de riesgos asociados a las redes de infraestructuras viarias de la provincia de Jaén |
| Análisis de susceptibilidad de deslizamientos superficiales a escala regional. Efecto de futuros cambios en el Val d'Aran (Pirineo Central) |
| Análisis del riesgo por movimientos del terreno en el Pirineo con interferometría radar |
| Análisis probabilístico de la susceptibilidad de taludes marinos del margen continental Sur-Oeste de la Península Ibérica |
| Análisis Retrospectivo e Interdisciplinar del Riesgo, en Urbanizaciones Afectadas por Deslizamientos, en Almuñécar y Arcos de la Frontera. Foco en las Causas Subyacentes a los Desastres |
| Aplicación de clasificaciones para la evaluación del riesgo en la gestión de la explotación de corredores viales. Experiencias, adaptaciones y propuestas |
| Comparativa entre modelos de machine learning y modelos físicos aplicados a la evaluación de la susceptibilidad de deslizamientos de ladera co-sísmicos |
| Elaboración de mapas de susceptibilidad de deslizamientos en la zona de Cuenca, Ecuador mediante la aplicación de una red neuronal artificial |

| Bético del Alto Guadalquivir |
|---|
| M. Sánchez Gómez, J. Calero González, E. Sanz Pérez, I. Menéndez-Pidal de Navascués, J. I. Mellado García y T. Fernández del Castillo |
| Influencia de los ciclos climáticos en los movimientos del terreno registrados en Mallorca |
| La influencia de eventos de precipitación extremos en el desencadenamiento de argayos y en la meteorización de taludes estabilizados; el ejemplo de la cuenca del SAJA-BESAYA |
| Obtención de Unidades de Ladera (Slope Units) en Catalunya. |
| Umbrales de precipitación y peligrosidad de incidencias asociadas a la red viaria de la diputación de Jaén |
| Inventarios y evaluación/gestión de riesgo |
| Diseño, seguimiento y grado de seguridad/riesgo en actuaciones |
| de excepcional emergencia. Modelo seguido en Totalán 2019 |
| de excepcional emergencia. Modelo seguido en Totalán 2019 |
| de excepcional emergencia. Modelo seguido en Totalán 2019 |
| de excepcional emergencia. Modelo seguido en Totalán 2019 |
| de excepcional emergencia. Modelo seguido en Totalán 2019 |

Evaluación, gestión y normativas

| Actualización del inventario de taludes de la red de Euskal Trenbide Sarea (ETS). TYPSA |
|--|
| Ensayo metodológico para la evaluación de inestabilidades por subsidencias. Ejemplo del Polígono Industrial "El Sequero" en Arrúbal, La Rioja |
| Gestión de taludes en las autopistas de la red de Bidegi. Gipuzkoa. TYPSA |
| Inspección y control de los anclajes en la Red de Carreteras de la Diputación Foral de Gipuzkoa (DFG). TYPSA |
| La Norma Austríaca ONR24810 para el Estudio de Caída de Rocas, Diseño de Protecciones y su Mantenimiento |
| Metodología de cálculo de tramos de concentración de deslizamientos en la red de carreteras gestionadas por la GENCAT 1136 I. Paniagua, E. Álvarez, A. Gómez, P. Fernández y J. A. Martín-Caro |
| Necesidad de utilizar un procedimiento estandarizado, para el diseño de los sistemas anclados para estabilización de taludes, compuestos por revestimientos flexibles de altas prestaciones. Documento de Evaluación Europeo 230025-00-0106 |
| Valores representativos para su uso en las verificaciones de estados límites en el marco del futuro Eurocódigo 7 (EN1997:2025) 1160 J. Estaire Gepp y M. Santana |
| Paleo-deslizamientos - ¿Cuánto grande es "grande"? |
| Análisis retrospectivo del deslizamiento de ladera histórico de Inza (Navarra, España) |
| Análisis retrospectivo del paleomegadeslizamiento de ladera del Castillo de Vinuesa |
| ¿Cuánto grande es "grande" en los movimientos de ladera? Encuesta sobre la idea de magnitud y su comunicación |

| Evidencias sobre la dinámica de propagación de los debris avalanches de Tenteniguada y de Abona, Islas Canarias, a partir del análisis sedimentológico | | |
|---|--|--|
| Modelización retrospectiva del paleodeslizamiento de ladera relaccionado con la deglaciacion en la Sierra de Urbion | | |
| SESIÓN ESPECIAL | | |
| Sesión especial - AEEET, herramientas y casos prácticos de estabilización y protección | | |
| Avance y evolución en la ejecución de obras de protección y estabilización de taludes. Caso Real: Emergencia estabilización de talud N-340, Cañarete, Almeria (2020/21) | | |
| Estabilización de taludes mediante Soluciones Basadas en la Naturaleza "NBS", en la Estación de Esquí de Port-Ainé. Ejemplos con empalizadas de troncos tipo "Krainer" | | |
| Estandarización y digitalización de la información referente a estabilización de taludes y protección contra desprendimientos (partidas de obra, pliegos y datos ambientales) | | |
| Experiencias en la ejecución de saneamientos de bloques inestables mediante el uso de sacos neumáticos. | | |
| Gunita en taludes. Propiedades, medios de proyección, puesta en obra y retos | | |
| Implementación de diferentes técnicas para la estabilización de taludes en actuaciones de emergencia por el temporal Gloria realizadas en las carreteras BV-5301, C-61 y N-II en la provincia de Barcelona | | |
| Instalación superestructuras antiavalanchas en Ctra. C-28, P.K. 53 - 54. Puerto de la Bonaigua (Lleida) | | |

| Muros de revestimiento de mampostería en taludes de explanaciones ferroviarias: el descarrilamiento de tren de Vacarisses I. Paniagua, J. I. Serrano, R. Oliveras, S. Rubio y J. A. Martín-Caro | L |
|--|---|
| Protocolo de seguridad para trabajos en altura en taludes | 2 |
| Reconstrucción de talud mediante la técnica de "soil nailing revegetable" | 1 |

PONENCIAS

LOS DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS, IMPACTO Y ANÁLISIS CUANTITATIVO DEL RIESGO

Jordi COROMINAS (1)

(1) Catedrático emérito Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Universitat Politècnica de Catalunya-BarcelonaTech jordi.corominas@upc.edu

RESUMEN

Los desprendimientos rocosos son los procesos de inestabilidad de laderas que causan un mayor número de víctimas en España, así como importantes pérdidas económicas. En esta contribución se presenta la cuantificación del impacto de los desprendimientos rocosos obtenida a partir del vaciado documental, fundamentalmente prensa escrita. Se han recopilado 990 eventos ocurridos entre 1802 y 2021 que han causado víctimas (cerca de 1400 muertos y más de 2000 heridos). El análisis del inventario permite evaluar el impacto de los desprendimientos rocosos y su evolución en contextos muy diversos como las laderas edificadas, las excavaciones a cielo abierto, los ferrocarriles, las carreteras y en el entorno natural. Se constatan dos tendencias contrapuestas. Mientras que la peligrosidad y el riesgo disminuyen a medida que se acumulan las actuaciones estabilizadoras y preventivas en los entornos de las poblaciones y líneas de ferrocarril, el número de incidentes se incrementa por el aumento de la movilidad en carretera y la mayor frecuentación en el medio natural (mayor exposición). En otro apartado se realiza una primera estimación de las inversiones realizadas por distintas administraciones en la estabilización desmontes y laderas rocosas y para reducir el riesgo por desprendimientos. Finalmente, se presenta un ejemplo, detallado paso a paso, para mostrar el potencial de los inventarios de desprendimientos rocosos para evaluar de manera cuantitativa el riesgo directo e indirecto en carreteras.

1. INTRODUCCIÓN

Los desprendimientos rocosos son procesos predominantes en las zonas montañosas. Este término se aplica a los bloques o masas rocosas que, tras su separación de una pared empinada, experimentan caída libre y posterior impacto contra el terreno, con el consiguiente rebote, posible rodadura y/o deslizamiento de los fragmentos (Cruden y Varnes, 1996; Corominas y García Yagüe, 1997).

La litología, la estructura del macizo rocoso y el relieve local condicionan la ocurrencia de los desprendimientos. Con frecuencia, las discontinuidades presentes en el macizo determinan el mecanismo de rotura, que puede ser evaluado mediante el análisis cinemático de la estabilidad (Hoek and Bray, 1981). También intervienen otros factores como la resistencia de la roca y, en especial, de la erosión diferencial que da lugar a la formación de salientes y abrigos cuya estabilidad requiere de procedimientos específicos (Budetta, 2004).

Los desencadenantes en los desprendimientos rocosos no siguen un patrón definido. Es conocido que

los desprendimientos son frecuentes coincidiendo o poco después de episodios lluviosos, o asociados a ciclos de hielo-deshielo (Corominas, 1980; Mateos, 2013). Sin embargo, el establecimiento de umbrales es complejo y da lugar a resultados insatisfactorios. Con frecuencia, se superan los umbrales establecidos sin que se produzcan los desprendimientos y viceversa. Hay que tener en cuenta que otros efectos como la expansión térmica de la roca, la acción de las raíces o el paso de animales son también generadores de desprendimientos.

El desencadenante de desprendimientos rocosos con mayor repercusión a escala regional es la actividad sísmica. Posiblemente, el desprendimiento más catastrófico conocido en España sea el de Alhama de Granada, inducido por terremoto de Andalucía de 25 de diciembre de 1884 (E_{MS98}=IX-X; Mw=6,5-6,7). Esta población se hallaba situada en la zona epicentral del sismo y en ella colapsaron numerosos edificios. El número de víctimas no llegó a conocerse con exactitud. El Defensor de Granada cifró los muertos en 436 y los heridos, en 473. Las Comisiones Españolas e Italianas constituidas para la ocasión estimaron el número de muertos entre 307 y 330, y el de heridos en 502 (Vidal Sánchez, 2011). El efecto de la sacudida sísmica, probablemente amplificada por la topografía local, combinado con la baja calidad de las construcciones facilitaron el colapso de las viviendas. No obstante, existen evidencias de que varias construcciones fueron arrastradas al vacío por el desplome del cantil rocoso en el que apoyaban (Figura 1). El número de fallecidos por 2017 desprendimiento no se puede saber. En el episodio sísmico de 1884 otras localidades también fueron afectadas por los desprendimientos rocosos, se trata entre otras, de Izbor, Albuñuelas, Villanueva del Trabuco, Alfarnaya y Ventas de Zafarraya, actualmente pedanía de Alhama (Vidal Sánchez, 2011). Ventas de Zafarraya se halla situada próxima a la ruptura superficial del terreno generada por el terremoto, de más de 20km de longitud. Desde los estribos de la sierra de Alhama cayeron grandes bloques, que alcanzaron el fondo del polje de Zafarraya (Recherter et al. 2003; Rodríguez-Pascua et al. 2017). En esta localidad se contabilizaron 74 muertos, 12 de ellos eran arrieros que se encontraban alojados en una venta (Um Quidam, 1885). En Albuñuelas se contabilizaron 102 muertos, 500 heridos y 463 edificaciones, siendo buena parte de los daños atribuidos a los desprendimientos y deslizamientos (El Hamdouni et al 1997) aunque el número no se puede precisar.



Figura 1. Imagen del tajo de Alhama de Granada poco después del terremoto de diciembre de 1884. Las flechas amarillas indican la presencia superficies recientes (juntas/diaclasas) que podrían haber sido expuestas como consecuencia del desprendimiento de bloques de arenisca (foto: IGN).
2. IMPACTO DE LOS DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS

No hay disponible un inventario completo de los desprendimientos en España ni una estimación razonable de sus consecuencias. Los motivos son diversos. En primer lugar, se trata de fenómenos locales que, a diferencia de otros procesos naturales como los sismos o las inundaciones, afectan un ámbito territorial limitado, lo que complica su detección. Por otro lado, cuando el fenómeno principal son lluvias torrenciales que dan lugar a inundaciones o una sacudida sísmica, los desprendimientos y sus consecuencias suelen incluirse dentro del global de daños, sin distinción. A ello hay que añadir que los desprendimientos tienen lugar en laderas empinadas, frecuentes en áreas de montaña tradicionalmente poco pobladas y suelen pasar desapercibidos. Por todos estos motivos, su relevancia e impacto es difícil de cuantificar. Sin embargo, como veremos a continuación, desde el punto de vista del riesgo, son los procesos de inestabilidad de laderas que causan un mayor número de víctimas.

2.1 Daños Personales

Un análisis a nivel mundial de las catástrofes con más de 100 víctimas mortales realizado por Ayala (2002), concluyó que los movimientos de ladera (incluyendo deslizamientos, desprendimientos y corrientes de derrubios) eran el tercer riesgo natural de mayor impacto tras los terremotos y volcanes, si bien un orden de magnitud menor. Este mismo autor estimaba que, en la media, los movimientos de ladera producían unos 6 muertos al año (incluyendo los aludes de nieve). En España se han realizado inventarios regionales. Por ejemplo, en Asturias se han realizado inventarios regionales. Por ejemplo, en Asturias se han realizado inventarios regionales. Por ejemplo, en Asturias se han realizado inventarios que combinan el vaciado de la prensa local y la información recopilada de otras fuentes (Domínguez Cuesta et al. 1999) y que han sido recogidos a la Base de datos de Argayos del Principado de Asturias (BAPA), accesible en la dirección web: *http://geol.uniovi.es/BAPA*. Utilizando esta base de datos, Valenzuela et al. (2107) analizaron un total de 2063 roturas de ladera (deslizamientos, corrientes de derrubios, desprendimientos rocosos) del Principado, que cubre el periodo entre 1980 y 2015 (36 años), dando como resultado que sólo en 39 casos (1,9%) se produjeron víctimas (heridos y muertos). Es decir, algo más de una víctima anual.

En esta comunicación presentamos un primer intento de cuantificar los daños personales y el coste de las inversiones relacionados con desprendimientos rocosos en España. Este trabajo no pretende ser un inventario completo de los desprendimientos ocurridos, sino que ha tenido en cuenta únicamente los eventos que han causado víctimas (muertos y/o heridos). Se trata pues, de una muestra reducida de la actividad real de los desprendimientos, seguramente varios órdenes de magnitud menor. El procedimiento ha consistido en el vaciado de algunas hemerotecas. Fundamentalmente, las hemerotecas de prensa periódica generalista como La Vanguardia (desde 1 de febrero de 1881 hasta la actualidad) y el diario ABC (desde 1 de enero de 1903). También se han consultado recopilaciones como las de accidentes ferroviarios (http://www.fcmaf.es) obtenidas del vaciado específico de un abanico de medios comunicación. Los criterios de búsqueda se basaban en la utilización de palabras clave como "desprendimiento de tierra", "desprendimiento de roca", "caída de rocas", "desplome de ladera" "desprendimiento + muerto", "desprendimiento + sepultado", "catástrofe+ desprendimiento", entre otros. No se han incluido aquellos eventos con víctimas ocurridas en excavaciones para *cimentaciones, zanjas y pozos*, y tampoco las producidas en galerías mineras y túneles. Es necesario precisar que este inventario adolece de diversas limitaciones, empezando por la propia descripción del evento. Así, la prensa escrita a menudo denomina desprendimiento a eventos que en realidad podrían ser deslizamientos u otros mecanismos. Existe también imprecisión en la descripción de algunos accidentes relacionados con las excavaciones a cielo abierto, que sí han sido consideradas. Finalmente, existe confusión y disparidad en el número y calificación de los heridos. El nivel de gravedad en las descripciones es muy variable, cuando la hay. Por este motivo, hemos considerado "heridos graves" cuando así constan y "heridos de diversa consideración" los de carácter leve, pronóstico

reservado y los no especificados. Cuando se trata de personas sepultadas sin más información, han sido incluidas en el apartado de "heridos diversos". Una dificultad añadida es que en los eventos catastróficos se suceden los telegramas y se producen repeticiones en el número y estado de las víctimas. El inventario se resume en una hoja excel accesible en formato abierto en la página web del proyecto Georisk (*https://georisk.upc.edu/es*) de los grupos de investigación EngGeoModels y EGeo de la Universitat Politècnica de Catalunya. La información contenida en la hoja excel incluye la fecha de ocurrencia, localidad, provincia, contexto (carretera, ferrocarril, excavación, vivienda en ladera, medio natural, elemento vulnerable, número de muertos, heridos y la fuente informativa. Las tablas y figuras que aquí se presentan se han elaborado a partir del tratamiento estadístico simple de los datos del citado inventario.

El inventario recopilado es incompleto. La razón es que en los primeros años de la prensa escrita, no se recogen todos los episodios desprendimiento con víctimas por ocurrir en zonas remotas y por la falta de medios de telecomunicación. Como se ha comentado en la introducción, en algunos episodios catastróficos como el terremoto de Andalucía de 1884, no ha sido posible determinar el número de víctimas mortales y heridos a consecuencia de los desprendimientos. En localidades como Alhama de Granada, Ventas de Zafarraya o Albuñuelas, las víctimas por desprendimientos pueden haber sido decenas o incluso cientos, pero se desconoce. Otra fuente de incertidumbre son las muertes accidentales en el monte a causa del impacto de bloques desprendidos, que a menudo derivan en caídas por barrancos o laderas empinadas. Incluso hoy en día, es difícil establecer si el origen del accidente es un desprendimiento. Lo mismo ocurre en los en los accidentes de tráfico provocados por los desprendimientos, especialmente si sólo se producen daños materiales o heridas leves. Los episodios con víctimas suelen ser recogidos en los medios de comunicación cuando se trata de obras y canteras pero en determinadas ocasiones, como en Seira, puede haber existido censura de las autoridades¹. También es frecuente que la información del evento sea confusa o incompleta y sin seguimiento posterior. En numerosas ocasiones, el fallecimiento de los heridos no ha quedado registrado. Por todos estos motivos, la relación de víctimas que se presenta debe considerarse como un mínimo.

Entre 1803 y 2021, se han contabilizado en España más de 1700 muertes por inestabilidad de taludes y laderas, la mayoría causadas por desprendimientos rocosos. El inventario que presentamos en esta comunicación incluye 990 casos de desprendimientos rocosos responsables de más de 3400 víctimas, con el siguiente desglose: 1388 muertos, 519 heridos graves y 1521 heridos de diversa consideración. Estas cifras corresponden a una media anual de 6,3 muertos y 8,3 heridos. Si se considera el periodo de los últimos 150 años, en el que existe prensa escrita diaria (1872-2021) y es más completo, la media anual asciende a 8,9 muertos y 13,3 heridos. El desglose por contextos se muestra en la **Tabla 1**.

| | Número de | Muertos | Heridos | Heridos leves | Total |
|---------------|-----------|---------|---------|---------------|----------|
| | eventos | | graves | y sin | víctimas |
| | | | | especificar | |
| Viviendas en | 139 | 529 | 104 | 125 | 758 |
| ladera | | | | | |
| Excavaciones | 246 | 370 | 106 | 84 | 560 |
| Ferrocarriles | 202 | 204 | 185 | 1024 | 1413 |
| Carreteras | 165 | 99 | 71 | 173 | 343 |
| Medio Natural | 209 | 144 | 46 | 106 | 296 |
| Sin precisar | 29 | 42 | 7 | 9 | 58 |
| Total | 990 | 1388 | 519 | 1521 | 3428 |

Tabla 1. Número de desprendimientos con víctimas recopilados y desglose de los mismos por la gravedad de los daños infligidos y el contexto.

¹ http://lacole-elblogdecampohuesca.blogspot.com

Las cifras obtenidas son mayores que las recogidas en trabajos anteriores. El primer estudio comprensivo sobre el impacto de los riesgos geológicos en España (Ayala et al. 1987) presentó una estimación de pérdidas de vidas humanas, con muchas reservas al considerar que era de difícil predicción por las numerosas incertidumbres del cálculo. Analizaron dos escenarios: riesgo medio que corresponde al evento máximo conocido en los últimos 30 años con un periodo de retorno de 500 años, y riesgo máximo que corresponde al evento máximo conocido en los últimos 30 años y un periodo de retorno de 30 años. Para un periodo de 30 años, las víctimas mortales por movimientos del terreno (desprendimientos, pero también deslizamientos, corrientes de derrubios y hundimientos del terreno) se estimaban para la hipótesis de riego medio en 70 y en menos de 500 para la hipótesis de riesgo máximo. Es decir, 2,3 y <16,7 víctimas mortales al año para la hipótesis de riego medio y máximo, respectivamente. También Ayala (2002), calculaba 6 víctimas mortales al año por movimientos de ladera, incluyendo aludes. Hay que tener en cuenta que sólo los aludes de nieve han causado un promedio de 3,4 víctimas/año durante el periodo 1976-2017 (Leo y Cuchí, 2017). Si bien las cifras de víctimas obtenidas a partir de nuestro inventario son más elevadas, como se verá a continuación, la tendencia en varios de los contextos es claramente decreciente merced a las medidas de mitigación que se han ido adoptando.

A pesar del carácter local de los desprendimientos rocosos, cuando afectan núcleos de población levantados al abrigo de paredes rocosas, pueden ocurrir verdaderas catástrofes. En la Tabla 2, se recopilan los eventos con 10 o más víctimas en viviendas, documentados desde 1803. Aunque sólo representan el 14% de los eventos del inventario, son responsables de más del 38% de las muertes y del 20% de los heridos graves.

| Localidad | Provincia | Fecha | Casas destruidas | Muertos | Heridos graves | Otros heridos |
|---------------------|-----------|------------|---------------------|---------|----------------|---------------|
| Alcalá de Júcar | Albacete | 24/12/1803 | 30 | 26 | 27 | |
| Chiclana de Segura | Jaén | xx/xx/1809 | | 10 | | |
| Azagra | Navarra | 30/06/1856 | | 11 | | |
| Azagra | Navarra | 21/07/1874 | 72 | 99 | | |
| Venta de Zafarraya | Granada | 25/12/1884 | | 12 | | |
| Albalate | Teruel | 12/04/1892 | 1 | 8 | | |
| Els Espluvins | Lleida | 21/05/1894 | 1 | 11 | | 1 |
| Viana do Bolo | Ourense | 27/12/1909 | varias | 26 | | |
| Bunyol | Valencia | 04/08/1911 | 25 | 9 | 16 | |
| Ronda | Málaga | 03/07/1917 | 3 | 15 | | |
| Cabila de Tensaman | Melilla | 01/08/1930 | | 16 | | 3 |
| Alcalá de Júcar | Albacete | 13/12/1932 | 3 | 11 | 13 | |
| Muela de Cortes | Valencia | 19/02/1933 | varias | 11 | 1 | 7 |
| Fuentes de Cesna | Granada | 04/02/1940 | 11 | 19 | 4 | |
| Alcalá de Júcar | Albacete | 19/12/1945 | 20 | 16 | 2 | 40 |
| Huelva | Huelva | 12/09/1956 | | 13 | 10 | |
| Montjuïc- Barcelona | Barcelona | 08/03/1963 | 15 | 9 | 3 | |
| Tamarit de Llitera | Huesca | 29/06/1974 | 3 | 4 | 4 | 2 |

Tabla 2. Desprendimientos rocosos que han causado 10 o más víctimas (muertos y heridos) en edificios, en el periodo comprendido entre 1803-2021

La localidad con el mayor número de víctimas conocidas por un solo evento es Azagra (Navarra) (Figura 2). La relación exhaustiva de los episodios ocurridos en la localidad se recoge en el enlace *http://azagra0.galeon.com/tragediasdeazagra.htm* y en *http://patximendiburu.blogspot.com*. Esta población ha sufrido varios episodios, siendo un primer aviso el del 30 de junio de 1856. En esta fecha que se desplomó una parte considerable de la peña llamada "El Castillo" arruinando seis casas y sepultando 11 personas, recuperándose una criatura ilesa en una de ellas. El 21 de julio de 1874, de madrugada, se desplomó una parte importante de la peña, sorprendiendo el sueño de una gran parte del vecindario. El resultado fue la destrucción de 77 edificios habitados con un total de 99 muertos. A raíz de este episodio empezaron algunos trabajos de desmonte y contención que no pudieron evitar

nuevas caídas el 20 de enero de 1903 y el 13 de mayo de 1946, causando dos víctimas cada uno de ellos. Posteriormente se han producido algunos derrumbes ocasionales sin consecuencias personales.



Figura 2. Cantil agrietado de areniscas y arcillitas que corona la localidad de Azagra, Navarra. Diciembre 1961 (foto: Diputación Foral de Navarra)

Otra localidad recurrentemente afectada es Alcalá de Júcar (Albacete) (Figura 3). La primera referencia conocida del 24 de diciembre de 1803, cuando se desprendió el cantil sobre el que se apoyaba parte del castillo. Un total de 30 casas fueron destruidas, con un balance de 26 muertos mientras que 27 personas fueron sepultadas y rescatadas con vida en los tres días siguientes. Su rescate fue posible por encontrarse resguardadas en los abrigos de las casas-cueva (Rodríguez de la Torre, 1997). La localidad es una historia de riesgo ya que se conocen nuevos sucesos en los siglos XIX y XX. El 12 de enero de 1880, se produjo un desplome de la ladera en el barrio del Cenajo, con un número de víctimas sin especificar y 50 familias desalojadas. El fenómeno se repitió en abril de 1881 en el Peñón Berrocal, recuperándose 7 cadáveres, aunque podrían ser más (López Sanz, 2104). Posteriormente, el 13 de diciembre de 1932, un nuevo desprendimiento de entre 9 y 50t al inicio de la carretera en dirección a Casas Ibáñez, destrozó tres viviendas, con un balance de 11 muertos y 13 heridos graves (López Sanz, 2014). El suceso se repite el 19 de diciembre de 1945, con 20 viviendas sepultadas, atrapando unas 60 personas. El balance fue de 16 muertos, 2 heridos graves y 40 heridos de diversa consideración. Más recientemente, han seguido ocurriendo los desprendimientos, afortunadamente sin daños personales.



Figura 3. Bomberos desescombrando los bloques en el desprendimiento de 1932 en Alcalá de Júcar. Foto: Luís Escobar López

Un caso en el que se pone en evidencia la intervención humana es el de Bunyol, València. En esta localidad se desplomó una parte de la muralla y la torre fortificada que estaban cimentadas sobre la roca tobacea (Figura 4). El detonante fue la excavación de la roca desde las viviendas situadas a su pie, con objeto de ampliar cuadras y dependencias. El 4 de agosto de 1911, la pared rocosa se desplomó y con ella, la muralla y una calle superior. Un total de 20 casas se derrumbaron con un saldo de 9 muertos y 11 heridos. Se recuperaron varios ilesos y 90 familias quedaron sin morada. El mismo día del derrumbe, instantes antes, apareció una grieta en una de las casas sobre el cantil por lo que el alcalde ordenó el desalojo de las viviendas, pero en no todas se cumplió (*https://bunyul.com*).



Figura 4. Vista parcial de Bunyol antes y después del desprendimiento de 1911 (https://bunyul.com)

En la prensa catalana tuvo especial una repercusión el desprendimiento que destruyó el hostal dels Espluvins. El hostal se hallaba próximo a Coll de Nargó, Lleida, en la margen derecha del río Segre. Se trata de un tramo en el que el río discurre fuertemente encajado. Los restos del hostal están hoy en día sumergidos bajo las aguas del embalse de Oliana. El 31 de mayo del año 1894,

sobre las 8 de la mañana un gran bloque de caliza tobacea, con un volumen estimado de unos 10,000m³, se desprendió de la ladera desde una altura de unos 150m y se precipitó sobre el hostal. Los fragmentos resultantes se llevaron por delante el hostal, las cuadras, los arrieros y sus animales. El golpe de aire generado por el desprendimiento hizo que algunos restos fueran a parar a la otra margen del río. El balance de víctimas fue de 11 fallecidos, 1 herido, una persona que salvó la vida al caer al río Segre, que bajaba crecido, y pudo amarrarse a una higuera de donde fue rescatado, así como dos ilesos. Existe cierta confusión en el número definitivo de víctimas porque en la edición de la Vanguardia del día 6/09/1894 se cita lo siguiente: *"Las víctimas cuyos nombres se conocen ascienden a 13, suponiéndose que perecieron además seis segadores forasteros"*. También se perdieron 10 carros y 20 mulos. Las pérdidas materiales se estimaron en más de 200,000 pesetas de la época. El desencadenante se atribuye a las persistentes lluvias de los 15 días precedentes.

Los desprendimientos rocosos también han sido la causa del abandono de localidades. Un caso a destacar es el de Fuentes de Cesna, en Granada. Actualmente es una pedanía de Algarinejo, próximo al embalse de Iznájar. Su anterior emplazamiento es conocido como Fuentes Viejas. Según recoge el periódico la Vanguardia, el 4 de febrero de 1940, una masa de 600x500m de areniscas y conglomerados se desplomó del Tajo de las Cuevas sobre la localidad, dejando un manto de derrubios de 3m de grosor. El volumen se estimó en cerca de 1Mm³. En el suceso, 22 casas fueron destruidas con un balance de 19 muertos y 4 heridos graves. A pesar de la destrucción, se pudieron rescatar supervivientes. La causa del desprendimiento se atribuye a las intensas y persistentes lluvias. El 4 de abril de 1963, nuevas lluvias provocaron la desestabilización del terreno, agrietando viviendas y obligando a desplazar 200 moradores. En 1965, se empezó a levantar la nueva Fuentes de Cesna. Las grietas en los cantiles, el depósito de fragmentos de 1940 y los restos de los edificios son visibles todavía en la actualidad (**Figura 5**).



Figura 5. Vista del cantil de la Sierra del Alcornocal, con las grietas todavía visibles en el cantil donde de se desprendió la masa rocosa que destruyó el antiguo emplazamiento de Fuentes de Cesna (Fuentes Viejas). Imagen GoogleEarth ®.

Con el tiempo, diversas localidades amenazadas han ejecutado trabajos de estabilización y/o protección, con lo que el número de accidentes con un elevado número de víctimas se ha reducido y se espera que se reduzca todavía más en un futuro. Aun así, siguen ocurriendo episodios de inestabilidad como en marzo de 2016 en Ondarroa, Bizkaia, donde la ladera Kamiñalde se derrumbó junto a unos bloques de viviendas, afortunadamente sin víctimas. El desprendimiento

obligó a desalojar en un primer momento a 176 familias, algunas de las cuales no pudieron regresar hasta diciembre de 2017. Los trabajos de reparación y contención supusieron la construcción de muros anclados, sistemas de drenaje y la retirada de cerca de 600.000 metros cúbicos de roca. El coste de la reparación ascendió a 17M euros.

La **Figura 6** muestra la distribución por decenios de los 139 casos inventariados de desprendimientos rocosos causantes de víctimas en viviendas. El periodo cubierto va desde 1803 hasta 2021 y constan 758 víctimas (529 muertos y 229 heridos). El registro contiene numerosas lagunas. Así, en la primera mitad del siglo XIX sólo consta el episodio del 24 de diciembre de 1803 en Alcalá de Júcar. El desarrollo de la prensa periódica en el último cuarto de siglo junto con la mejora de la transmisión que se adquirió con la telegrafía eléctrica, facilitó la llegada de noticias de poblaciones remotas, aunque no todas, y un mejor conocimiento de los sucesos. Por este motivo, puede considerarse que, a partir de 1880, el inventario recoge los principales episodios de carácter catastrófico en poblaciones, con algunas excepciones como la mencionada del terremoto de Andalucía de 25 de diciembre de 1884. Las cifras de muertos y heridos presentados en la **Figura 6** deben considerarse pues como un límite inferior.



Figura 6. Evolución del número de víctimas causadas por los desprendimientos en viviendas, agrupadas por decenios.

En la **Figura 6** se observa una distribución irregular en el número de víctimas. Entre 1872 y 1971, el promedio de víctimas supera las 6 anuales (más de 60 por década). A partir de los años 1970s, el número decrece significativamente. Esto debe atribuirse a las inversiones en trabajos de contención y protección realizadas desde entonces y a la consideración de las cartografías de peligrosidad en la planificación urbanística.

Las excavaciones a cielo abierto, canteras, graveras y tejerías han sido una fuente permanente de accidentes. También lo han sido las excavaciones de obras de ingeniería civil como son las presas)². El inventario recoge más de 240 eventos con víctimas con un total de 370 muertos y 190 heridos de diversa consideración (**Tabla 1**). Los accidentes se producen en situaciones muy dispares, desde obras que generan grandes alturas de desmonte y volúmenes de excavación, a canteras de dimensiones variables, y excavaciones menores realizadas de forma manual sin ningún tipo de diseño ni protección. Los principales accidentes con víctimas han tenido lugar en

² Los incidentes en excavaciones de desmontes de carretera y ferrocarril se comentan en otros apartados.

desmontes para presas y canales en las que intervienen un número elevado de operarios. El accidente con un mayor número de víctimas fue el ocurrido el 31 de julio de 1972 durante la excavación del estribo de la presa de Cedillo en Cáceres, en la cuenca del río Tajo. Se estima que aproximadamente 50 mil metros cúbicos de tierras se precipitaron desde una altura de unos 40m con el resultado de 11 muertos y un herido. El 10 de febrero de 1982 se produjo el desprendimiento de un tajo de 20m de longitud en las obras del canal Tajo-Segura, en Lorca, Murcia, con el resultado de 7 víctimas.

Un caso paradigmático es la montaña de Montjüic, elevación emblemática de Barcelona. A pesar de sus modestas dimensiones (191m de altura y unas 360 ha de extensión), ha sido testigo de numerosos incidentes que se han ido reduciendo con el tiempo. El lado mar es escarpado por la presencia de una falla, siendo el Morrot (Morro) un cantil natural a cuyo pie discurrían la carretera al puerto, la vía de ferrocarril y del tranvía, interrumpidos recurrentemente por los desprendimientos. Éstos llegaron a afectar también el cementerio en diversas ocasiones. Eran frecuentes los llamamientos de los medios de comunicación solicitando a las autoridades militares a cargo de la montaña, que adoptaran medidas de prevención y protección. La composición litológica de Montjuïc es de areniscas miocenas de cemento silíceo, alternando con niveles arcillosos. Las areniscas son rocas muy duras de tonalidades blancas y violáceas y fueron objeto de intensa explotación para la construcción, entre otros edificios, de la Sagrada Familia, la Catedral, el Palacio de la Virreina y el Parlament (Figura 7). El 3 de julio de 1900 se crea el Fomento de Obras y construcciones para extraer roca de la montaña. Se llegaron a contabilizar 25 canteras, repartidas por el macizo, en las que periódicamente se producían accidentes hasta que finalmente se cierran en 1955, por orden del capitán general que las consideró un peligro. Diversas oleadas de inmigrantes se instalaron en sus faldas del macizo formando conjuntos de barracas, especialmente a partir de los trabajos de la exposición universal y su presencia se prolongó hasta los años 1970. En 1957 se calcula que existían más de 6.000 barracas en las que habitaban cerca de 30.000 personas. Estas moradas también sufrieron la caída de bloques. Uno de los eventos más dramáticos fue el desprendimiento el 8 de marzo de 1963 de varias rocas, algunas de más de 100t. Sepultó 4 barracas y dañó otras 11 con un balance de 9 muertos y 3 heridos. Otros eventos fueron de menores consecuencias. En la Tabla 3 se presenta una relación de eventos ocurridos en la montaña.



Figura 7 .Cantera de arenisca en la montaña Montjuïc, Barcelona (fuente: ICGC)

| Fecha | contexto | Muertos | Heridos graves | Otros heridos |
|------------|------------------------------|---------|----------------|---------------|
| 30/11/1881 | Vía ferrea | | | |
| 13/05/1882 | Cantera Magallera | 1 | | |
| 21/06/1884 | Cantera Montjuïc | | | |
| 23/05/1889 | Cantera Les Figueres | | | 1 |
| 19/04/1893 | Cantera la Bailarona | | | 1 |
| 20/03/1899 | | 1 | 2 | 1 |
| 12/08/1903 | Cantera Safont | | 1 | |
| 17/08/1903 | Cantera Safont | | 1 | |
| 26/07/1905 | carretera | | 2 | |
| 6/01/1909 | cantera | 1 | | |
| 27/09/1915 | Cantera d'en Peret | 1 | 1 | |
| 17/08/1918 | cantera | | | 1 |
| 06/09/1921 | | 1 | | |
| 10/12/1923 | Llengua de Serp | 1 | | |
| 12/03/1925 | cantera | 1 | | |
| 03/08/1926 | Morrot - carretera | | 1 | 4 |
| 12/02/1930 | Morrot - carretera | 2 | | 1 |
| 03/10/1947 | vivienda | 1 | 2 | |
| 10/03/1951 | Vivienda – Casa Antúnez | 3 | | |
| 02/10/1951 | Vivienda – Conde del Asalto | 2 | | |
| 3/10/1951 | 11 Viviendas – camí Esparver | | | |
| 11/07/1952 | Vivienda – Conde del Asalto | 1 | | |
| 08/03/1963 | 15 viviendas | 9 | 3 | |
| 06/04/1969 | 30 Vivienda – Casa Antúnez | | | |
| 06/12/1971 | Calle Poeta Cabanyes | 1 | | |

Tabla 3. Recopilación desprendimientos ocurridos en la montaña de Montjuïc de Barcelona

La mecanización progresiva de las labores de excavación junto con la evolución del diseño de las cortas y las medidas de seguridad han permitido reducir el número de operarios expuestos en las excavaciones (**Figura 8**)



Figura 8. Evolución del número de víctimas causadas por los desprendimientos en excavaciones, agrupadas por decenios

Otra importante fuente de víctimas han sido los desprendimientos en tramos ferroviarios. En el inventario, el 20,4% de eventos recopilados (202 eventos) responden a esta casuística mientras que representan el 14,7% de las muertes y el 59% del total de los heridos (el 35,6% de los heridos graves). Las mayores catástrofes se asocian al descarrilamiento de los convoyes y/o al empotramiento de los vagones de pasajeros. Así, la mayor parte de víctimas mortales (56%) y un porcentaje significativo de los heridos (33%), se deben únicamente a los 14 eventos recogidos en la Tabla 4. Son innumerables los incidentes durante la fase de excavación de los desmontes en trinchera, sobre todo en los primeros años de explotación. Los desmontes que, en general, habían sido ejecutados con ángulos muy verticales y una pobre calidad de excavación, sufrían frecuentes desmoronamientos, normalmente coincidiendo con los episodios lluviosos. El papel del personal de las compañías de ferrocarril o de espontáneos, que mediante todo tipo de avisos y señales advertían a los maquinistas de las tierras desprendidas, fue providencial para evitar un mayor número de catástrofes. En la prensa de la época, especialmente a finales del siglo XIX y primeros del XX aparecían artículos y noticias sobre la necesidad de mejorar las condiciones de seguridad de la infraestructura y una mayor diligencia del personal de vigilancia. Hubo incluso manifestaciones de protesta.

En la edición del 16 de diciembre de 1899 del periódico *El Lucense* se indicaba lo siguiente: "A continuar así las cosas no habrá más remedio que renunciar a viajar en tren, o de lo contrario entrar bien confesados u bien preparaditos para sufrir el suplicio que nos impongan las compañías de ferrocarriles". A raíz de la catástrofe de Filgueira-Frieira se produjeron debates en la prensa escrita entre usuarios, propietarios y trabajadores. Así, en la edición del 31 de marzo de 1915 del periódico La Región, se publicó un escrito de la Unión Ferroviaria Española en la que se afirmaba que "lo sorprendente era que en los 34 años de explotación no hubiera ocurrido lo que ocurrió el día 10.....La mayor parte de las trincheras de la línea de Orense a Vigo,...ofrecen indicios peligrosos como lo demuestra una simple inspección ocular y lo atestiguan los frecuentes desprendimientos que ocurren" y citan numerosos eventos ocurridos. El debate llegó a las Cortes y el Juicio tuvo un alto seguimiento.

| Localidad | Provincia | Fecha | contexto | Muertos | Heridos | Heridos de diversa |
|---------------------|------------|------------|--------------|---------|---------|--------------------|
| | | | | | graves | consideración |
| Cádiz | Cádiz | 09/05/1879 | explotación | 5 | 1 | 7 |
| Laxosa, O Corgo | Lugo | 01/08/1882 | construcción | 11 | | |
| Olesa de Montserrat | Barcelona | 28/03/1911 | explotación | 5 | 3 | 8 |
| Baiona | Pontevedra | 12/01/1915 | explotación | 5 | | 10 |
| Filgueira-Frieira | Pontevedra | 10/03/1915 | explotación | 19 | 4 | 32 |
| Villagonzalo | Badajoz | 12/10/1921 | explotación | 12 | | 76 |
| Ametlla de Mar | Tarragona | 01/09/1926 | explotación | 24 | 20 | 130 |
| Alcaraz | Albacete | 26/11/1930 | construcción | 6 | | |
| Espiel | Córdoba | 27/12/1932 | explotación | 5 | 2 | |
| Montabriz | Cantabria | 24/01/1934 | explotación | 5 | 20 | |
| Amurrio | Araba | 20/03/1974 | explotación | 1 | 2 | 31 |
| Garraf | Barcelona | 11/04/1974 | explotación | 3 | | 15 |
| Garraf | Barcelona | 20/10/1981 | explotación | 3 | 1 | 16 |
| Pindueles | Asturias | 03/08/1988 | explotación | 11 | 1 | 18 |

Tabla 4. Accidentes catastróficos ferroviarios con 5 o más víctimas mortales, causados por los desprendimientos de rocas y tierras

El evento con mayor número de víctimas y descrito con más profusión de detalles por la prensa es el de la Ametlla de Mar, Tarragona. Tuvo lugar en mitad de un temporal de lluvias la noche del 1 de setiembre de 1926. Fue una noche complicada para el transporte ferroviario de Catalunya, con otros desprendimientos en Molins de Rei, en Sant Cugat, el ferrocarril de Olot así como hundimientos de la vía en Terrassa. En la madrugada del día 1, el tren correo procedente de Barcelona descarriló entre los kilómetros 218 y 219 a consecuencia de un desprendimiento de tierras. El desprendimiento, con una extensión de 50m, tuvo lugar al paso de la locomotora, que acabó chocando contra el desmonte. Un muro de contención se precipitó sobre dos de los vagones. El elevado número de víctimas, 24 muertos y 20 heridos graves y 130 heridos de diversa consideración, se debió al empotramiento de los vagones.



Figura 9. Vista parcial del trazado del ferrocarril por la costa de Garraf, Barcelona (foto: ICGC)

En otras ocasiones la catástrofe pudo evitarse porque las rocas desprendidas rompieron la catenaria, con la consiguiente pérdida de suministro y la parada del convoy. Así ocurrió en los túneles de Garraf (Barcelona) el 1 de abril de 1982 en el momento que circulaba un tren con 500 viajeros, el descarrilamiento hubiera supuesto la caída del convoy al mar. El caso más reciente con víctimas ocurrió el 21 de noviembre de 2018 en Vacarisses, Barcelona. Un tren de cercanías impactó contra los derrubios acumulados en la vía con el resultado de una persona fallecida. 5 heridos graves y 44 heridos de diversa consideración. Este evento tuvo una importante repercusión mediática y un intenso debate sobre el estado del mantenimiento de la infraestructura.

Los descarrilamientos a causa de los desprendimientos han sido muy numerosos, la mayoría sin daños personales y otros con un número reducido de heridos. El número de víctimas mortales en accidentes ferroviarios causados por los desprendimientos rocosos ha ido reduciéndose con el tiempo, como era de esperar. En los primeros años de explotación las caídas eran frecuentes. Los comentarios sobre el estado de la infraestructura y las quejas de los viajeros en la prensa, ha sido una constante. Con el paso de los años se han reforzado y protegido los taludes y se han instalado dispositivos de alerta y/o frenado en el caso de rotura de la catenaria, lo que ha reducido el número de colisiones. Aun así, debido a la extensión de la red, siguen ocurriendo accidentes (**Figura 10**).



Figura 10. Evolución del número de víctimas causadas por accidentes de ferrocarril provocados por los desprendimientos, agrupadas por decenios

Las carreteras de montaña son especialmente vulnerables por un doble motivo: la ejecución de desmontes de grandes dimensiones y por discurrir bajo laderas naturales que alcanzan cientos de metros de elevación. Los tramos más críticos corresponden a las hoces o congostos, muy frecuentes en las principales cadenas montañosas, en las que el trazado discurre durante kilómetros expuesto a los desprendimientos cuyo origen se sitúa a gran altura. En el Pirineo son conocidos Terradets y Collegats en el río Noguera Pallaresa, Tres Ponts en el río Segre, el congosto de Ventamillo en el río Ésera, o el desfiladero de la Hermida el río Deva en Cantabria. Durante décadas, el tráfico por estas carreteras ha sido muy escaso por lo que el número de accidentes ha sido reducido. El número de víctimas también es bajo porque el número de vehículos implicados y de ocupantes también lo es. En los últimos años se ha experimentado un aumento substancial de visitantes y de tráfico en las carreteras de montaña, por lo que paralelamente, se ha incrementado el número de accidentes. A pesar del esfuerzo inversor, con nuevas variantes, y de los trabajos de estabilización y protección que han llevado a cabo las administraciones concernidas, el número de víctimas se ha ido incrementando. En la Tabla 5 se presentan los accidentes recopilados con mayor número de víctimas y en la Figura 11, los accidentes registrados repartidos por decenios. Se trata de cifras claramente incompletas porque la mayoría de percances (los que causan un menor daño) no se registran, como se verá en el ejemplo de cálculo de riesgo en la sección 3.1.

| Localidad | fecha | Muertos | Heridos | comentario |
|---|------------|---------|---------|---|
| Puente Pumar, Cantabria | 27/06/1803 | 9 | | En construcción. Se desploman 24.000 m ³ |
| Gerri de la Sal, Lleida | 09/09/1902 | 8 | 3 | En construcción |
| Carretera de Valencia Barcelona | 12/12/1924 | 4 | | |
| Toro, Zamora | 06/12/1965 | 4 | | Dos desprendimientos consecutivos |
| Desfiladero de la Hermida, Cantabria | 18/09/1967 | 4 | 6 | Tramo de 200m afectado, 3 vehículos |
| Ronda-San Pedro de Alcántara, Málaga | 04/12/1978 | 4 | 16 | Se despeña un autocar |
| Estrada-Silleda, Pontevedra N-640 | 25/06/1992 | 5 | 30 | Autocar se despeña por barranco de 45m |

Tabla 5. Accidentes con 4 víctimas o más provocados por desprendimientos rocosos en carreteras



Figura 11. Evolución del número de víctimas causadas por accidentes de carretera provocados por los desprendimientos, agrupadas por decenios

El mayor número de víctimas (muertos y heridos) se debe a aquellos accidentes que implican a vehículos de transporte colectivo. En los accidentes ocurridos en la carretera de Ronda a San Pedro de Alcántara en 1978 y de Estrada a Silleda en 1992 (**Tabla 5**), el desprendimiento causó la salida de la vía de un autocar que se precipitó por un barranco. Aunque no aparecen en la tabla citada, vale la pena mencionar el accidente ocurrido el 11/09/1986 en la autopista A-2 a la altura de Cabra del Camp, Tarragona en el que un autocar se accidentó al intentar esquivar unas rocas desprendidas, causando dos muertos y 19 heridos y el de Zalla, Bizkaia con 35 heridos, dos de ellos graves, al precipitarse el autocar por un barranco. También son frecuentes los accidentes en la fase de construcción de la carretera y que se han reducido progresivamente con el tiempo, a medida que mejoraba el diseño de los taludes, las técnicas constructivas y la implementación de

protocolos para la reducción del riesgo laboral.

Del inventario que presentamos llama la atención la tendencia que, no por intuida, no había sido expresada en cifras hasta ahora. Nos referimos al riesgo asociado al tránsito por los espacios naturales en los que los desprendimientos rocosos son procesos muy frecuentes, como ocurre en la alta montaña. El aumento de aficionados al senderismo y alta montaña en los últimos años, ha incrementado sensiblemente la exposición, el riesgo individual y el número de víctimas. No se trata pues de un aumento de la actividad de los desprendimientos. Las estadísticas disponibles son incompletas porque, como se ha comentado, en las referencias a los accidentes de montaña y en particular las caídas, raramente consta la causa que los origina. Al tratarse de una actividad que se ejercita de forma individual o en pequeños grupos y en movimiento, el número de personas afectadas en cada accidente es muy reducido (**Tabla 6**). De forma similar, el aumento de visitantes en las playas y costas acantiladas, ha incrementado el número de accidentes.

| Localidad | fecha | Muertos | Heridos | comentario |
|------------------------|------------|--------------|---------|-----------------------------|
| | | | graves | |
| | | Monte | | |
| Xixona, Alacant | 27/02/1913 | 3 | | |
| Montbui, Barcelona | 06/01/1930 | 3 | | |
| Ojos del Canal, | 15/08/1953 | 3 | | |
| Zaragoza | | | | |
| Sant Joan de | 18/10/1940 | 3 | | |
| Fàbregues, Barcelona | | | | |
| Peña Vieja, Asturias | 19/05/1977 | 2 | | |
| Montserrat, | 07/11/1982 | 2 | | |
| Barcelona | | | | |
| Port de Comte, Lleida | 10/10/1987 | 2 | 2 | |
| Canal del Cristall, | 19/12/1993 | 3 | | Helicóptero de rescate |
| Serra del Cadí, Lleida | | | | alcanzado por una roca |
| Barranco de | 28/06/2008 | 2 | | |
| Guayonje, Tenerife | | | | |
| Montserrat, | 12/12/2008 | 2 | | Operarios que reforzaban la |
| Barcelona | | | | ladera |
| Torre de Olavarría, | 24/07/2012 | 2 | | |
| León | | | | |
| Pico el Jiso, Asturias | 22/04/2017 | 2 | | |
| Las Cañadas del | 08/03/2021 | 2 | | |
| Teide, Tenerife | | | | |
| | | Playa/acanti | lado | |
| Playa fuente de la | 09/07/1961 | 4 | | |
| Salud, Torremolinos, | | | | |
| Málaga | | | | |
| Playa Santa María del | 21/07/1985 | 4 | | |
| Mar, Cádiz | | | | |
| Cala Sa Nau, | 14/04/2021 | 2 | | |
| Felanitx, Mallorca | | | | |

Tabla 6. Relación de accidentes en el medio natural con dos o más muertos provocados por desprendimientos rocosos. Arriba: monte (senderismo y otras actividades). Abajo: playas y costas acantiladas.



Figura 12. Evolución del número de víctimas causadas por los desprendimientos en el medio natural, agrupadas por decenios.

La distribución geográfica de desprendimientos en el medio natural es muy ilustrativa y difiere de la observada en el resto de contextos. Más del 40% de los accidentes ocurren en el Pirineo. Casi la mitad de ellos en el Pirineo de Huesca, que concentra el 18% del total. Otro foco de accidentes se concentra en la cordillera cantábrica, con un 18% de los mismos. Es interesante notar que un 5% del total ocurre en la parte leonesa de la cordillera, por la popularidad de senderos como la ruta del Cares. También destinos turísticos que son conocidos por sus playas, reúnen una notable actividad senderista que ha dado lugar a diversos accidentes. Así, entre Alacant, Illes Balears e Islas Canarias, acumulan el 14% de los accidentes con víctimas.

Si consideramos la evolución temporal de las víctimas producidas, por periodos de 50 años para todos los contextos lo primero que se constata es la influencia de la información disponible. Sólo en el periodo 2000-2021 (22 años) se han recogido más de 324 eventos con personas afectadas, es decir, más de 14 eventos/años. Esta cifra contrasta con el número de eventos del periodo 1950-1999 (50 años), que corresponde a un ritmo de 3 a 4 eventos/año, con víctimas, similar al del periodo 1900-1949 (50 años). Esto es el resultado de la disponibilidad de prensa digital a nivel comarcal, local y de las reseñas de particulares. Los datos del siglo XIX están sesgados por el hecho de que la prensa escrita se generaliza en el último cuarto del siglo y porque las noticias recibidas corresponden sobre todo a eventos que causaron un fuerte impacto en la sociedad. Esto se refleja en parte al comparar el número de víctimas mortales por evento. Éste se ha ido reduciendo desde las 12 del periodo 1800-1849 hasta las 0,4 del periodo 2000-2021. Decimos sólo en parte, porque al mismo tiempo este descenso se debe también a la reducción en el número de eventos de tipo catastrófico (10 o más víctimas mortales y heridos graves). No se ha registrado ninguno desde hace más de 30 años (el accidente de ferrocarril de Infiesto, Asturias, en1988).

Una segunda constatación es la influencia de las intervenciones de estabilización y protección de las laderas naturales en las localidades amenazadas mediante tareas de saneo, sistemas de anclaje o protecciones con pantallas (o en algún caso, el abandono de las zonas amenazadas). Asimismo, los desmontes de ferrocarril han sido reforzadas. Por este motivo, los incidentes en estos contextos se han reducido.

Por el contrario, aparecen nuevos contextos conflictivos: los espacios naturales como las playas

y zonas de acantilado que, por su atractivo turístico, han experimentado un aumento significativo de la exposición. Los accidentes han sido recogidos ampliamente en los medios de comunicación lo que ha motivado un incremento de las inversiones de estabilización por parte del Ministerio de Fomento y los municipios costeros. Asimismo, se ha producido el aumento del número de víctimas en el monte también debido al aumento de la actividad senderista y de alta montaña. En este caso y, particularmente en entorno de alta montaña, la estabilización y protección no es una opción a considerar, excepto en las áreas habitadas.

2.2 Impacto económico de los daños personales

La cuantificación de daños personales y su coste está sujeto a diversas consideraciones. En el caso de reclamaciones patrimoniales a la administración el afectado debe acreditar el daño con inclusión del correspondiente atestado y demostrar la falta de cuidado de la propiedad de la infraestructura. Existe una abundante jurisprudencia con resoluciones estimatorias y desestimatorias de los recurrentes e indemnizaciones variables en función de cada caso. Existe, no obstante, un baremo básico de valoración por accidentes de tráfico que se publica anualmente en el BOE. En la **Tabla 7** se indican los baremos correspondientes al año 2021.

| Indemnización por causa de muerte - Perjuicio Personal Básico | | | | | | |
|---|---------------------|--|--|--|--|--|
| Categoria 1- el cónyuge viudo | | | | | | |
| Hasta 15 años de convivencia, víctima < 67 años | 93.135,30€ | | | | | |
| Hasta 15 años de convivencia, víctima 67-80 años | 72.438,56€ | | | | | |
| Hasta 15 años de convivencia, víctima >80 años | 51.741,83€ | | | | | |
| Por cada año adicional de convivencia o fracción, con | 1.034,84€ | | | | | |
| independencia de la edad de la víctima | | | | | | |
| Indemnizaciones por lesiones temporales | | | | | | |
| Perjuicio Personal Básico | | | | | | |
| Indemnización por día | 31,05€ | | | | | |
| Perjuicio Personal Particular | | | | | | |
| Por pérdida temporal de calidad de vida | €/dia | | | | | |
| Muy grave | 103,48€ | | | | | |
| Grave | 77,61€ | | | | | |
| Moderado | 53,81€ | | | | | |
| Por cada intervención quirúrgica | 413,93€ a 1.655,73€ | | | | | |

Tabla 7. Extracto de indemnizaciones por accidentes de tráfico publicadas por el Ministerio de Economía y Hacienda (Mineco) en 2021.

Si consideramos el número de víctimas mortales producidas entre 1872 y 2021 (150 años), la cifra asciende a 1339. Asumiendo la indemnización de 93.135,30€ por deceso (**Tabla 7**), resulta un coste cercano a los 125M€ (unos 830,000€ anuales).

El impacto económico de los daños personales no se limita a los propios afectados. Los accidentes en el medio natural son un buen ejemplo para ilustrar la importancia de otros costes. Los seguros federativos de montaña cubren una cantidad entre $45,000 ext{ y} 60,000 ext{ en caso de fallecimiento}$. Estas cantidades son más bajas que las indemnizaciones en pleitos contra la administración porque se trata una actividad voluntaria. Existe un baremo para los gastos médicos y las secuelas por accidentes en el monte. A todo ello hay que añadir los gastos de rescate (**Tabla 8**). El rescate en la montaña requiere de especialistas. El despliegue de un helicóptero medicalizado suele movilizar uno o dos pilotos, uno o dos especialistas en montaña y un médico de urgencias. En función de las condiciones orográficas y meteorológicas, el rescate puede prolongarse un tiempo indeterminado y hay que tener en cuenta que coste-hora de helicóptero oscila entre los 2.000 y 3.000 €.

| Concepto | | mínimo | medio | máximo |
|-------------------------|---------------------------|-----------|--------|--------|
| Gastos médicos | Centros concertados | ilimitado | | |
| | Centros no concertados | 2,000 | | 6,000 |
| Muerte por accidente | | 20,000 | 45,000 | 60,000 |
| Invalidez | | 25,000 | | 35,000 |
| Gastos rescate | | 9,000 | 12,000 | 18,000 |

Tabla 8. Cobertura de la licencia federativa de montaña en 2022.

Si atendemos a los rescates de personas accidentadas por desprendimientos en los últimos 20 años (2002-2021), en el inventario recopilado se han contabilizado únicamente 116 (como se ha indicado, se trata de un límite inferior). El balance de estos rescates ha sido de 58 muertos, 20 heridos graves y 81 heridos de diversa consideración. Si nos atenemos a los valores medios de indemnización por muerte y de gastos de rescate indicados en la **Tabla 8**, se obtiene un coste de 4M de euros, sin incluir los gastos médicos de recuperación. Es decir, 200.000 euros anuales.

2.3 Inversiones en estabilización y protección contra los desprendimientos

Los desprendimientos rocosos generan importantes daños materiales y pérdidas económicas. No existen estadísticas reales sobre las pérdidas ocasionadas por los desprendimientos ni por los movimientos en masa en general. Las estadísticas publicadas por el Consorcio de Compensación de Seguros, clasifican los peligros naturales entre tempestades ciclónicas, inundaciones, terremotos y volcanes, pero no aparecen los movimientos en masa, ni tampoco están incluidos en las estadísticas de riesgos extraordinarios. La primera cuantificación global del impacto económico de los movimientos en masa en España, para el periodo 1986- 2016, se estimó entre 4.600 y 5.385 M€ para la hipótesis de riesgo medio y riesgo máximo, respectivamente, definidos anteriormente (Ayala et al., 1987; González de Vallejo, 1988). El coste para el escenario de riesgo medio se estima en unos 150M€ anuales y el riesgo máximo en179,5M€ anuales. Como se ha comentado anteriormente, los movimientos en masa del estudio de Ayala et al. (1987) incluyen los desprendimientos rocosos pero también otros procesos como los deslizamientos, las corrientes de derrubios y los hundimientos del terreno. Ayala (2002) estimó los daños directos de los movimientos de ladera, determinados por el coste de estabilización, en 36M€ anuales. Estas cifras son sensiblemente menores a las calculadas en el estudio de 1987.

El cálculo de los daños reales y costes asociados a los desprendimientos de tierras y rocas es de difícil estimación pues hay que tener en cuenta una variedad de costes. Así, a los costes de las tareas de rescate, de desescombro y limpieza, de consolidación del talud o ladera hay de añadir el coste del daño personal y el causado sobre el elemento impactado (vehículo, convoy, vivienda), la reposición de infraestructura (calzada, vía de ferrocarril), el de la pérdida de funcionalidad (desvíos, interrupción del servicio) que puede prolongarse días o semanas y el aislamiento. Estos costes pueden tener un impacto significativo, especialmente para las economías locales. A modo de ejemplo, el desprendimiento de rocas de Cortes de Pallas, València ocurrido el 6 de abril de 2015, supuso la interrupción de la carretera CV-428 de acceso a la población durante 8 meses. Los afectados debían utilizar una pista forestal que alargaba el tiempo de recorrido en más de 2 horas hasta que se habilitó un transporte fluvial para atravesar el río Júcar. Requirió de una inversión de10M€ para estabilizar el talud y para facilitar el acceso.

Otra dificultad en la evaluación de los costes, es la disgregación de partidas y la mezcla de las inversiones. Así, en las infraestructuras de comunicación, raramente se puede separar los costes de ejecución inicial de los desmontes de los costes de reparación. Numerosas infraestructuras

viarias y ferroviarias han tenido que hacer frente a problemas de estabilidad durante la ejecución que han comportado gastos adicionales de refuerzo (sistemas de contención y anclaje), retaluzado y contención de los desmontes. Por otro lado, los costes de reparación por causa de roturas de taludes y desprendimientos están incluidos en los contratos de mantenimiento que incluyen además otras tareas como la reposición de elementos de seguridad, de asfaltado o señalización. Sólo los eventos de gran envergadura son objeto de contratos específicos.

Cuando las incidencias se repiten y levantas las quejas de los usuarios y autoridades locales, la administración regional y central plantean proyectos globales como son los nuevos trazados. Las inversiones de Renfe para el periodo 1983-1985 fueron de 30M€ anuales (Ayala et al. 1987). Algunas inversiones realizadas para resolver de manera global tramos de infraestructura amenazados por los desprendimientos alcanzan decenas de millones de euros. A modo de ejemplo, la construcción del Túnel del Roc del Dui del ferrocarril cremallera de acceso a Núria en Girona, con una longitud de 1.3 km, finalizó en 2008 con un coste de 23,5M€. El desfiladero de la Hermida en Cantabria ha sido objeto de diversas inversiones. En 2007 se llevaron a cabo obras de ampliación con un coste de 27M€, en 2017 los trabajos para reforzar la seguridad de los desmontes por valor de 9,3M€. Finalmente, en diciembre de 2021 se adjudicaron obras de mejora de un tramo de 17,2km con un coste de 73,4M€. En total, unas inversiones superiores a 110M€ en un periodo de 15 años que, aunque contienen otras actuaciones de seguridad vial e integración ambiental, la razón fundamental es la protección frente a los desprendimientos rocosos. Una actuación similar se está realizando entre El Run y Campo, Huesca para resolver los problemas de desprendimientos en el Congosto de Ventamillo, con un presupuesto de 35,7M€.

La información relativa a los daños materiales causados por los desprendimientos rocosos en hemerotecas y páginas web de las diversas administraciones, empresas públicas y organismos responsables de la gestión de infraestructuras es escasa o inexistente. Contrasta con la existente relativa a los eventos y víctimas. La única información normalmente consultable se refiere a las inversiones en contención y protección de los taludes y a proyectos para reducir o evitar el riesgo como las nuevas variantes de trazado. Algunas cifras, pocas, aparecen citadas en la prensa, pero en general hay que buscarlas en las páginas web corporativas. En este sentido y aunque la ley de trasparencia pretende promover y facilitar el acceso a los datos, la transparencia y accesibilidad varía enormemente de comunidad a comunidad y de organismo a organismo. Ejemplos reseñables de transparencia son las web de la Diputación Foral de Navarra, los Cabildos Insulares Canarios, el Ministerio de Medio Ambiente-Dirección General de Costas, en las que se aporta información sobre la cuantía los contratos adjudicados para la consolidación o protección contra los desprendimientos. Otros organismos sólo proporcionan la información referente a unos pocos años como Bidegi (2010-2017) y Adif (2020-2021) o se halla dispersa e incompleta (Contratación del Estado, Contractació Pública de la Generalitat de Catalunya,...) o está en elaboración (Cantabria). Por este motivo, los datos recopilados son geográficamente incompletos.

En la **Tabla 9** se presentan los costes de las actuaciones realizadas para evitar o reducir el riesgo causado por desprendimientos rocosos en el periodo 2007-2021. Como referencia, se presenta también las pérdidas totales por deslizamientos estimadas en el estudio de Ayala et al. (1987). No son cifras directamente comparables por diversos motivos. En primer lugar, porque las cifras recogidas en el inventario (2007-2021) son inversiones de estabilización y protección mientras que las de Ayala et al. (1987) son estimaciones de daños. En segundo lugar, porque las cifras del estudio de 1987 incluyen además los deslizamientos, corrientes de derrubios, entre otros mecanismos. En este sentido, hay que tener en cuenta que el tratamiento y estabilización de los desprendimientos rocosos suelen tener un coste substancialmente menor que la estabilización de los deslizamientos. Éstos requieren procedimientos especiales como la modificación de la geometría (retaluzado), la construcción de muros de contención y sistemas de anclaje profundo, el drenaje de ladera, entre otros.

| | Inventario her | meroteca 2007- | -2021 | Ayala et a. 1987- Hipótesis riesgo medio | | |
|---------------|----------------|----------------|--------|--|-------------|----------|
| Comunidades | costes € | costes €/año | % | pérdidas € | pérdidas | % |
| | | | costes | 1986-2016 | €/año | pérdidas |
| Galicia | 7.883.098 | 525.540 | 1,23 | 126.414.651 | 4.213.822 | 2,75 |
| Asturias | 2.751.773 | 183.452 | 0,43 | 207.057.445 | 6.901.915 | 4,50 |
| Cantabria | 140.445.581 | 9.363.039 | 21,91 | 148.685.268 | 4.956.176 | 3,23 |
| Euskadi | 84.276.548 | 5.618.437 | 13,15 | 129.736.876 | 4.324.563 | 2,82 |
| Rioja | 10.254.115 | 683.608 | 1,60 | 72.917.348 | 2.430.578 | 1,58 |
| Navarra | 2.593.438 | 172.896 | 0,40 | 220.585.575 | 7.352.853 | 4,79 |
| Aragón | 60.828.111 | 4.055.207 | 9,49 | 630.637.549 | 21.021.252 | 13,70 |
| Catalunya | 108.394.469 | 7.226.298 | 16,91 | 442.747.790 | 14.758.260 | 9,62 |
| País Valencià | 46.390.699 | 3.092.713 | 7,24 | 227.677.100 | 7.589.237 | 4,95 |
| Murcia | 12.682.910 | 845.527 | 1,98 | 123.571.200 | 4.119.040 | 2,69 |
| Castilla-León | 41.935.762 | 2.795.717 | 6,54 | 461.435.703 | 15.381.190 | 10,03 |
| Extremadura | 4.079.760 | 271.984 | 0,64 | 69.699.939 | 2.323.331 | 1,51 |
| Andalucía | 64.940.336 | 4.329.356 | 10,13 | 1.179.374.600 | 39.312.487 | 25,63 |
| Canarias | 37.517.242 | 2.501.149 | 5,85 | 32.558.757 | 1.085.292 | 0,71 |
| Illes Balears | 13.201.768 | 880.118 | 2,06 | 30.676.413 | 1.022.547 | 0,67 |
| Madrid | | | | 25.138.469 | 837.949 | 0,55 |
| Castilla- La | 2.953.059 | 196.871 | 0,46 | 473.337.261 | 15.777.909 | 10,28 |
| Mancha | | | | | | |
| TOTALES | 641.128.666 | 42.741.911 | | 4.602.251.945 | 153.408.398 | |

Tabla 9. Costes económicos de los desprendimientos rocosos del inventario (2007-2021) y las pérdidas totales por deslizamientos según hipótesis de riesgo medio (Ayala et al. 1987).

De todos modos, hemos realizado el ejercicio de comparar el porcentaje de costes de las inversiones anuales entre 2007-2021 y de pérdidas anuales estimadas por Ayala et al. (1987), repartidos por comunidades autónomas. En una primera aproximación cabría suponer que aquellas comunidades con las mayores pérdidas por deslizamientos y desprendimientos son las que requieren de mayores inversiones de estabilización y protección, pero no es así. Las cifras de porcentaje de las inversiones por Comunidades Autónomas (**Tabla 9**) indican que las mayores inversiones se han realizado en Cantabria (21,95%), Catalunya (16,19%), Euskadi (13,15%), Andalucía (10,13%) y Aragón (9.49%). Estas cifras contrastan con el porcentaje de pérdidas esperadas en el periodo 1986-2016 para Andalucía (25,6%), Aragón (13,7%), Castilla-La Mancha (10,3%), Castilla-León (10%) y Catalunya (9,6%). Aunque la discrepancia puede explicarse parcialmente por la información disponible, parece evidente que las pérdidas en las dos comunidades castellanas estaban sobrevaloradas mientras que otras como las Islas Canarias e Illes Balears estaban infravaloradas, incluso en términos absolutos.

Es interesante notar que Ayala et al. (1987) calcularon la posible reducción de pérdidas por aplicación de medidas de mitigación. Para los movimientos de ladera, estos autores consideran que las medidas pueden ser muy efectivas y reducir en un 90% las consecuencias. En este sentido, la ejecución de las medidas de mitigación (valoradas entre 474 y 555M€) reducirían las pérdidas totales a 934 y 1093M€, para la hipótesis de riesgo medio y riesgo máximo, respectivamente. Es decir, a unos 31 y 36,4M€ anuales respectivamente. La relación beneficio/coste por la adopción de las medidas de mitigación es de 8,87 (Ayala et al. 1987).

3. LOS INVENTARIOS Y LA EVALUACIÓN DEL RIESGO

La Evaluación Cuantitativa de Riesgo (ECR) es un procedimiento que, en los últimos años, se está utilizando cada vez más. La ECR es una potente herramienta de gestión en la que las hipótesis e incertidumbres se manifiestan explícitamente (Fell et al. 2005). La ECR facilita la toma de decisiones objetiva, elimina el uso de términos ambiguos, los resultados son replicables de manera consistente y facilita el análisis coste-beneficio para distintos escenarios (Corominas y Mavrouli, 2011; Corominas et al. 2014). La ECR requiere determinar de la probabilidad de rotura (o la frecuencia) para un rango de volúmenes de la pared rocosa, la probabilidad de impacto contra los elementos expuestos y el daño. Los inventarios de desprendimientos suelen ser la base de partida para la ECR. Para ilustrarlo presentaremos la evaluación cuantitativa del riesgo directo e indirecto en tramo de carretera. Se evaluará tanto el riesgo personal (probabilidad anual de pérdida de vida) como el material (coste anual causado por los desprendimientos).

3.1. Riesgo personal (probabilidad de impacto en vehículos)

Seguiremos el procedimiento descrito por Hungr et al. (1999) y Roberds (2005) en el que se considera la probabilidad de impacto sobre vehículos y la pérdida de vidas como una probabilidad condicional función de la probabilidad (o frecuencia) del evento, de la probabilidad que los bloques desprendidos alcancen la calzada y de la probabilidad espacio-temporal (exposición) del vehículo. Así, el riesgo anual de accidente fatal es el siguiente (Agliardi et al. 2009):

$$R(A) = \sum_{i=A}^{F} f_a \cdot P(X:R) \cdot P(T:X) \cdot V$$
[1]

Siendo:

R(A): Riesgo anual (probabilidad anual de accidente fatal)

fa: frecuencia anual de un desprendimiento de magnitud dada (entre A y F, no acumulada)

P(X:R): probabilidad de que los bloques desprendidos alcancen una distancia (X) (p.e. uno o los dos carriles de la carretera) una vez ocurrido el desprendimiento.

P(T:X): probabilidad que el vehículo esté en la trayectoria del desprendimiento en el instante (T) de su ocurrencia (exposición)

V: vulnerabilidad del ocupante del vehículo ante de un evento magnitud definida (A a F)

P(X:R) varía en función del tamaño del desprendimiento y puede determinarse utilizando programas de caídas de bloques pero también a partir de evidencias empíricas. Normalmente, los eventos de pequeñas dimensiones alcanzan en el arcén o el primer carril mientras que los de mayores dimensiones llegan a ocupar ambos carriles.

El procedimiento para cuantificar la exposición en corredores de transporte ha sido utilizado por diversos investigadores (Roberds, 2005; Janeras et al. 2009; Ferlisi et al. 2012; Macciotta et al. 2016; Mavrouli et al. 2021). La probabilidad de impacto sobre cualquier vehículo que se desplace a lo largo del tramo analizado en el instante del desprendimiento, es función del flujo de vehículos y del ancho del desprendimiento, que es variable para cada tamaño de rotura (Nicolet, et al. 2016):

$$P(T:X) = \frac{\frac{N_{\nu} + L_{\nu} + W_{r}}{24}}{V_{\nu}}$$
[2]

Siendo:

Nv: número de vehículos (IMD) (#/día). Se asume el tráfico distribuido de manera uniforme.

L_v: longitud del vehículo (m)

Wr: ancho del frente ocupado por los bloques desprendidos (m)

Vv: velocidad del vehículo (km/h)

El número total de vehículos impactados (I) por año (para el conjunto de magnitudes de desprendimiento) se calcula mediante la ecuación [1], eliminando el término de vulnerabilidad. Así:

$$I = \sum_{i=A}^{F} f_a \cdot P(X:R) \cdot P(T:X) \quad [3]$$

El período de retorno (años) de los impactos por desprendimiento sobre vehículos so obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$T_i = \frac{\sum i}{t} \qquad [4]$$

Siendo

T_i: el período de retorno de los impactos
i= nº de impactos
t: duración del periodo de observación (años)

Para ilustrar el desempeño de la ECR, se ha calculado el riesgo personal existente en la carretera de Zarautz-Getaria-Zumaia para los diversos escenarios descritos, utilizando las ecuaciones [1] a la [4]. La carretera de la costa tiene su origen en la unión de diversos caminos de conexión local que dieron lugar a las actuales N-634 y Gi-638. Se construyó al amparo del Plan de Iguala, aprobado en las Juntas Generales de Gipuzkoa el 9 de julio de 1850 que, en un primer momento, no la incluía. Su construcción se llevó a cabo por la iniciativa de varios alcaldes de la zona que en 1881 se dirigieron a la Diputación para que se llevara a cabo la conexión entre Zumaia y Getaria. El trazado de la carretera costera se configuró por la adición de tramos construidos por separado: Teresategi-Iraeta (1851-1854), Mutriku-Ondarroa (1855-1858), Muniasoro-Sasiola por Itziar y Deba (1856-1858), Zarautz-Getaria (1863-1865), Mutriku-Deba (1863-1867) y Getaria-Zumaia (1882-1886). Este último tramo se construyó en dos fases. En la primera, de poco más de 5km, se completó el 16 de julio de 1882. La segunda fase, un tramo de 790m, el 10 de febrero de 1884. Este segundo tramo incluía, además, la construcción de sendos puentes de hierro sobre el río Urola y la regata de Irubide. La recepción definitiva de ambas fases data del 25 de septiembre de 1885 y del 16 de agosto de 1886, respectivamente, y del 5 de mayo de 1887 la del puente sobre el río Urola.

Desde su construcción, la carretera ha sido muy conflictiva. Los materiales que componen los desmontes son alternancias de areniscas y arcillitas (facies flysch). Los desprendimientos y corrientes de derrubios han sido constantes como también la acción del oleaje que ha puesto al límite los muros de protección de la carretera. El periódico La Vanguardia, en su edición de 30 de agosto de 1884 indicaba lo siguiente: "*El Sr. Sagasta no tiene en Zarauz momento seguro. Después de haber escapado con grave riesgo d un naufragio al desembarcar en aquel puerto, ha estado a punto de ser víctima de un nuevo accidente. Un peñasco desprendido del monte Garatamendi cayó rodando hasta la carretera a poca distancia del coche en que iban el Sr. Sagasta y el Sr. Alonso Martínez, sin que afortunadamente causara daño alguno a los expedicionarios*". El desprendimiento de mayores dimensiones tuvo lugar en el actual p.k. 24+200 a 24+400, el 29 de diciembre de 1960. La rotura tuvo lugar en la coronación del cantil de más de 70m de altura que bordea la carretera. El movimiento interesó más de 35.000m³ de masa rocosa y una fracción importante de la misma (más de 20.000 m³), quedó retenida en la propia ladera (Macau, 1963). En 1956 hubo caídas en el mismo tramo sin que alcanzaran la calzada. Los trabajos de reparación se prolongaron durante casi 6 meses, reabriendo el 25 de junio de 1961. En la actualizad, en este punto hay construidas unas galerías de protección.



Figura 13. Rotura de diciembre de 1960 en el p.k. 24+400 de la carretera de Getaria a Zumaia (foto: Macau, 1963)

El 1 de diciembre de 1998, se desencadenó en el p.k. 23+900 un deslizamiento traslacional de grandes dimensiones que desplazó por completo un tramo de la plataforma de 115m de longitud. El volumen movilizado superó los 30.000 m³. Los trabajos de reconstrucción tuvieron una duración de 4 meses y un coste superior a 1,1 M€ de la época³. Durante estos meses el tráfico rodado estuvo interrumpido.

Para realizar la ECR hemos utilizado el inventario de desprendimientos rocosos facilitado por los servicios de mantenimiento de la Diputación Foral de Gipuzkoa, el registro de llamadas a SOS-Deiak y el vaciado de los incidentes recogidos por la prensa escrita (sobre todo procedentes de El Diario Vasco, Noticias de Gipuzkoa y La Vanguardia). El inventario incluye 864 registros para el periodo comprendido entre 1948 y 2019. La descripción de los eventos es en genreral, vaga. El inventario incluye corrientes de derrubios que se desarrollan en los sectores más ricos en niveles arcillosos del flysch, pero a partir de las reseñas no es posible separar estos eventos de los desprendimientos. En pocas ocasiones se indica el punto kilométrico con suficiente exactitud (en el mejor de los casos, la precisión es hectométrica) y apenas existen referencias del volumen de los desprendimientos. Las excepciones son unos pocos eventos que han tenido una notable repercusión para la vialidad.

| Clase | Magnitud (m^3) | Descriptor | Afección al tráfico |
|-------|------------------|---|---|
| А | ≤0,5 | Corresponde a los descriptores "retirar piedras", "piedras en la calzada" | Sin interrupción; corte <2h |
| В | 0,5 a ≤5 | "piedra grande", "desprendimiento", "obstaculiza circulación" | Sin interrupción; paso alternativo; corte 6-12h |
| С | 5 a ≤50 | "desprendimiento" "desprendimiento ocupando un carril" | Corte de 1-2 días de duración |
| D | 50 a ≤500 | "desprendimiento ocupando los dos carriles" (*) | Corte entre 7-15 días de duración |
| Е | 500 a ≤5.000 | "desprendimiento ocupando los dos carriles" | Corte entre 30-45 días de duración |
| F | > 5.000 | Gran rotura (casos de 1963 y 1998) | Corte de varios meses de duración |

Tabla 10. Relación de descriptores y afecciones utilizados para estimar la magnitud de los desprendimientos. Estas reseñas aparecen en los partes de los equipos de mantenimiento y en las llamadas al servicio SOS-Deiak. (*) las corrientes de derrubios están incluidas en el inventario porque no se realiza ninguna distinción. En este caso, los trabajos de limpieza y reposición requieren un tiempo menor.

³ 182 MPta según El País de 2/01/1999

Para el cálculo del riesgo, se ha obtenido la frecuencia para cada rango de magnitud de desprendimiento, a partir de la interpretación de los partes de mantenimiento y llamadas a SOS-Deiak e, indirectamente, en función del tiempo requerido para dejar la calzada expedita. Este último se ha estimado por analogía con casos conocidos. Así, se han establecido un total de 6 clases de magnitud que se ajustan a una escala logarítmica (Tabla 10). La asignación de cada evento a una clase de magnitud en función de los descriptores de los partes, contiene errores. No obstante, el hecho de trabajar en escala logarítmica reduce las posibles malinterpretaciones. Además, varias descripciones han sido cotejadas con fotografías disponibles del mismo evento. Los volúmenes de eventos de dimensiones intermedias (entre 5 y 5.000 m³) probablemente son menos que los reales. En la mayoría de los casos, la asignación se ha realizado a partir de información indirecta como las referencias a la interrupción o cierre de la vía. En la prensa se suele informar del cierre de la circulación, pero pocas veces de su reapertura (especialmente en los eventos anteriores a 1990). En este caso, el criterio seguido es asignar a la categoría B todos aquellos eventos en los que se menciona la carretera cortada sin más indicaciones. Cuando la duración de corte se especifica o es deducible, se ha asignado la categoría en función del grado de afección del tráfico. Las frecuencias obtenidas para cada rango de volúmenes se indica en la Tabla 11.

| Categoría | Magnitud | N° | Periodo | años | Frecuencia f _a |
|-----------|-----------|---------|-----------|------|---------------------------|
| | (m^3) | eventos | (años) | | (eventos/año) |
| А | <0,5 | 431 | 1994-2008 | 15 | 28,733 |
| В | 0,5-5 | 234 | 1994-2008 | 15 | 15,600 |
| C | 5-50 | 66 | 1948-2019 | 72 | 0,917 |
| D | 50-500 | 32 | 1948-2019 | 72 | 0,444 |
| E | 500-5.000 | 4 | 1948-2019 | 72 | 0,056 |
| F | > 5.000 | 2 | 1885-2019 | 135 | 0,015 |

Tabla 11. Categorías de magnitud de desprendimientos y sus frecuencias respectivas en la carretera N-634 entre Zarautz y Getaria

El registro de eventos de pequeñas dimensiones (clases A y B) cubre un periodo de 15 años. Ha sido confeccionado a partir de los partes de las brigadas de mantenimiento y de avisos de incidentes. Por este motivo, se considera completo y representativo. La frecuencia se ha normalizado (eventos/años) y extrapolado al conjunto de la serie. Los desprendimientos de la categoría C, se han recopilado de los partes de mantenimiento y avisos (1994-2008) y también de la hemeroteca (1948-2019). El registro de eventos de las categorías D, E y F proviene mayoritariamente de la hemeroteca. Conviene precisar que se ha incluido en la categoría F el evento de 1998 que, en realidad, es un deslizamiento. Si se compara la frecuencia anual obtenida de los eventos de categoría C para el periodo 1948-1993 (0,30 eventos/año), con la de registros completos del periodo 1994-2008 (2,63 eventos/año) y con la de los más recientes obtenidos de la prensa local del periodo 2009-2019 (0,73 eventos/año), se concluye los eventos de categoría C seguramente están subestimados, como decíamos más arriba. Lo mismo ocurre con los eventos de categoría D. A pesar de estas limitaciones, este inventario es uno de los más completos que se dispone.

Para el cálculo de riesgo personal se han utilizado los datos de IMD de la red de aforos de la Diputación Foral de Gipuzkoa (DFG, 2020), que es de 5.437 vehículos diarios. De ellos, 2.666 circulan por el carril interior (lado ladera) y 2.771 por el carril exterior (lado mar). Se asume una velocidad media de 60km/h y una longitud media de los vehículos circulantes de 4,5m.

| $M_i(m^3)$ | | P(T:X) | P(T:X) | Wr ancho | V |
|--------------|---|------------|----------|------------|------------|
| | | lado talud | lado mar | frente (m) | (personas) |
| ≤0,5 | Α | 0,50 | 0,05 | 1,5 | 0,02 |
| 0,5 a ≤5 | В | 0,80 | 0,40 | 3,5 | 0,10 |
| 5 a ≤50 | С | 1,00 | 0,85 | 10 | 0,30 |
| 50 a ≤500 | D | 1,00 | 1,00 | 20 | 0,75 |
| 500 a ≤5.000 | Е | 1,00 | 1,00 | 50 | 0,90 |
| > 5.000 | F | 1,00 | 1,00 | 100 | 1,00 |

Tabla 12. Parámetros utilizados para el cálculo del riesgo personal (ecuaciones [1] y [2]). La vulnerabilidad (V) se refiere a las personas dentro del vehículo

Los resultados se presentan en la Tabla 13.

| | fa | P(X:R)i | P(T:X) | V | Riesgo | Vehículos |
|-------|-------------|---------|--------|--------|--------|----------------|
| | | | | | R(A) | impactados/año |
| Α | 28,7333 | 0,5 | 0,0111 | 0,02 | 0,0032 | 0,1596 |
| В | 15,6000 | 0,8 | 0,0148 | 0,10 | 0,0185 | 0,1848 |
| С | 0,9167 | 1,0 | 0,0268 | 0,30 | 0,0074 | 0,0246 |
| D | 0,4444 | 1,0 | 0,0454 | 0,75 | 0,0151 | 0,0202 |
| Е | 0,0556 | 1,0 | 0,1009 | 0,90 | 0,0050 | 0,0056 |
| F | 0,0148 | 1,0 | 0,1935 | 1,00 | 0,0029 | 0,0029 |
| Total | lado ladera | | | | 0,0521 | 0,3977 |
| Α | 28,7333 | 0,05 | 0,009 | 0,02 | 0,0003 | 0,0126 |
| В | 15,6000 | 0,40 | 0,009 | 0,10 | 0,0059 | 0,0588 |
| С | 0,9167 | 0,85 | 0,010 | 0,30 | 0,0024 | 0,0080 |
| D | 0,4444 | 1,00 | 0,011 | 0,75 | 0,0035 | 0,0047 |
| Е | 0,0556 | 1,00 | 0,011 | 0,90 | 0,0005 | 0,0006 |
| F | 0,0148 | 1,00 | 0,011 | 1,00 | 0,0002 | 0,0002 |
| Total | lado mar | | | 0,0128 | 0,0849 | |

Tabla 13. Riesgo anual de pérdida de vida para los ocupantes de los vehículos y número de vehículos impactados por año, segregado por carriles (lado ladera y lado mar)

El número de impactos anuales considerando ambos carriles (**Tabla 13**) es de 0,48, es decir, un impacto cada 2,07 años. Resulta evidente que circular por el carril lado ladera comporta un riesgo mucho mayor que por el carril lado mar (cinco veces superior). El número de accidentes provocados por los desprendimientos registrados en la hemeroteca para el periodo de 72 años asciende a 22 accidentes, lo que corresponde a un periodo de retorno de 3,3 años (no todos los accidentes lo son por impacto directo, algunos son por colisión contra los bloques desparramados por la calzada). El mayor número de impactos calculado se debe a la categoría A (<0,5m³), la más frecuente, a la que corresponden 0,19 impactos/año. Es muy probable que los impactos de fragmentos rocosos de pequeñas dimensiones, que no causen daños relevantes en los vehículos y, por ese motivo, no constan en la parte del inventario confeccionado a partir de las hemerotecas. Una prueba de ello es que la mayoría de accidentes que aparecen en el registro de llamadas de SOS-Deiak del periodo 1994-2008 no constan en la prensa. Del total de 13 accidentes registrados, sólo 2 aparecen como noticia en la prensa diaria.

El riesgo anual de pérdida de vida considerando los dos carriles es de 0,065, es decir, un accidente mortal cada 15 años. De nuevo, el riesgo en el carril lado mar es sensiblemente menor que en el del lado talud. En el período comprendido entre 1948 y 2019 (72 años) constan tres víctimas mortales en sendos accidentes, es decir, un accidente mortal cada 25 años. A esta cifra hay que añadir, 3 heridos,

dos de ellos leves, así como otros accidentes en los que no se especifica el estado los accidentados. Se tiene constancia de otra víctima mortal en 1935, fuera del periodo considerado. El riesgo personal calculado, aunque algo mayor, es del mismo orden de magnitud que el observado, sin incluir los heridos. Entendemos que se trata de estimaciones razonablemente ajustadas.

3.2 Daños materiales y costes indirectos

Las consecuencias en términos de impacto o pérdida económica de los desprendimientos rocosos tienen dos componentes. Por un lado, están los costes directos que corresponde a los daños materiales en los vehículos circulantes y, sobre todo, a las labores de desescombro y limpieza junto con las de saneo y consolidación del talud y reposición del firme. No se incluyen las obras preventivas o de protección, como la construcción de galerías de protección (en 2004 se inauguraron dos galerías de protección en el kilómetro 24+200 de tramo Getaria-Zumaia, con un coste de 2,8M€), que deberían constar como inversiones. Por otro lado, en cada incidente se producen costes indirectos, más difíciles de establecer. Los más evidentes son los costes por desvío y la pérdida de horas laborables. Otros costes indirectos como la afección a servicios y otras infraestructuras o el aislamiento de la población, no son abordados en esta comunicación.

El **coste total** pues, es la suma del coste directo y del indirecto. Es función de la severidad de los daños y el número y valor de elementos afectados. Por este motivo, no se establece un límite superior. El **riesgo total** (pérdidas anualizadas) se obtiene de la suma del producto de la **Pr** (o frecuencia anual) para cada magnitud dada y las consecuencias (coste asociado). Se expresa de la forma siguiente (Corominas et al. 2017):

$$R_T = \sum_{M=A}^F Pr.C \qquad [5]$$

Siendo,

R_T, el Riesgo total anualizado (€/año)

Pr, la probabilidad anual de ocurrencia (o frecuencia anual) de rotura de magnitud j. Probabilidad que una ladera o desmonte pueda dar lugar a un desprendimiento de determinadas dimensiones.

C, las consecuencias (p.e. €) de la rotura de magnitud M (varía entre A y F). Se incluyen los **costes directos** (desescombro, saneo, contención del talud, reposición calzada,...) como los **indirectos** debido al bloqueo de la vía (desvío del tráfico, exceso de recorrido y pérdida de hora laborales). Para el ejemplo de la carretera de la costa de Gipuzkoa, hemos establecido unos **costes directos** en función del tamaño del desprendimiento (Tabla 14).

| | Consecuencias | | | | | | |
|------------------------|----------------------------|---|--|---|---|---|--|
| Clase | А | В | С | D | E | F | |
| Volumen | <0,5 | 0,5 <v≤5< td=""><td>5<v≤50< td=""><td>50<v≤500< td=""><td>$500 < V \le 5.000$</td><td>> 5.000</td></v≤500<></td></v≤50<></td></v≤5<> | 5 <v≤50< td=""><td>50<v≤500< td=""><td>$500 < V \le 5.000$</td><td>> 5.000</td></v≤500<></td></v≤50<> | 50 <v≤500< td=""><td>$500 < V \le 5.000$</td><td>> 5.000</td></v≤500<> | $500 < V \le 5.000$ | > 5.000 | |
| m^3 | | | | | | | |
| Interrupción vía | No, esporádi camente | No, sólo parcial | sí | sí | sí | sí | |
| Acciones | limpieza | Paso alternativo + retirada | Interrupció n vía + saneo talud | Interrupción vía + consolidación talud | Interrupción vía + consolidación talud | Interrupción vía + consolidación talud | |
| Tiempo interrupción | 0,5h | 6h | 2d | 10d | 45d | 4m | |
| Coste (€) | 800 | 2,5k | 60k | 150k | 500k | 2M | |

Tabla 14. Coste estimado del daño causado por los desprendimientos rocosos en función del volumen y los trabajos de limpieza y consolidación. El tiempo de interrupción se ha considerado un valor intermedio de los indicados en la Tabla 10.

Estos costes se han estimado a partir de los criterios expuestos en un trabajo previo (Corominas et al. 2017), que ha sido actualizado con la información de costes de reparación de algunos desprendimientos de categoría C a F, comentados en la prensa tanto en esta como en otras carreteras. Se trata pues, de una estimación aproximada y que puede diferir de forma substancial en cada caso específico (por ejemplo, para un mismo volumen los costes de reparación de un desprendimiento rocoso pueden muy diferentes a los de una corriente de derrubios, también frecuentes en este trazado). En el ejemplo que se describe sólo pretendemos mostrar el potencial del procedimiento de ECR. Se ha tenido en cuenta que, aunque no se produzca el corte completo de la vía, los trabajos con paso alternativo generan retenciones y pérdidas de tiempo.

Los **costes indirectos** resultan de la suma de las pérdidas anuales por exceso de recorrido en los desvíos y el coste laboral de las horas perdidas en los desvíos. Se expresa en €/año.

El coste anual total, se calcula del siguiente modo:

$$C_a = \sum_{i=A}^{F} f_i . [p + (t.s + km.c)]$$
 [6]

Donde

Ca: coste anual total (\notin /año) p: coste de dejar la vía expedita f_i: frecuencia anual de cada rango de tamaño de los desprendimientos (A,..F) (#/año) t: exceso de tiempo invertido en los desvíos, para cada tamaño de desprendimiento (h) s: coste hora de trabajo (\notin /h) km: exceso de kilómetros recorridos en el desvío c: coste de carburante (\notin /km) + peajes (\notin)

Presentamos a continuación una estimación de las pérdidas económicas anuales a causa de los desprendimientos del tramo de carretera de la costa de Gipuzkoa entre las localidades de Zumaia, Getaria y Zarautz. Para llevarlo a cabo se han utilizado los siguientes parámetros: (a) diferencias en km y tiempos de recorrido, calculadas mediante la aplicación ViaMichelin (km) y contrastadas con Google maps; (b) coste por kilómetro es el indicado en las dietas nacionales $(0,29 \notin /\text{km})$ y el de los vehículos pesados que calcula el Ministerio de Transporte (1 \notin /km); (c) la intensidad media diaria (IMD) de los vehículos que circulan por la N634 así como la proporción entre vehículos ligeros (92%) y pesados (8%) se ha obtenido de la estación de aforos de Getaria de la red de aforos de la Diputación Foral de Gipuzkoa (DFG, 2020); (d) el coste de los peajes se ha obtenido de las tarifas vigentes en 2022 de la estación de peaje de Zarautz de la autopista A8; (e) El coste de hora de trabajo (28 \notin /h), se ha obtenido de las estadísticas del INE para Euskadi. Se ha considerado que, en promedio, viajan 1,5 personas por vehículo. Los rangos de volúmenes de desprendimiento y las frecuencias anuales son las indicadas en la **Tabla 11**.

Los coses, en realidad, son mayores porque al incrementarse la intensidad de circulación, las velocidades medias suelen reducirse. Además, un porcentaje de los vehículos desviados realizan un mayor recorrido. Son aquellos que se hallaban circulando en los instantes anteriores al desprendimiento. Al tropezarse con los derrubios en la calzada, tienen que dar media vuelva, deshacer el recorrido y tomar el desvío alternativo.

El cálculo de pérdidas indirectas se ha realizado considerando 2 escenarios. El escenario 1 supone que todo el tráfico de vehículos se dirige desde Zarautz a Zumaia y viceversa, 5.804 vehículos/día (no se considera el tráfico tenga origen o destino Getaria). En este escenario, cualquier interrupción de la vía, sea entre Zarautz y Getaria o entre Getaria y Zumaia implica un desvío por cualquier de las dos posibles alternativas: la carretera Gi-2633 por el alto de Meaga o por la autopista A-8 de peaje (ver **Figura 14**). El escenario 2 supone que un porcentaje del tráfico tiene origen y/o destino Getaria

(viajes de ida y vuelta). Por lo tanto, si el desprendimiento tiene lugar entre Zarautz y Getaria, sólo queda afectado el tráfico entre estas localidades y entre Zarautz y Zumaia pero no el tráfico entre Zumaia y Getaria. En el escenario 2 cuantifica las consecuencias de la interrupción de la vía teniendo en cuenta si ésta ocurre en el tramo Zarautz-Getaria (escenario 2A) o en el tramo Getaria-Zumaia (escenario 2B). En estos dos escenarios se asume que un porcentaje de vehículos se dirigen de Zarautz a Zumaia y viceversa (en el ejemplo, 3.000 vehículos diarios). Estos últimos, en caso de interrupción por desprendimiento, la mitad se desvían por al alto de Meaga y el 50% restante por la AP-8. El resto de vehículos se supone tienen el origen o destino en Getaria. Los costes de reparación se calculan en función la frecuencia anual y magnitud de los eventos producidos en cada uno de los subtramos (Zarautz-Getaria, 312 casos y Zumaia-Getaria, 554 casos).



Figura 14. Tramo de la N-634 entre Zarautz-Getaria-Zumaia por la costa, y en las diferentes alternativas por la autopista A-8, Zarautz-Getaria por Meaga (arriba) y Zumaia-Getaria por Meaga (abajo) (imagen de ViaMichelin)

| En la | Tabla 1 | 5, se | presentan 1 | las | alternativas | de | recorrido | de | los | escenarios | analiz | zados |
|-------|---------|-------|-------------|-----|--------------|----|-----------|----|-----|------------|--------|-------|
|-------|---------|-------|-------------|-----|--------------|----|-----------|----|-----|------------|--------|-------|

| | d (km) | Δd (km) | Vm (km/h) | t (h) | Δd (h) | Escenario |
|---|--------|------------|--------------|-------|----------------|-----------|
| Zarautz-Getaria-Zumaia N- 634 -Carretera Costa | 11,1 | | 60 | 0,19 | | 1,2 |
| Zarautz-Zumaia Gi-2633 por Meaga | 12,7 | 1,6 | 50 | 0,25 | 0,07 | 1,2A,2B |
| Zarautz-Zumaia AP-8 autopista de peaje | 18,5 | 7,4 | 60 | 0,31 | 0,12 | 1,2A,2B |
| Zarautz-Getaria (i/v) | 10 | | 60 | 0,17 | | 2A |
| Zarautz-Getaria Gi-2633 por Meaga (i/v) | 18 | 8 | | 0,30 | 0,13 | 2A |
| Zumaia-Getaria (i/v) | 12 | | 0,20 | | | 2B |
| Zumaia-Getaria Gi-2633 por Meaga (i/v) | 24 | 12 | 0,40 | 0,20 | | 2B |

Tabla 15. Variables de los escenarios considerados: i/v: ida y vuelta; d: distancia recorrida ; d: Δ exceso de distancia recorrida; v_m;velocidad media del recorrido; t: tiempo de recorrido; Δ t: exceso de tiempo de recorrido (Figura 14)

En la **Tabla 16** se presentan los costes directos (por limpieza y reparación de la vía y contención del talud) e indirectos (carburante y horas laborales perdidas) calculados para el escenario 1, considerando que el 50% del tráfico se desvía por la Gi-2633 y el alto de Meaga y el 50% lo hace por la autopista de peaje A8.

| Clase | Magnitud | Costes directos | Costes indirectos | | Total |
|-------|--|-----------------|-------------------|---------|---------|
| | (m ³) | (€/año) | (€/a | (€/año) | |
| | | | Gi-6233 | AP-8 | |
| А | V<0,5 | 21.552 | 5.701 | 15.383 | 42.636 |
| В | 0,5 <v≤5< td=""><td>36.575</td><td>37.152</td><td>100.248</td><td>173.975</td></v≤5<> | 36.575 | 37.152 | 100.248 | 173.975 |
| С | 5 <v≤50< td=""><td>55.020</td><td>18.629</td><td>50.268</td><td>123.917</td></v≤50<> | 55.020 | 18.629 | 50.268 | 123.917 |
| D | 50 <v≤500< td=""><td>66.600</td><td>45.100</td><td>121.696</td><td>233.396</td></v≤500<> | 66.600 | 45.100 | 121.696 | 233.396 |
| Е | 500 <v≤5.000< td=""><td>28.000</td><td>25.598</td><td>69.070</td><td>122.668</td></v≤5.000<> | 28.000 | 25.598 | 69.070 | 122.668 |
| F | 5.000 <v< td=""><td>30.000</td><td>18.284</td><td>49.336</td><td>97.620</td></v<> | 30.000 | 18.284 | 49.336 | 97.620 |
| | TOTAL | 237.747 | 145.079 | 456.126 | 770.252 |

Tabla 16. Costes anualizados directos e indirectos correspondientes al Escenario 1

En el escenario 2A, la estación de aforos entre Zarautz y Getaria indica un tráfico 7240 vehículos cada día. En este escenario 2A se asume que cada día 3000 vehículos realizan todo el recorrido entre Zarautz y Zumaia (1500 por sentido) y 4240 vehículos entre Zarautz y Getaria (2120 viajes ida y vuelta. En el escenario 2B, la estación de aforos entre Getaria y Zumaia indica un tráfico 5440 vehículos cada día. En el escenario 2B se asume que cada día 3000 vehículos realizan todo el recorrido entre Zarautz y Zumaia (1500 por sentido) y 2440 vehículos entre Zumaia y Getaria (1220 viajes ida y vuelta).

En la **Tabla 16** se presentan los costes directos (por limpieza y reparación de la vía y contención del talud) e indirectos (carburante y horas laborales perdidas) de los escenarios 2A y 2B considerando que el 50% del tráfico se desvía por la Gi-2633 y el alto de Meaga y el 50% lo hace por la autopista de peaje A8.

| Categoría | Interrupción localizada entre Zarautz y Getaria (2A) | | Interrupción lo Getaria y Zu | Interrupción localizada entre Getaria y Zumaia (2B) | | |
|-----------|---|--------------|---------------------------------|--|------------|--|
| | C.D. (€/año) | C.I. (€/año) | C.D. (€/año) | C.I. (€/año) | | |
| А | 7.626,40 | 7.401,93 | 15.573,60 | 14.124,81 | 44.726,74 | |
| В | 13.332,50 | 49.689,89 | 26.667,50 | 92.876,81 | 182.566,70 | |
| С | 25.020,00 | 31.082,97 | 30.000,00 | 34.827,71 | 120.930,68 | |
| D | 33.300,00 | 82.738,84 | 33.300,00 | 77.317,53 | 226.656,37 | |
| Е | 7.000,00 | 23.479,94 | 21.000,00 | 65.824,38 | 117.304,32 | |
| F | 0,00 | 0,00 | 30.000,00 | 62.689,89 | 92.689,89 | |
| TOTAL | 86.278,90 | 194.393,56 | 156.541,10 | 347.661,12 | 784.874,68 | |

Tabla 17.Costes de la interrupción por desprendimientos en el escenario 2. C.D.: costes directos; C.I.: Costes indirectos. Nota: el valor 0 de los costes para la categoría F del escenario 2A se debe a que los dos eventos históricos conocidos se produjeron en el tramo Getaria-Zumaia

Comparando los resultados de la **Tabla 16** y **Tabla 17** se concluye que los costes de los dos escenarios son muy parecidos. No obstante, el desglose de tramos del escenario 2 muestra que costes directos e indirectos son mayores en el subtramo entre Zumaia y Getaria, lo que puede ser un elemento a tener en cuenta en la programación de los trabajos de estabilización y protección y en las prioridades. Estas valoraciones son también un punto de partida para llevar a cabo análisis de coste-beneficio y evaluar la amortización de las inversiones.

4. COMENTARIOS FINALES

Los desprendimientos rocosos son procesos muy frecuentes en nuestra geografía y, según el inventario recopilado, el causante del mayor número de víctimas por inestabilidad de laderas. El coste directo anual asciende a, por lo menos, varias decenas de millones de euros y un coste indirecto desconocido pero que, a tenor el ejemplo de la carretera de la costa de Gipuzkoa, parece razonable añadir un coste indirecto del mismo orden de magnitud o mayor. Todo ello sin considerar otros escenarios como el generado por el aislamiento de poblaciones o el daño a otras infraestructuras.

El riesgo para las personas a causa de los desprendimientos rocosos se ha reducido de manera sensible en la poblaciones situadas bajo riscos y cantiles rocosos, fundamentalmente por los trabajos de estabilización y protección llevados a cabo en los últimos decenios. Se observa la misma tendencia en los tramos de ferrocarril gracias también a los trabajos de estabilización de los taludes y, especialmente, a los sistemas de seguridad que detectan incidentes en la catenaria en o las vías. No obstante, estas mejoras no alcanzan al conjunto de la extensa la red ferroviaria y los accidentes siguen ocurriendo, aunque con menores consecuencias. De manera similar se observa una disminución de los accidentes en excavaciones a cielo abierto (canteras y obras de ingeniería civil) asociado a la mejora de los sistemas de excavación y a las medidas de control de riesgos laborales implementadas en años recientes. Son cifras lo suficientemente elocuentes para justificar los esfuerzos inversores en prevención y protección que se están llevando a cabo por las distintas administraciones y empresas.

En lo que se refiere a la red de carreteras, el riesgo en valores absolutos no ha disminuido como en los contextos anteriores. La razón hay que encontrarla en dos causas: el incremento de la extensión de la red de carreteras, casi un 20% en los últimos 50 años pero, sobre todo, en el aumento de la circulación rodada, también en las carreteras de montaña. Finalmente, el riesgo ha aumentado sensiblemente en el entorno natural. La causa principal es el aumento de la frecuentación (la exposición) tanto en el monte como en la costa. El resultado es que, en los últimos 20 años, el medio natural aporta casi el 30% de los muertos y el 22% de los heridos producidos por los desprendimientos rocosos. Esta tendencia es previsible que se mantenga en el futuro por el incremento de la frecuentación y la dificultad de llevar a cabo actuaciones de mitigación, especialmente en la alta montaña. Por este motivo, la reducción del riesgo personal, en conjunto, no ha sido tan significativa como podría esperarse de las políticas de mitigación que se han llevado a cabo.

El efecto del cambio climático en los desprendimientos es todavía una incógnita. La ausencia del permafrost en las cordilleras más elevadas de la península sugiere que su desaparición no incidirá de manera significativa en la frecuencia de roturas. Sin embargo, el aumento de eventos de intensa precipitación será un factor que favorecerá una mayor incidencia.

5. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se enmarca dentro de las actividades del proyecto GeoRisk con referencia PID2019-103974RB-I00 y que está financiado por MCIN/ AEI/10.13039/501100011033.

REFERENCIAS

- Agliardi F, Crosta GB, Frattini P (2009) Integrating rockfall riskassessment and countermeasure design by 3D modelling techniques.Nat Hazards Earth Syst Sci 9:1059–1073
- Ayala, F.J., Elízaga, E., González de Vallejo, L.I., Durán, J.J., Beltrán de Heredia, F., Oliveros, M.A., Carbó,
 A., Guillamont, M.L., Capote, R., 1987. Impacto económico y social de los riesgos geológicos en España.
 IGME, Madrid, 91pp. + apéndices

- Ayala, F.J. 2002. Análisis de Riesgos por movimientos de ladera. En: F.J. Ayala y J. Olcina Cantos (coordinadores). Riegos Naturales. Editorial Ariel, Barcelona. pp. 379-409
- Budetta, P. 2004. Assessment of rockfall risk along roads. Natural Hazards and Earth System Sciences. European Geosciences Union. Vol 4: 71-81.
- Comisión del Mapa Geológico de España, 1885. Terremotos de Andalucía. Informe dando cuenta del estado de los trabajos. Boletín de la Comisión del Mapa Geológico T. XII. Madrid
- Corominas, J. 2000. Landslides and climate. 8th International Symposium on Landslides. Cardiff, Wales, UK. 33 pp. Keynote Lecturers, 2001.CD-Rom
- Corominas, J. y García Yagüe, Á., 1997. Terminología de los movimientos de ladera. In: E. Alonso, J. Corominas, J. Chacón, C. Oteo and J. Pérez (Editors), IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Granada, pp. 1051-1072.
- Corominas J. and Mavrouli O. 2011. Rockfall Quantitative Risk Assessment, Chapter 8. In: Lambert, S. and F. Nicot (Eds.): Rockfall engineering. ISTE Ltd & John Wiley and Sons, Inc. pp. 255-301
- Corominas, J., Mavrouli, O., Ibarbia, I. Jugo, J., Alonso, N., Ruiz, J., Luzuriaga, S., Navarro, J.A. 2017. Metodología integrada para la evaluación de riesgos en la red de carreteras de Gipuzkoa. In: E.Alonso, J. Corominas, M. Hürlimann (Eds). IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. pp. 395-406
- Corominas, J; van Westen, C.; Frattini, P.; Cascini, L.; Malet, J.P.; Fotopoulou, S.; Catani, F.; Van Den Eeckhaut, M.; Mavrouli, O; Agliardi, F.; Pitilakis, K.; Winter, M.G.; Pastor, M.; Ferlisi, S.; Tofani, V.; Hervás, J. & Smith, J.T. 2014. Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 73: 209-263. DOI 10.1007/s10064-013-0538-8
- Cruden, D.M., Varnes, D.J. 1996. Landslide types and processes. In: Turner AT, Schuster RL (eds) Landslides—investigation and mitigation. Transportation Research Board Special Report no.247. National Academy Press, Washington, DC, pp 36–75
- DFG 2020. Información de aforos de las carreteras de Gipuzkoa. Diputación Foral de Gipuzkoa. 25 2pp.
- Domínguez-Cuesta, M.J., Jiménez-Sánchez, M., Rodríguez García, A. 1999. Press archives as temporal records of landslides in the North of Spain: relationships between rainfall and instability slope events. Geomorphology 30 (1–2), 125–132. http://dx.doi.org/10.1016/S0169-555X(99)00049-5.
- El Hamdouni. R.; Irigaray, C.; Pérez, J. Fernández, T. y Chacón, J. 1997. Exposición a riesgos derivados de movimientos de ladera en el entorno de Albuñuelas (Granada). Incidencia de las lluvias de noviembre a enero de 1996/97. IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada. Vol. 1: 15-26
- Fell R., Ho K.K.S., Lacasse, S., Leroi, E. 2005. A framework for landslide risk assessment and management. In: Hungr O, Fell R, Couture R, Eberhardt E (eds) Landslide risk management. Taylor and Francis, London, pp 3–26
- Ferlisi, S., Cascini, L., Corominas, J., Matano, F. 2012. Rockfall risk assessment to persons travelling in vehicles along a road: the case study of the Amalfi coastal road (southern Italy). Nat Hazards 62:691–721
- Hoek, E., Bray, J.W., 1981. Rock Slope Engineering Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Janeras, M., Buxó, P., Paret, D., Comellas, J., Palau, J. 2009. Valoración del riesgo como herramienta de análisis de alternativas de protección frente a desprendimientos de roca en el cremallera de Núria. VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Barcelona. Vol. 2: 865-877
- Leo, E., Cuchí, J.A. 2017. Los aludes en el Alto Aragón: tipología, zonas de peligro, daños y víctimas. Lucas Mallada, 19: 233-278
- López Sanz, G. 2014. Alcalá del Júcar: Piedra, tierra y agua. Instituto de Estudios Albacetences, 316 pp.
- Macau, F. 1963. Previsión de los movimientos del terreno. Boletín de Informaciones y Estudios nº 16. Servicio Geológico de Obras Públicas, Madrid.
- Macciotta, R., Martin, C.D., Morgenstern, N.R., Cruden D.M. 2016. Quantitative risk assessment of slope hazards along a section of railway in the Canadian Cordillera a methodology considering the uncertainty in the results, Landslides, 13: 15-117 10.
- Mavrouli, O.Corominas, J. Ibarbia, I., Alonso, N., Jugo, I., Ruiz, J., Luzuriaga, S., Navarro, J.A. 2019. Integrated risk assessment due to slope instabilities in the roadway network of Gipuzkoa, Basque Country. Natural Hazards and Earth System Sciences, 19: 399-419. DOI10.5194/nhess-19-399-2019
- Mateos, R.M. 2013. La Mallorca inestable. En: E.Alonso, J. Corominas, M. Hürlimann (Eds). VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Palma de Mallorca pp. 23-34
- Nicolet, P., Jaboyedoff, M., Cloutier, C., Crosta, G., Lévy, S. 2016. Brief Communication: On direct impact probability of landslides on vehicles. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 16, 995-1004
- Reicherter, K.R., Jabaloy, A., Galindo-Zaldívar, J., Ruano, P., Becker-Heidmann, P., Morales, J., Reiss, S., González-Lodeiro, F., 2003. Repeated palaeoseismic activity of the Ventas de Zafarraya fault (South Spain) and its relation with the 1884 Andalusian earthquake. Int. Journal Earth Science 92: 912-922.
- Roberds, W. 2005. Estimating temporal and spatial variability and vulnerability. In Landslide Risk Management. O Hungr, R Fell, R Couture & E Eberhardt (eds), Taylor and Francis, London, pp 129-158

- Rodríguez de la Torre, F. 1997. La catástrofe del día de Nochebuena del año 1803 en Alcalá del Júcar. Revista de Estudios Albacetenses, 41: 159-192 ISSN 0212-8632
- Rodríguez Pascua, M.A., Silva, P.G., Perucha, M.A., Giner Robles J.L., Elez, J., Roquero, E. 2017. El escenario sísmico del terremoto de Arenas del Rey de 1884 (España). IX Reuniao do Quaternario Ibérico, Faro, Portugal. pp. 49-52
- Um Quidam. 1885. Cartas desde los sitios azotados por los terremotos en Andalucía.Librería Nacional y Extranjera. Madrid. 142 pp.
- Valenzuela, P., Domínguez-Cuesta, M. J., García, M. A. M., Jiménez-Sánchez, M. 2017. A spatio-temporal landslide inventory for the NW of Spain: BAPA database, Geomorphology, 293, 11–23, https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2017.05.010, 2017.
- Vidal Sánchez, F. 2011. El terremoto de Alhama de Granada de 1884 y su impacto. Anuari Verdaguer, 19: 11-45

INICIO Y EVOLUCIÓN DE DESLIZAMIENTOS. PARÁMETROS DE CÁLCULO

Eduardo E. ALONSO

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universitat Politècnica de Catalunya Correo electrónico: eduardo.alonso@upc.edu

RESUMEN

El artículo aborda el estudio del desplazamiento y la velocidad, posteriores a la rotura, de deslizamientos. Se describe inicialmente el fenómeno de rotura progresiva que, cuando se alcanza la inestabilidad, conduce a un movimiento acelerado. Se presenta un análisis de un caso real: la rotura inducida por sobrepresión intersticial del talud de Selborne, en arcillas plásticas rígidas. El caso se resuelve con la ayuda del Método del Punto Material (MPM). El fenómeno de reptación, entendido como un movimiento lento, se explica por el incremento de la fricción en la superficie de rotura con la velocidad de la deformación de corte. Se explican las bases teóricas de esta dependencia que, en la práctica, es equivalente a introducir una resistencia "viscosa" al corte. En el otro extremo, los movimientos rápidos que se conocen requieren una resistencia al corte prácticamente nula en la superficie de rotura. Esta situación se puede explicar por una presurización térmica del agua intersticial debido al calor generado por el movimiento. Se describe el fenómeno físico y la formulación del problema en el marco del análisis termo-hidromecánico de materiales porosos saturados. Se presentan resultados de este análisis en el caso de deslizamientos compuestos por dos bloques que intercambian masa durante el movimiento y, también, el caso general, utilizando el MPM. Finalmente se plantea el caso más habitual de la posible evolución de un movimiento previo de reptación hacia una rotura rápida y se analiza el caso real de un gran deslizamiento activo en la margen de un embalse.

1. INTRODUCCIÓN

En el VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables (Valencia, junio de 2005), en la ponencia *Parámetros de resistencia en cálculos de estabilidad*, se presentó un estudio comparado de diferentes procedimientos para determinar la resistencia al corte en superficies de deslizamiento. Se prestó especial atención a la resistencia residual y también al efecto determinante de los planos de estratificación. La idea principal fue comparar la resistencia que se obtenía mediante el análisis retrospectivo de roturas, razonablemente bien identificadas, con técnicas de laboratorio: corte directo sobre muestras que incluían la superficie real de rotura, corte anular y corte directo sobre muestras o testigos inalterados extraídos.

En la Figura 1 se reproduce una figura de aquel artículo, donde se representan los ángulos de fricción residual determinados por los procedimientos mencionados en cuatro deslizamientos, dos de ellos descritos en la literatura. En ese gráfico, que corresponde a roturas a lo largo de superficies de estratificación, lo ángulos de fricción residual están en los valores mínimos de correlaciones bien conocidas entre la fricción residual y una medida de la plasticidad o contenido en finos del suelo

(Figura 2). En aquel trabajo se estudiaron otros deslizamientos sobre los que se disponía de una información similar a la indicada.

Algunas conclusiones de aquel estudio fueron:

- En movimientos que son reactivación de antiguos deslizamientos a favor de superficies de estatificación, la resistencia *in situ* es inferior a la fricción residual determinada en corte directo con ciclos alternativos. El corte anular puede sobreestimar la fricción disponible *in situ*.
- Cuando los planos de sedimentación no definen la superficie de rotura, la resistencia residual determinada en ensayos de corte directo está próxima al resultado del retroanálisis.
- En materiales "frágiles" (típicamente las arcillas sobreconsolidadas, especialmente las de media y alta plasticidad), los fenómenos de rotura progresiva reducen la resistencia media disponible, que es intermedia entre las resistencias de pico y residual.



Figura 1. Deslizamientos a favor de superficies de estratificación. Comparación de ángulos de fricción determinados por diferentes procedimientos (Alonso, 2005)

La rotura de la balsa de Aznacóllar, en 1998 (Alonso y Gens, 2006; Gens y Alonso, 2006), y el ensayo del talud de Selborne, en el Reino Unido (Cooper, 1996; Cooper et al., 1998; Bromhead et al., 1998),

proporcionaron datos relevantes para comprender mejor el fenómeno de rotura progresiva.

Por otra parte, en los 17 años que han transcurrido desde el Simposio de Taludes de 2005, se han producido avances en otros temas directamente relacionados con la resistencia al corte en relación con los deslizamientos. Esta comunicación es, en buena medida, continuación de la contribución de 2005.

En el artículo se abordarán los temas siguientes:

- Rotura progresiva. Interpretación del ensayo de Selborne
- Reptación
- Fenómenos térmicos. Movimientos rápidos
- Interacción reptación-movimiento rápido



Figura 2. Relación entre ángulos de fricción residual e Índice de Plasticidad (Alonso 2005)

2. ROTURA PROGRESIVA. INTERPRETACIÓN DEL ENSAYO DE SELBORNE

Se trata de un talud experimental, excavado a una pendiente 2:1 en una arcilla sobreconsolidada de alta plasticidad: arcilla de Gault, Reino Unido (Cooper et al., 1998, Figura 3). El talud se excavó en un nivel de arcilla alterada, situado por encima de la arcilla inalterada. La rotura se provocó mediante un incremento de presión intersticial, a través de un conjunto de pozos de recarga. Para facilitar la rotura, se excavaron dos zanjas laterales. La Figura 4 es una fotografía del aspecto del talud después de la rotura. El talud estaba instrumentado con piezómetros y seis inclinómetros repartidos a lo largo de su eje. También se midieron los desplazamientos de puntos superficiales.

Para simular este ensayo se ha utilizado el "Método del Punto Material" (MPM) y el código de

cálculo Anura3D (Fern et al., 2019). En la Figura 5 se representa la malla de cálculo, que se extiende por un dominio más amplio que el talud propiamente dicho, con el fin de permitir el cálculo durante el movimiento tras la rotura.

La arcilla de Gault se ha caracterizado mediante un modelo elastoplástico Mohr-Coulomb que tiene en cuenta los parámetros de cohesión y fricción efectivos pico y residual y la transición pico-residual. En la Tabla 1 se indican los parámetros Mohr-Coulomb, pico y residual, de los dos niveles de arcilla, tomados directamente de la publicación de Cooper et al. (1998), basados en ensayos triaxiales sobre muestras de alta calidad.



Figura 3. El talud experimental de Selborne



Figura 4. Talud experimental de Selborne después de la rotura

| Parámetro | Alterada | Inalterada |
|-------------------|-----------------|------------|
| Cohesión efectiva | 13/4,7 kPa | 25/1 kPa |
| | (pico/residual) | |
| Ricción efectiva | 24.5°/13.5° | 26°/15° |

Tabla 1. Experimento Selborne. Parámetros de cálculo de la arcilla de Gault.

Las diferencias entre el nivel meteorizado superior y la arcilla inalterada inferior son pequeñas en términos de los parámetros de la envolvente de rotura.



Figura 5. Malla de cálculo y puntos materiales del talud de Selborne (Soga et al., 2016)

La Figura 6 indica el perfil del talud tras la rotura, de acuerdo con el cálculo MPM. La distribución de presiones intersticiales en el talud se indica mediante una escala de colores. La presión de agua se incrementó, en el modelo, aplicando una sobrepresión de agua en el lado izquierdo del borde inferior del contorno.



Figura 6. Modelo MPM del experimento de Selborne. Presiones intersticiales y perfil del talud después de la rotura

Cooper (1996) interpretó las lecturas de inclinómetros (Figura 7a) mediante un diagrama que representa la resistencia al corte movilizada (sin escala), en los diferentes inclinómetros, a lo largo del "tiempo", que se define en tres instantes: (1) Final de excavación, (2) tras el inicio de la recarga de agua y (3) inmediatamente antes de la rotura.

La excavación para configurar el talud (en desmonte) agota la resistencia disponible en las inmediaciones del pie del talud. El incremento de las presiones de agua inicia un proceso de rotura que progresa desde el pie del talud y desde su coronación hacia un punto intermedio del talud que es el último en sobrepasar la resistencia de pico antes de que se inestabilice el talud, cuando toda
la superficie de rotura alcanza la resistencia residual.

Este proceso se reproduce, con algún cambio, en el modelo de cálculo (Soga et al., 2016). En la Figura 8 se han representado, en cuatro instantes, la fricción movilizada a lo largo de la superficie de rotura, donde se han seleccionado siete puntos para investigar el fenómeno. El tiempo se expresa como una fracción, t^* , del tiempo hasta rotura ($t^* = t/t_{rotura}$).



Figura 7. Interpretación de la rotura de Selborne según Cooper (1996)

En el modelo, el primer pico de resistencia se alcanza en la parte alta del talud (puntos P1, P2 y P3). A continuación, es el pie del talud el que entra en rotura, rotura que progresa hacia el interior. El punto P4 es el último en alcanzar la resistencia de pico antes de que el deslizamiento se produzca. En el cálculo no se tuvo en cuenta en este caso la excavación inicial y la descarga tensional que implica, lo que explica que el pie del talud se mantuviera poco tensionado cuando se aplicó la gravedad en el modelo.

Pero lo más interesante del cálculo es investigar el momento de la rotura y la evolución del talud. En la Figura 9 se representa la transición estabilidad-rotura mediante la evolución del ángulo de fricción movilizado y el desplazamiento de tres puntos (P1, P5 y P7) situados en la zona inestable, muy próximos a la superficie de rotura. En la escala de fricción movilizada (izquierda) se observa el crecimiento paulatino de la fricción durante el incremento de la presión intersticial hasta tiempos que son una fracción alta del tiempo de rotura ($t^* = 1$). La fricción movilizada se acelera antes de alcanzar el pico y, a continuación, "se desploma" hacia el valor residual. El último punto en alcanzar la rápida transición pico-residual es el P5. Lo que ocurre a continuación es una aceleración de toda la masa inestable que se puede seguir en la escala de desplazamientos (derecha) y las curvas punteadas. La geometría del deslizamiento cambia rápidamente y alcanza una nueva situación de equilibrio como se indica en la Figura 6. El desplazamiento final de los tres puntos representados es diferente. El "*run-out*" se podría definir en este caso como el desplazamiento del punto P7 situado inicialmente en el pie del talud.

Es interesante comprobar que en casos de "primera" rotura (como contraposición a la reactivación de un deslizamiento previo, en condiciones de resistencia residual) es inevitable una aceleración del movimiento en los instantes que siguen a la rotura. Su evolución posterior depende de la geometría de la topografía invadida por la masa inestable. Grant (1996) publicó datos del desplazamiento superficial de algunos puntos del talud. El cálculo efectuado reproduce bien esas medidas (Figura 10). En Soga et al. (2016) se proporcionan más detalles del análisis descrito aquí.





Figura 8. Ensayo de Selborne. Fricción movilizada a lo largo de la superficie de rotura de acuerdo con el análisis MPM. Se representan cuatro instantes previos a la rotura ($t^* = 0.83, 0.845, 0.98 y 0.99$)



Figura 9. Desarrollo en el tiempo de la fricción movilizada en tres puntos de la superficie de rotura y evolución de sus desplazamientos tras la rotura en $t^* = 1$



Figura 10. Comparación entre el desplazamiento medido de varios puntos sobre el talud de Selborne y los resultados del cálculo (línea continua)

Parece razonable relacionar el desplazamiento de un talud inestable en primeras roturas con la caída de resistencia pico-residual. Esta caída del último punto resistente en la superficie de rotura marca un rápido desequilibrio entre las fuerzas que desestabilizan el talud y la resistencia que lo mantiene estable. La aceleración resultante crecerá con la diferencia entre la resistencia de pico y la residual, una magnitud que se puede describir mediante el índice de fragilidad que propuso

Bishop,

$$I_B = \frac{\tau_p - \tau_r}{\tau_p} \tag{1}$$

donde

$$\tau_p = c'_p + \bar{\sigma}'_n tan \phi'_p \tag{2}$$

$$\tau_r = c_r' + \bar{\sigma}_n' tan \phi_r' \tag{3}$$

donde $\bar{\sigma}'_n$ es la tensión normal efectiva media sobre la superficie de rotura y $(c'_p, \phi'_p), (c'_r, \phi'_r)$ son los parámetros de Mohr-Coulomb en condiciones pico y residual.

 I_B es una medida global de la fragilidad del talud que se puede calcular para cualquier configuración inestable. Yerro et al. (2016) describen el procedimiento para explorar la relación entre desplazamiento post-rotura y el índice I_B utilizando el MPM en una geometría de talud directamente inspirada en el experimento de Selborne. En todos los cálculos se utilizó el modelo MPM de la Figura 11. El talud se hacía inestable mediante el incremento de la presión de agua (ΔP) en el contorno inferior. En la Figura 12 se indica el resultado de un conjunto de simulaciones. La resistencia de pico ($c'_p = 5$ kPa; $\phi'_p = 35^\circ$) se mantuvo constante y el índice I_B se hacía variar modificando c'_r y ϕ'_r . La figura recoge 61 simulaciones en las que se introdujeron dos presiones de agua en el contorno: 40 y 70 kPa. En la figura se indica el índice I_B mínimo capaz de generar la inestabilidad para las dos intensidades de presión de agua (I_B^{70} y I_B^{40}).



Figura 11. Modelo de referencia para establecer una relación entre el desplazamiento post-rotura y el índice de fragilidad del suelo

El desplazamiento post-rotura (*run-out*) se calculó como la distancia entre los pies de talud antes y después del deslizamiento. La correlación desplazamiento- I_B es buena e independiente de la acción desestabilizadora (40 ó 70 kPa de presión de agua en el contorno inferior). El conjunto de casos calculados demostró que el comportamiento tras la rotura está fundamentalmente controlado por la resistencia residual. La geometría de la superficie de rotura determina el desplazamiento de la masa inestable.



Figura 12. Relación entre el desplazamiento tras la rotura y el índice de fragilidad del suelo (Yerro et al, 2016)

3. REPTACIÓN

La reptación de laderas, que es un fenómeno común en valles, es un indicio de condiciones precarias de estabilidad. Desde la perspectiva del concepto de Factor de Seguridad, como medida del equilibrio o desequilibrio, es difícil plantear el análisis de la reptación.

En la Figura 13 se han reunido varios casos de evolución del desplazamiento de deslizamientos a lo largo del tiempo. La escala logarítmica de desplazamientos da una idea de la variedad de situaciones en la naturaleza. A lo largo de la "vida" de esos desplazamientos, si se amplía la escala temporal, se observan periodos de aceleración que dan lugar a periodos de ralentización. Cascini et al. (2014) sintetizaron estos episodios temporales en un conjunto de tendencias en ejes normalizados (D, T)(Figura 14).

$$D = (d - d_{inicial}) / (d_{final} - d_{inicial})$$
(4)

$$T = (t - t_{inicial}) / (t_{final} - t_{inicial})$$
⁽⁵⁾

Identificaron varios grupos señalados en la figura. Simplificando su clasificación, hay periodos de estabilización y otros de aceleración, separados por un comportamiento de reptación a velocidad constante.

El fenómeno de reptación (*creeping*) se puede estudiar experimentalmente. Se trata de medir la deformación de muestras sometidas a una tensión desviadora constante. En la Figura 15 se representan los resultados de dos programas experimentales sobre dos suelos muy diferentes: arena (Murayama et al., 1984) y limo arcilloso (Lacerda, 1976). Cuando el desviador está lejos de rotura, la velocidad de deformación de corte se reduce linealmente con el tiempo (en escala logarítmica). Este fenómeno se conoce como reptación primaria. La escala logarítmica dificulta encontrar una deformación y, por tanto, un desplazamiento nulo. El aumento de la tensión desviadora conduce a velocidades crecientes de deformación y eventualmente a la rotura (reptación "secundaria" y "terciaria").



Figura 13. Desarrollo de desplazamientos acumulados en laderas en reptación



Figura 14. Una interpretación de las fases de reptación a partir de datos de campo (Cascini et al, 2014)



Figura 15. Ensayos triaxiales de fluencia. Izquierda: Toyoura sand, Murayama et al, 1984; derecha: San Francisco bay mud, Lacerda, 1973. (Kuhn & Mitchell, 1993)

Kuhn y Mitchell (1993) y Kwok y Bolton (2010) reprodujeron este comportamiento mediante modelos DEM (Distinct Element Model). Bastaba introducir entre partículas una relación entre la fricción y la velocidad de corte en los contactos entre partículas para reproducir los ensayos citados. La Figura 16 es un ejemplo (Kuhn y Mitchell, 1993).



Figura 16. Resultados de la simulación del ensayo de fluencia mediante un modelo DEM de partículas (Kuhn y Mitchell, 1993)

Se puede concluir que la relación entre fricción y velocidad de desplazamiento de corte puede explicar el fenómeno de reptación. Es posible encontrar una relación teórica entre la fricción de dos superficies en contacto y la velocidad de deformación de corte de los "microcontactos" entre

las dos superficies (ver Rice et al., 2001). Se escribe así:

$$\tau_{\sigma} = \frac{E_1}{\Omega \sigma_c} + \frac{RT}{\Omega \sigma_c} ln \frac{v}{v_1}$$
(6)

donde E_1 es una "barrera de energía" para que los contactos tensionados alcancen una velocidad de corte v_1 , Ω es el volumen de las zonas de contacto "puntual", σ_c es la tensión normal que soportan los contactos, R es la constante de los gases, T es la temperatura absoluta y v es la velocidad de corte entre las dos superficies sometidas a una relación de fricción (τ/σ) donde τ y σ son las tensiones de corte y normal a escala "macro". Se puede escribir, simplificando:

$$\tan\phi' = \tau/_{\sigma} = \tan\phi'_{o} + Aln\frac{v}{v_{o}} \tag{7}$$

donde ϕ_o es un ángulo de fricción de referencia cuando $\sigma = \sigma_o$ y *A* es una constante. Si ahora escribimos la ecuación de Mohr-Coulomb para un ensayo de corte a una velocidad *v* y una tensión efectiva normal al plano de corte

$$\tau_f = \sigma'_n tan \phi' = \sigma'_n \left(tan \phi'_o + Aln \frac{v}{v_o} \right) = \frac{\sigma'_n tan \phi'_o}{(1)} + \frac{\sigma'_n Aln \frac{v}{v_o}}{(2)}$$
(8)

el término (1) es la relación clásica de Coulomb. El término (2) es una componente de la resistencia que depende la velocidad de corte. Se puede identificar como una componente "viscosa" de la resistencia al corte. En el término (2) es interesante señalar que la componente "viscosa" también crece con la tensión normal efectiva.

Los ensayos de corte en laboratorio, generalmente en equipos de corte anular, confirman, pero no siempre, la Ecuación 7. En la Figura 17 se han reunido algunos ejemplos.



Figura 17. Datos experimentales del efecto de la velocidad de corte sobre la fricción movilizada para dos suelos arcillosos de a) baja plasticidad, (Wang et al, 2010) y b) alta plasticidad, (Schultz et al, 2014)

3.1 Equilibrio dinámico de un deslizamiento plano

En la Figura 18 se representa este caso sencillo. Con la notación de la figura, las ecuaciones de equilibrio en la dirección del movimiento y en dirección perpendicular, se escriben:

$$Wsen\beta - T = M\frac{dv}{dt}$$
(9a)

$$W\cos\beta - N' - \gamma_w h_w \cos^2\beta = 0 \tag{9b}$$

donde W, M son el peso y la masa de una rebanada de anchura unitaria y h_w , la altura del nivel de agua por encima de la superficie de deslizamiento.



Figura 18. Esquema para interpretar la dinámica de un deslizamiento plano

Las Ecuaciones 9a y 9b, teniendo en cuenta la ley de Mohr-Coulomb para un contacto friccional, conducen a la ecuación diferencial

$$\tan\beta - \left[1 - \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_D}\right] \tan\phi' = \frac{1}{g} \frac{dv}{dt}$$
(10)

que se puede integrar para obtener la velocidad del deslizamiento. Sin embargo, la fricción depende ahora de forma no lineal de la velocidad (Ecuación 7) pero siempre es posible integrar (10) numéricamente.

Para comprender mejor el efecto del término de incremento de la fricción al aumentar la velocidad de deslizamiento, consideremos el deslizamiento plano siguiente, en equilibrio estricto: Factor de Seguridad FS = 1: D = 25 m; $\phi' = 12^{\circ}$; $\beta = 9,8^{\circ}$; $h_w = 11,29$ m. Si el nivel de agua sube por encima de $h_w = 11.29$ m, el talud se hace inestable y se iniciará una "rotura".

Supongamos el caso representado en la Figura 19, que define dos ciclos de elevación y reducción del nivel de agua a lo largo de 8 meses.



Figura 19. Variación impuesta de la altura de nivel freático y FS calculado

Si se calcula el FS convencional, en ausencia de la relación fricción-velocidad de corte (es decir,

A = 0), se obtiene la variación en FS(t) de la Figura 19. Son valores próximos a 1, en el rango 0,95–1. Pero ahora interesa conocer la velocidad del deslizamiento en función del tiempo mediante integración de la Ecuación 10. El resultado se dibuja en la Figura 20a (para tres valores de A) y en la Figura 20b, cuando no se introduce el efecto de la velocidad sobre la fricción. En el primer caso, en función del valor de A, el deslizamiento acelera y se retarda con los ciclos de oscilación del agua y sus velocidades son propias de un deslizamiento activo de velocidad pequeña-media. Si A = 0 (no hay fenómenos "viscosos") el deslizamiento alcanza con rapidez velocidades enormes, algo que no es observable en la realidad.



Figura 20. Velocidad calculada del deslizamiento plano. Izquierda: se considera el efecto de la velocidad de corte sobre la fricción. Derecha: no se considera ese efecto.

Las Figuras 19 y 20 también sugieren que, si se introduce el término de velocidad de corte en la fricción, sería posible encontrar una correlación entre el *FS* "clásico" y la velocidad de reptación.

3.2 El deslizamiento de Vallcebre

La sección inferior del deslizamiento de Vallcebre (Corominas et al., 2005) es un deslizamiento plano en reptación (Figura 21). Un estrato inestable de 15 m de espesor desliza sobre un delgado nivel de pizarra fisurada. De acuerdo con los datos publicados en Corominas et al (2005), el deslizamiento plano se puede caracterizar por los parámetros D = 15,5 m; $\beta = 6,5^{\circ}$; h_w variable y $\phi'_{o_{res}} = 7,8^{\circ}$ (ver Figura 18). En el periodo Enero 1997- Enero 1998 se midió, de forma casi continua, la variación del nivel freático, la velocidad y el desplazamiento del deslizamiento (Figuras 22a, b y c).



Figura 21. Sección representativa del deslizamiento inferior de Vallcebre (Corominas et al, 2005)



Figura 22. Deslizamiento inferior de Vallcebre. a): Registro temporal de nivel freático; b) Velocidad medida y calculada; c) Desplazamientos medidos y calculados

Se representa en las Figuras 22b y c la respuesta del modelo descrito anteriormente para un parámetro $A = 1,85 \times 10^{-2}$. Este valor se obtuvo ajustando medidas y resultados del modelo. El modelo, que solo introduce un parámetro adicional (A) a la definición convencional de un deslizamiento plano, reproduce bien los desplazamientos acumulados en el tiempo.

4. FENÓMENOS TÉRMICOS

En la Figura 13, que representa la historia de desplazamientos de varios deslizamientos activos, se señalaron tres de ellos que interrumpieron bruscamente su movimiento de reptación para acelerar bruscamente y alcanzar velocidades muy altas en cuestión de segundos. Son los deslizamientos de San Juan de Grijalva, Qianjiangping y, especialmente, Vajont. La rotura progresiva conduce, como hemos visto, a una aceleración brusca del deslizamiento antiguo y, además, se conoce la fase previa de reptación que duró tres años.

Una explicación al incremento súbito de velocidad en un momento dado de la fase de reptación es el efecto que puede tener el calor generado en la superficie de rotura para reducir o eliminar la resistencia al corte (residual) disponible. En efecto, la aplicación de calor a una arcilla saturada produce un incremento de la presión de agua allí donde se genere un incremento de temperatura. En la Figura 23 se representa la evolución de temperatura y presión de agua medidas en muestra de roca arcillosa saturada (*Opalinus clay*) ensayada en un equipo que permitía aplicar calor a la muestra y medir simultáneamente los cambios en temperatura y presión de agua en varias posiciones. Se comprueba que la presión de agua generada está directamente controlada por la velocidad de cambio de la temperatura. De hecho, la presión de agua responde al incremento de temperatura y a la disipación del exceso de presión de agua generado, por efecto de un fenómeno de consolidación y flujo de agua hacia bordes drenantes.



Figura 23. Ensayo de calentamiento de una muestra saturada de "Opalinus clay". a) Esquema del equipo utilizado, potencia calorífica aplicada y temperaturas medidas en puntos T2 y T3; b) Presión intersticial registrada en puntos P_{w1} y P_{w2} (Muñoz et al, 2009)

La presurización del agua se explica por el alto valor del coeficiente de expansión térmica del agua si se compara con los coeficientes de los minerales comunes en suelos y rocas (Figura 24).



Figura 24. Relación entre deformación volumétrica e incremento de temperatura aplicada del agua y el cuarzo

La generación y disipación de presión de agua (y temperatura) cuando se produce un movimiento de cizalla en un punto de la banda de corte de la superficie de deslizamiento se resumen en la Figura 25. La presión de agua generada hace disminuir la tensión efectiva normal a la superficie de rotura y, por tanto, la resistencia al corte disponible. Ese desequilibrio en fuerzas conduce a una aceleración del movimiento, a una generación de calor y a una retroalimentación del fenómeno que explica la alta velocidad que se observa en algunas roturas.



Figura 25. Esquema para ilustrar el fenómeno de presurización térmica de un punto situado en la superficie de deslizamiento

Varios autores, a partir del trabajo pionero de Voigt y Faust (1982), han desarrollado modelos de cálculo que reproducen los fenómenos descritos (Alonso, 2021).

Estas contribuciones resolvieron inicialmente el caso de un movimiento plano y se generalizaron después a geometrías de dos bloques de geometría variable, por intercambio de masa (Alonso et al, 2010) que sería una representación simplificada de Vajont (Figura 26), y finalmente a una generalización mediante el MPM a geometrías arbitrarias (Pinyol et al., 2017).



Figura 26. Evolución supuesta de la geometría del deslizamiento de Vajont

En el caso de Vajont y el modelo de evolución geométrica de la Figura 26, se calcula la evolución en el tiempo de presión de agua, resistencia al corte, temperatura y velocidad del deslizamiento en la banda de corte de la cuña superior que se representan en la Figura 27. La velocidad máxima calculada (26 m/s en 30 segundos) es similar a la que se estimó *in situ*.

Los modelos desarrollados indican que el fenómeno de presurización térmica en los deslizamientos está fundamentalmente controlado por la geometría del caso, por la permeabilidad de la banda de corte y por su espesor. La deformabilidad del material de la banda juega un papel menor. En la Figura 28 se representa la evolución calculada de una sección representativa de Vajont y la generación de superficies internas de rotura en la roca como consecuencia de la forma en "L abierta" de la superficie basal de deslizamiento (Pinyol et al., 2017).



Figura 27. Deslizamiento de Vajont. Valores medios calculados de los excesos de presión intersticial, resistencia al corte disponible, velocidad de deslizamiento y temperatura de la cuña superior



Figura 28. Resultados del cálculo MPM de una sección representativa del deslizamiento de Vajont

4.1 Interacción reptación-movimiento rápido

El incremento de fricción cuando la velocidad de corte aumenta y la presurización térmica, operan en sentido contrario: el primero ayuda a mantener la estabilidad y la segunda tiende a provocar la rotura.

El análisis conjunto es posible. Consideremos un deslizamiento en régimen de reptación sometido a una "acción exterior" variable en el tiempo. El caso mas común es un nivel freático de altura variable, controlado por el clima.

En un episodio de incremento de nivel de agua se producen los siguientes fenómenos: aumenta la velocidad de reptación, aumenta la fricción disponible en la banda de corte, se genera calor en la banda, aumenta la presión intersticial y se reduce la resistencia al corte y durante el incremento de tiempo que estamos considerando se produce un cambio en la geometría del deslizamiento. La pregunta es, ¿se alcanzará un fenómeno de "retro-alimentación" de la presión de agua en la banda de corte, de origen térmico, que conducirá a una aceleración rápida y a una rotura catastrófica?

Este escenario se discute en Alonso (2021) y se aplica a un deslizamiento plano, en una situación inicial de equilibrio dinámico (es decir, el deslizamiento experimenta una reptación lenta y su Factor de Seguridad convencional es ligeramente inferior a 1). A partir de un nivel inicial de la superficie piezométrica se introducen los cambios de altura, h_w , que se indican en la Figura 29.



Figura 29. Variación en el tiempo de la altura de nivel freático en el ejemplo de deslizamiento plano descrito en el texto

Es interesante reunir la información necesaria para resolver este caso. Los parámetros que intervienen se pueden agrupar así:

a) Parámetros convencionales (permiten encontrar el Factor de Seguridad)

- Profundidad superficie rotura, D = 25 m
- Altura nivel piezométrico sobre superficie de rotura, $h_{wo} = 11,05$ m
- Inclinación talud, $\beta = 9.8^{\circ}$
- Ángulo de fricción residual, $\phi'_o = 12^\circ$

b) Parámetros que permiten introducir la reptación (Ecuación 7)

- Parámetro que controla la magnitud del incremento de fricción debido a la velocidad de corte (se toma constante), A = 0.014
- Velocidad de referencia (por debajo de v_o no existe efecto sobre la fricción residual), $v_o = 10^{-5}$ m/s

b) Parámetros que permiten introducir la presurización térmica

- Espesor de la banda de rotura, 2e = 2,5 mm
- Permeabilidad del suelo de la banda de rotura y de su entorno, $K = 10^{-9}$ m/s
- Compresibilidad del suelo de la banda de rotura y su entorno (su efecto es menor), $m_v = 1.5 \times 10^{-9} \text{ Pa}^{-1}$

Los parámetros de reptación se pueden obtener mediante la interpretación de episodios previos de reptación (se ha presentado previamente el caso del deslizamiento de Vallcebre). Los dos parámetros fundamentales para introducir la presuarización térmica son, por este orden, la permeabilidad del material (generalmente arcilloso) donde se sitúe la superficie de deslizamiento y el espesor de la banda de corte. El segundo es con frecuencia una distancia pequeña, en el orden de milímetros. Se ha comprobado que su efecto es menor si ese espesor varía entre 0 y 10 mm.

Además de los citados es necesario conocer parámetros vinculados a la dilatación térmica de agua y sólidos, conductividad térmica del suelo y calores específicos. Estos parámetros cambian poco al considerar diferentes suelos, se pueden considerar constantes y se encuentran en publicaciones y tablas de propiedades físicas del suelo.

La solución del caso planteado se resume en la Figura 30. Se puede resumir así: la reacción del deslizamiento a las fluctuaciones de nivel de agua en el intervalo de $h_w = 12$ a 13 m es modificar su velocidad de reptación. A partir de $h_w = 13$ m, antes de alcanzar $h_w = 14$ m se produce un aumento rápido de la presión intersticial que conduce al incremento "explosivo" de la velocidad (*blow-up*). La temperatura cambia poco en este proceso.



Figura 30. Resultados del cálculo acoplado (THM + reptación) del deslizamiento plano definido bajo la variación de la posición del nivel freático indicado en la Figura 29. Se indica la posición del "blow out" en los diagramas de velocidad, ángulo de fricción, temperatura y exceso de presión intersticial

4.2 Generalización y aplicación a un caso real

Se trata de un deslizamiento antiguo, con el pie inundado, reactivado por un desembalse rápido. La Figura 31 es el modelo MPM de una sección representativa. Este caso se describe en detalle en Alvarado et al. (2019). Se distinguen dos materiales: una cobertura de calizas y limolitas de espesor considerable (60–90 m) en la zona central del deslizamiento, seguida de un estrato de arcilla Garunmiense de alta plasticidad que alberga la superficie de rotura. A diferencia de los deslizamientos planos, el deslizamiento de la Figura 31 (y también Vajont), es "autoestabilizante": un desplazamiento implica un aumento de la masa sobre la zona inferior, situada sobre superficies de baja pendiente o incluso en contrapendiente y una disminución de la masa desestabilizante.



Figura 31. Sección representativa y modelo MPM del deslizamiento analizado

En la arcilla Garummiense se adoptó una expresión para la fricción residual algo diferente a la Ecuación (7):

$$\phi_{res}' = \phi_o' + \bar{\phi}' \ (1 - e^{-\alpha v}) \tag{11}$$

que permite acotar el valor máximo de ϕ'_{res} para valores altos de la velocidad. En cuanto a la cobertura de roca se adoptó un modelo Mohr-Coulomb frágil caracterizado por valores de pico y residual de cohesión y fricción efectivas.

| a) Arcilla Garummiense | Símbolo | Valor |
|---|----------------------------|------------------------|
| Módulo de Young | E _c | 50000 kPa |
| Coeficiente de Poisson | v _c | 0,3 |
| Porosidad | R _c | 0,3 |
| Permeabilidad | K | 10^{-10} m/s |
| Espesor banda de corte | (2 <i>e</i>) _c | 10 mm |
| Fricción residual estática | ϕ_o' | 2° |
| Velocidad de incremento de la fricción | α | 10^7 s^{-1} |
| con la velocidad de corte (Ecuación 17) | | |
| b) Roca. Caliza y limolita | Símbolo | Valor |
| Módulo de Young | E_r | 250000 kPa |
| Coeficiente de Poisson | v_r | 0,3 |
| Porosidad | n_r | 0,3 |
| Permeabilidad | K _r | 10^{-6} m/s |
| Ángulo de fricción de pico | ϕ'_{pico} | 35° |
| Ángulo de fricción residual | ϕ_{res}' | 30° |
| Cohesión de pico | c'_{pico} | 1 MPa |
| Cohesión residual | c'res | 0,2 MPa |
| Espesor de la banda de corte | $(2e)_r$ | 100 mm |

En la Tabla 2 se indican los parámetros de los modelos utilizados en el cálculo.

Tabla 2. Parámetros del modelo de cálculo.

Se han analizado cuatro casos para examinar el efecto de los fenómenos descritos. Se han reunido en la Tabla 3. En todos los casos el suceso desencadenante de la inestabilidad fue un desembalse rápido, el más extremo en la historia del embalse, que provocó la reactivación del deslizamiento.

| Caso | Reptación | THM | Observaciones |
|------|-----------|-----|--|
| 1 | No | No | Cambios en geometría y la rotura progresiva (en la roca) definen la dinámica |
| | | | del movimiento. |
| 2 | Sí | No | Como 1, añadiendo reptación en arcilla. |
| 3 | No | Sí | Explica la rotura rápida cuando se pierde el equilibrio. Es una consecuencia |
| | | | de la baja permeabilidad de la arcilla y de espesores pequeños de la banda |
| | | | de corte. |
| 4 | Sí | Sí | Reproduce dos fenómenos que actúan en sentidos opuestos: reptación y |
| | | | presurización térmica de la banda de corte. |

Tabla 3. Casos analizados.

En los casos 1, 2 y 4 se calcula un pequeño movimiento (4–6 cm) en los primeros instantes seguidos de la estabilización del movimiento. En el caso 3 (se activa la presurización térmica y no existe el efecto de la velocidad de corte sobre la fricción) el deslizamiento se acelera (Figura 32). Si se amplía la escala del tiempo (Figura 33 a y b) se observa que en el caso 3 el deslizamiento puede alcanzar una velocidad máxima de 1,45 m/s y un desplazamiento de 67 m hasta encontrar un nuevo equilibrio. A la escala de la Figura 33, los casos 1, 2 y 4 no se aprecian en el gráfico.



Figura 32. Reacción del deslizamiento (desplazamiento vs. tiempo) para los cuatro casos definidos en la Tabla 5



Es también interesante comparar la presión intersticial que se desarrolla en tres puntos de la superficie de rotura en los casos 3 y 4 (Figura 34). En el caso 3 se alcanzan valores altos de la presión (0,5–2,5 MPa) que anulan la tensión efectiva, transitoriamente, en la superficie de rotura. El

movimiento conduce a geometrías más estables que consiguen detener el deslizamiento. En el caso 4, el incremento de fricción asociado a la velocidad permite evitar los fenómenos de *blow-up* y el deslizamiento progresa unos pocos centímetros, que es lo que se observó en la grieta que produjo la reactivación del movimiento. Las presiones intersticiales generadas son muy pequeñas y afectan muy poco a la resistencia al corte disponible en la superficie de rotura.



Figura 34. Efecto de no considerar (izquierda) o considerar (derecha) el efecto de la velocidad de corte sobre la fricción residual en el desarrollo de las presiones intersticiales en los tres puntos indicados.

5. CONCLUSIONES

Las rocas arcillosas y las arcillas sobreconsolidadas, especialmente las de plasticidad media y alta, son materiales frágiles. En ellos la resistencia residual es una fracción de la resistencia de pico, lo que facilita el fenómeno de rotura progresiva frente a la acción de excavaciones, cargas exteriores o variaciones de presión intersticial. No es posible simular la rotura progresiva sin modelos tenso-deformacionales elastoplásticos. El análisis drenado permite seguir en el tiempo la evolución de la rotura interna y requiere conocer la evolución de las presiones intersticiales. En problemas de inestabilidad a favor de superficies de rotura, cuando se alcanza la resistencia de pico en el último punto de la superficie de deslizamiento y se reduce hasta alcanzar resistencias residuales, se produce una aceleración del movimiento y una etapa post-rotura que en definitiva implica la traslación de una masa inestable a una cierta velocidad hasta alcanzar un nuevo equilibrio.

Son datos necesarios para efectuar un análisis completo de la rotura progresiva, las envolventes de resistencia en condiciones de pico y residual, la rigidez del terreno, las cargas (generalizadas) y su evolución en el tiempo y la evolución de las presiones intersticiales, que dependen de las condiciones hidráulicas de contorno y de la permeabilidad. Es también necesario conocer el estado inicial de tensiones: simplificando K0. Se trata de un fenómeno complejo que requiere programas de cálculo adaptados a este análisis.

En el artículo se aborda la naturaleza de la reptación, que se explica a partir de la dependencia de la fricción con la velocidad de deslizamiento (en general con la velocidad de deformación de corte). Este planteamiento tiene una base teórica y conduce a formulaciones sencillas de los problemas de estabilidad dinámica que son coherentes con observaciones *in situ*. Con la introducción de componentes "viscosas" en la resistencia al corte se pueden explicar las relaciones entre Factor de Seguridad convencional y velocidad de reptación.

Por último, se examina la transición de deslizamiento lento (reptación) a rotura rápida, un tema de interés para valorar el riesgo que suponen los deslizamientos activos. Se explican las bases que permiten analizar esta transición y se aplica el modelo desarrollado a un caso real de gran envergadura: un deslizamiento de 50 Mm³ en la ladera de un embalse que puede experimentar variaciones grandes del nivel de embalse. Se presentan resultados de un análisis comparado de alternativas en el modelo de comportamiento elegido. Se concluye que la aportación de la velocidad de corte a incrementar la fricción en la superficie de rotura, incluso si este efecto es pequeño, contribuye de forma decisiva a reducir el riesgo de deslizamiento rápido.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece la colaboración de Núria Pinyol, Alba Yerro y Mauricio Alvarado en la preparación de este artículo.

REFERENCIAS

- Alonso, E. (2005) Parámetros de resistencia en cálculos de estabilidad. *Memorias del VI Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables*, Valencia 21 24 de Junio
- Alonso, E.E. (2021). Triggering and motion of landslides. Géotechnique 71, No. 1, 3-59.
- Alonso, E.E.; Gens, A. (2006a). Aznalcóllar dam failure. Part 1: Field observations and material properties. *Géotechnique* 56, No. 3, 165–183.
- Alonso, E.E.; Gens, A. (2006b). Aznalcóllar dam failure. Part 3: Dynamics of the motion. *Géotechnique* 56, No. 3, 203–210.
- Alonso, E. E., Pinyol, N. M., Puzrin, A. M. (2010). *Geomechanics of failures. Advanced topics*. Ed. Springer. Chapter 2, Catastrophic Slide: Vajont Landslide, Italy.
- Bishop A. W.(1967). Progressive failure-with special reference to the mechanism causing it. *Proc Geotech Conf, Oslo*;2:142–50.
- Alvarado, M., Pinyol, N. M. & Alonso, E. E. (2019) Landslide motion assessment including rate effects and thermal interactions: revisiting the Canelles Landslide. *Canadian Geotechnical Journal* 56, No. 9, 1338-1350.
- Bromhead, E. N., Cooper, M. R. & Petley, D. J. (1998). The Selborne cutting slope stability experiment. Selborne data collection CD (CD-ROM).
- Cascini, L., Calvello, M. & Grimaldi, G. M. (2014) Displacement trends of slow moving landslides: Classification and modelling. *Journal of Mountain Science* 11, No. 3, 592-606.
- Cooper, M.R. (1996) The progressive development of a failure surface in overconsolidated clay at Selborne, U.K. *Proceedings 7th International Symposium on Landslides*, Trondheim, 2, pp. 683-688.
- Cooper, M. R., Bromhead, E. N., Petley, D.J., Grant, D. I. (1998). The Selborne cutting stability experiment. *Géotechnique* 48, No. 1, pp. 83-101.
- Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A, Lloret, A. & Gili, J. A. (2005). Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain). *Landslides* 2, No. 2, 83–96.
- Fern, J. Rohe, A., Soga, K. & Alonso, E. E. (2019). The Material Point Method for Geotechnical Engineering: A Practical Guide. CRC Press.
- Gens, A.; Alonso, E.E. (2006). Aznalcóllar dam failure. Part 2: Stability conditions and failure mechanism. *Géotechnique* 56, No. 3, 185–201.
- Grant, D. I. (1996). Instrumentation systems for and failure mechanisms of an induced slope failure project. PhD Thesis, University of Southampton.
- Kwok, C.Y. & Bolton, M. D. (2010). DEM simulations of thermally activated creep in soils. *Géotechnique* 60, No. 6, 425-433.
- Kuhn, M. R. & Mitchell, J. K. (1993). New perspectives on soil creep. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 119, No. 3, 507-524
- Lacerda, W. A. (1976). Stress-relaxation and creep effects on soil deformation. PhD Thesis. University of California, Berkeley, California
- Muñoz, J., Alonso, E. E., & Lloret, A. (2009). Thermo-hydraulic characterisation of soft rock by means of heating pulse tests. *Géotechnique*, 59, No. 4, 293–306.
- Murayama, S., Michihiro, K. & Sakagami, T. (1984). Creep characteristics of sands. Soils and Foundations

24, No. 2, 1–15.

- Pinyol, N.M., Alvarado, M., Alonso, E. E. & Zabala, F. (2017) Thermal effects in landslide mobility. *Géotechnique* 68, No. 6, 528–46.
- Rice, J. R., Lapusta, N. & Ranjith, K. (2001). Rate and state dependent friction and the 3 stability of sliding between elastically deformable solids. *J. Mech. Phys. Solids* **49**, 4 No. 9, 1865–1898.
- Schulz, W.H., and Wang, G. (2014) Residual Shear Strength Variability as a Primary Control on Movement of Landslides Reactivated by Earthquake-Induced Ground Motion: Implications for Coastal Oregon, U.S. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface Research* 119: 1617–35.
- Soga, K.A.; Alonso, E.E.; Yerro, A.; Kumar, K.A.; Bandara, S.A. (2016). Trends in large- deformation analysis of landslide mass movements with particular emphasis on the material point method. *Géotechnique* 66, No. 3, 248-273.
- Yerro, A.; Alonso, E.; Pinyol, N. (2016). Run-out of landslides in brittle soils. *Computers and Geotechnics* 80: 427-439.
- Voight, B. & Faust, C. (1982). Frictional heat and strength loss in some rapid landslides. *Géotechnique* 32, No. 1, 43–54,
- Wang, G., Suemine, A., Schulz, W.H. (2010). Shear-rate-dependent strength control on the dynamics of rainfall-triggered landslides, Tokushima Prefecture, Japan. *Earth Surface Processes and Landforms* 35, No. 4, 407–416.

MODELOS PREDICTIVOS DE DESLIZAMIENTOS: ¿CUÁLES SON SUS APLICACIONES PRÁCTICAS?

Jorge P. Galve

Departamento de Geodinámica Facultad de Ciencias Universidad de Granada jpgalve@ugr.es

RESUMEN

Los modelos predictivos de deslizamientos se han desarrollado con el fin de reducir los desastres causados por esos procesos. Por muchos son vistos solamente como ejercicios académicos de estudio de la distribución espacial de los deslizamientos, sin embargo, son varias sus aplicaciones prácticas. Los análisis puramente cuantitativos en los que se fundamentan estos modelos pueden orientar en sus decisiones a los profesionales que aportan soluciones para reducir o evitar el riesgo por deslizamientos y a los gestores que las implementan. Así, los modelos de susceptibilidad se utilizan para la gestión del territorio, analizar la completitud de los inventarios, extraer información a escala regional, nacional, continental o global sobre la exposición de la población o conocer la influencia del cambio global sobre la frecuencia espacial de estos procesos. Los modelos de peligrosidad y riesgo, que incorporan más información y presentan mayor complejidad, pueden tener aplicaciones prácticas muy concretas. A partir de ellos se pueden realizar evaluaciones de la eficacia y rentabilidad de medidas de mitigación, incluyendo en el análisis los escenarios de cambio climático y soluciones basadas en la naturaleza. Asimismo, pueden ser la base para determinar en qué lugares aplicar medidas propuestas y optimizar estas económicamente. Todas estas aplicaciones ejemplifican la utilidad de estos modelos y muestra que su estudio no queda solo en el intento de pronosticar la localización de los futuros deslizamientos.

1. INTRODUCCIÓN

Las pérdidas económicas producidas por riesgos naturales no dejan de aumentar, especialmente las relacionadas con las inundaciones y los movimientos en masa. Esta situación se está acentuando por el cambio climático y global que afronta actualmente la sociedad. Ya se está observando cómo los eventos climáticos extremos están aumentando paralelamente al calentamiento global y con ello también los riesgos geológicos hidro-meteorológicos, como los movimientos en masa y las inundaciones. Por otra parte, el crecimiento de la población mundial y la expansión urbana exponen cada vez a más personas a estas amenazas naturales. En este contexto se están promoviendo estrategias que aumenten la resiliencia a los cambios que nos esperan mediante la aplicación de políticas y programas nacionales e internacionales orientados a la reducción del riesgo de desastres. Esta reducción de riesgos de desastres se trabaja a través de diversas vías entre las que está muy presente la investigación y desarrollo de metodologías que ayuden a ese fin. En ese ámbito se encuadran el conjunto de metodologías que buscan pronosticar la ocurrencia de fenómenos complejos como los movimientos en masa. Estos pronósticos se realizan principalmente a través de

dos enfoques: (1) el estudio de los parámetros físicos del terreno y su participación en la desestabilización y deslizamiento de este; y (2) el análisis espacial de variables que condicionan este tipo de fenómenos. El primer enfoque involucra métodos numéricos y modelos físicos con los que se trata de conocer las condiciones de estabilidad de laderas concretas; se aplican principalmente en lugares donde se sitúan proyectos de ingeniería civil o desarrollos urbanísticos; y su aplicación lleva consigo un alto coste relacionado con la medición de los parámetros físicos del terreno. El segundo enfoque integra modelos estadístico-probabilísticos o algoritmos que buscan clasificar el terreno de acuerdo a su estabilidad y se suele aplicar a escala regional; se utiliza en estudios sobre la ordenación del territorio o en el análisis y la gestión de infraestructuras lineales; y para su aplicación suele ser sólo necesaria información actualmente disponible en bases de datos de acceso público. Existen enfoques híbridos que tratan de integrar las dos propuestas mediante análisis espaciales de parámetros físicos del terreno o integración de modelos físicos y estadísticos que modelan el proceso como por ejemplo el caso de las caídas de rocas o los deslizamientos rápidos tipo flujo.

Este artículo se enmarca en el segundo enfoque y en los modelos híbridos, más orientados a metodologías de análisis espacial con aplicaciones en la gestión del riesgo a escala regional, lo que llamaremos de aquí en adelante modelos predictivos de deslizamientos. El resultado de la aplicación de estos modelos es un mapa digital que contiene valores de probabilidad del terreno de ser afectado por movimientos en masa. Dentro del ámbito de estudio de estos modelos, las metodologías para generarlos han ido evolucionando paralelamente a la disponibilidad de datos espacio-temporales. Con el tiempo se ha ido recopilando cada vez más información; se han desarrollado nuevas técnicas para el inventario de movimientos y su análisis; y ha aumentado el poder de computación de los ordenadores. Con ello se están logrando afinar los pronósticos y completarlos con más cantidad de datos. Los métodos utilizados buscan no solo conocer la localización más probable de los movimientos de masa futuros, algo denominado como "susceptibilidad", sino también estimar su frecuencia y tamaño o distribución de tamaños más probables, es decir, su peligrosidad. Con esa información cuantitativa se han dado pasos adicionales hacia una valoración de daños en términos económicos o personales, es decir, el cálculo del riesgo. Lograr esto último permite la evaluación de diferentes medidas o estrategias de gestión del riesgo para conocer si estas últimas son apropiadas técnicamente, rentables económicamente y/o reducen el riesgo a niveles "aceptables". En los siguientes apartados se definen de forma general los fundamentos de estos modelos predictivos de deslizamientos y las aplicaciones prácticas que tienen de acuerdo a su nivel de complejidad.

2. APLICACIONES DE LOS MODELOS DE SUSCEPTIBILIDAD DE DESLIZAMIENTOS

Los modelos predictivos de deslizamientos más simples son los modelos de susceptibilidad, los cuales definen qué zonas tienen mayor o menor potencial de desestabilizarse en el futuro, es decir, estiman la probabilidad espacial de deslizamientos. Para su generación se utilizan métodos de clasificación de tipo heurístico, determinístico o estadístico/probabilístico. Los heurísticos se basan en el conocimiento experto de quien los elabora; los determinísticos se basan en modelos físicos y se generan aplicando ecuaciones de estabilidad de laderas o de caída de rocas; los estadístico/probabilísticos analizan ocurrencias previas para determinar qué condiciones pueden determinar la desestabilización del terreno. En este último caso se suelen analizar variables de fácil medición o categorización como aquellas asociadas a la topografía o coberturas del suelo. Los métodos puramente cualitativos o semi-cuantitativos como los heurísticos han quedado obsoletos en investigación aunque sigan usándose en el ámbito profesional y público. El reto desde hace ya tiempo es realizar pronósticos de manera puramente cuantitativa a través de los métodos determinísticos o estadístico-probabilísticos. Estos métodos tienen ya un gran recorrido en investigación, desarrollándose desde los años 90 del pasado siglo hasta la actualidad. En el caso de los métodos estadísticos-probabilísticos, sus últimas innovaciones han sido la aplicación de técnicas basadas en Inteligencia Artificial (IA) como el Machine Learning y Deep Learning para la clasificación del terreno.

Aunque unos métodos funcionan mejor que otros para elaborar modelos de susceptibilidad, ninguno ha demostrado ser superior en todas las condiciones. La revisión bibliográfica sobre estas metodologías de Reichenbach et al. (2018) concluyó que la experiencia y la habilidad de los expertos es más importante que las técnicas de análisis y es útil aplicar múltiples métodos para obtener mejores modelos. Así, el enfoque actual que se observa en la gran mayoría de la bibliografía donde se tiende a valorar más el método de análisis que el dato analizado o su tratamiento parece no tener sentido de acuerdo a lo indicado por Reichenbach et al. (2018). Los métodos en muchas ocasiones se aplican con el único fin de conocer cual puede tener mayor capacidad predictiva sin poner atención al proceso y los datos que se están modelando (p.ej. Balogun et al. 2021). Sobre eso hay artículos recientes que reciben gran número de citas pero que son un calco entre ellos. Como ejemplo paradigmático tenemos los recientes artículos de Chen et al. (2021) y Ngo et al. (2021) con más de 70 citas cada uno en menos de un año y una estructura y contenido similares entre ellos y muy parecida a un gran número de artículos dedicados a esa misma temática. Por esa inflación de artículos similares y su falta de aplicación práctica, los modelos de susceptibilidad de deslizamientos han sido vistos por algunos como un ejercicio puramente académico donde la innovación solo recae en la aplicación de nuevos métodos de análisis y que tienen dudosa utilidad en el mundo real.

La principal aplicación práctica de los modelos de susceptibilidad es la de zonificar el territorio en lugares más propicios o menos propicios a sufrir un deslizamiento. Esta zonificación, aunque no posee información sobre frecuencia o magnitud de los deslizamientos, ya es suficiente para elaborar normas sobre desarrollos urbanos o proyectos sobre trazados de infraestructuras lineales. Por ejemplo, con estos modelos y sus datos de entrada se podrían definir reglas generales sobre dónde y cómo construir y con qué medidas preventivas. Según mi conocimiento, no existe todavía ningún caso donde estos modelos se utilicen a nivel normativo, aunque podría ser una de sus aplicaciones potenciales. En la mayoría de los casos donde los modelos son utilizados por los gestores del territorio, solamente se usan para conocer a grandes rasgos donde se podrían encontrar los terrenos más inestables, pero sin que eso sea ningún limitante para las actividades humanas. Por ejemplo, en países donde los movimientos en masa son procesos comunes que generan abundantes pérdidas económicas y humanas, la elaboración de mapas de susceptibilidad a escala municipal o provincial es práctica habitual y se desarrolla en muchos casos por empresas de ingeniería. Por ejemplo, en Colombia el servicio geológico nacional publicó una guía (SGC 2017) donde determina cómo se deben realizar este tipo de análisis para que lo puedan desarrollar entes locales o empresas consultoras. La región de Emilia-Romagna en Italia creó su modelo de susceptibilidad que combina con la cartografía de deslizamientos y mapas topográficos para suministrar información sobre la inestabilidad del terreno a Protección Civil (Liberatoscioli y Van Westen 2017). En Ecuador, a nivel local y provincial, se elaboran modelos de susceptibilidad de deslizamientos con el fin de tener una referencia para definir futuros desarrollos urbanísticos. En España este tipo de modelos se elaboraron en la década de los 2000 por grupos de investigación a diferentes escalas y con diverso detalle y fiabilidad. A escala provincial/regional dos buenos ejemplos los tenemos en Asturias (Martínez et al. 2005) y la provincia de Granada (Chacón et al. 2007). A escala local, en zonas de estudio concretas, son bien conocidos los trabajos de Santacana (2001) en la cuenca alta del río Llobregat; de Remondo (2001) en el valle del Deva (Cordillera Cantábrica) o de Acosta (2006) en Benasque (Pirineos). Estos modelos surgieron para investigar la distribución de los movimientos de ladera y sus factores causales principales y han servido de referencia para estudios posteriores. A escala europea se desarrolló un modelo de susceptibilidad de deslizamientos denominado ELSUS v1 propuesto por Günther et al. (2014). Este modelo ha tenido dos aplicaciones principales y de gran utilidad. La primera fue determinar la completitud de los inventarios de deslizamientos nacionales en los países europeos. Herrera et al. (2018) comparó el modelo ELSUS v1 con los deslizamientos que se tenían catalogados en cada país y pudieron comprobar donde se esperaba que hubiera más deslizamientos de los que se habían inventariado. Por ejemplo, en España estimaron que la completitud de la base de datos nacional de deslizamientos es menor del 6%, es decir, contiene una parte muy pequeña del total de deslizamientos que ocurren en el país. La segunda aplicación de ELSUS en su segunda versión (Wilde et al. 2018, Figura 1) sirvió para estimar la

población expuesta a deslizamientos a escala europea. Así, Mateos *et al.* (2020) calcularon que 48 millones de personas en el continente están expuestas a este tipo de fenómenos, alrededor de 4 millones en España. Estos datos sacan a la luz la importancia de los deslizamientos en Europa y puede empujar reformas legales, nuevas políticas para la reducción de desastres y estudios para analizar y gestionar el riesgo asociado a los deslizamientos.



Figura 1. Mapa europeo de susceptibilidad ELSUS v2 (Wilde et al., 2018).

A un nivel mayor de detalle, las aplicaciones de los modelos de susceptibilidad más novedosas que se han desarrollado en la última década están en el análisis de cómo los cambios de uso de suelo pueden influenciar en los deslizamientos. En ese sentido, los modelos de susceptibilidad de deslizamientos ofrecen la posibilidad de simular escenarios pasados o futuros y observar cómo puede cambiar con ellos la susceptibilidad de deslizamientos. Reichenbach *et al.* (2014) pudieron estimar cuantitativamente cómo el descenso de la masa forestal y vegetal había incrementado la susceptibilidad de deslizamientos en una cuenca de Sicilia (Italia). Persichillo *et al.* (2017) mostró el papel negativo del abandono de tierras cultivadas sobre la susceptibilidad a los deslizamientos en dos cuencas del norte de Italia. Además, sus resultados subrayaron cómo la aplicación de modelos de susceptibilidad puede ser utilizada para priorizar las labores de conservación de las tierras

cultivables, focalizando los esfuerzos donde el uso de suelo se combina con otros factores que potencian la inestabilidad. Siguiendo con esa línea de conocer los cambios de usos de suelo e integrándolos con el clima se han desarrollado otras aplicaciones prácticas de los modelos de susceptibilidad en el ámbito de la prevención de riesgos asociados al cambio climático y global. Bernardie *et al.* (2021) determinaron los cambios en la estabilidad de las laderas de una cuenca pirenaica de acuerdo con varios escenarios de cambio climático y de usos de suelo (Figura 2) a través de un modelo distribuido basado en parámetros físicos. Como dato curioso, pudieron comprobar que en la zona de estudio las actividades humanas favorecen la estabilidad de las laderas y el abandono de la zona podría causar el incremento de los deslizamientos. Con respecto al cambio climático, han podido calcular como para los próximos 30 años es esperable que los deslizamientos aumenten 1.5 veces en la zona de estudio, esperando una frecuencia 4 veces mayor que la actual para el periodo 2071-2100 a causa de aumento de lluvias torrenciales (Figura 3).



Figura 2. Mapas de cambios de uso de suelo según 4 escenarios posibles para 2040 y 2100 en una cuenca del Pirineo (Bernardie *et al.* 2021).



Figura 3. Incremento o disminución de la estabilidad de acuerdo a diferentes escenarios de cambio de uso de suelo y climático en una cuenca del Pirineo (Bernardie *et al.* 2021).

La relación entre los bosques y los deslizamientos se ha podido estudiar por la misma vía que en los casos descritos en el párrafo anterior. Moos *et al.* (2016) con un método híbrido basado en

parámetros físicos y probabilidad determinaron como la estructura de los bosques influencia la susceptibilidad de deslizamientos superficiales. Cislaghi *et al.* (2018) y Cislaghi y Bischetti (2019) utilizando también un modelo híbrido estimaron la cantidad de sedimento y madera que pueden movilizar los deslizamientos y llevar hasta la red de drenaje. Con estos datos posteriormente se pueden modelizar procesos torrenciales (inundaciones súbitas, flujos hiperconcentrados o de derrubios) incluyendo en ellos el aporte potencial de sedimento y madera. Esta información repercute en la magnitud e intensidad del fenómeno y con ello su peligrosidad.

Un caso que integra alguno de los puntos anteriormente tratados es el trabajo que desarrollé junto a colegas italianos en Vernazza (Italia) (Galve *et al.* 2015). Allí utilizamos un modelo de susceptibilidad (Figura 2) con el que simular cambios de uso de suelo orientados a la mitigación de los deslizamientos. Calculamos la reducción de la frecuencia espacial de deslizamientos que supondría cada medida. Así, concluimos que el abandono de las actividades agrícolas actuales supondría un aumento del 5% de la exposición de los edificios a los deslizamientos. Por otro lado, pudimos estimar que, si se aplicaran medidas estructurales en el 29% de las laderas que amenazan edificios, la exposición a deslizamientos de estos elementos se podría reducir en un 66% (Figura 4). Por último, calculamos que si se reforestaran los campos agrícolas actualmente abandonados se podría reducir en un 24% y en un 11% la exposición a deslizamientos de los edificios y carreteras de la zona, respectivamente.



Figura 4. Modelo de susceptibilidad de la cuenca de Vernazza (Italia) (izquierda) y tramos de carreteras (en rojo) y laderas (en amarillo) donde sería prioritario aplicar medidas correctoras (derecha) de acuerdo al análisis de Galve *et al.* (2015).

3. APLICACIONES DE LOS MODELOS DE PELIGROSIDAD Y RIESGO DE DESLIZAMIENTOS

Los modelos cuantitativos de peligrosidad y riesgo de deslizamientos no son numerosos. Por ello ese es un campo todavía con gran recorrido en investigación y para el que la información temporal que se va recabando es esencial para su desarrollo. Los modelos de peligrosidad indican la frecuencia y magnitud de los deslizamientos en cada porción del terreno y los modelos de riesgo traducen esos parámetros a pérdidas económicas y humanas esperables. Por ejemplo, un modelo de peligrosidad puede indicar que en una zona se esperan cinco deslizamientos en diez años de un volumen determinado. El modelo de riesgo indicaría que esos cinco deslizamientos podrían provocar unas pérdidas económicas de medio millón de Euros y cinco víctimas mortales en esos diez años.

La aplicación más directa de los modelos de peligrosidad y riesgo de deslizamientos es la cuantificación de pérdidas. Las publicaciones de Remondo *et al.* (2008), Zêzere *et al.* (2008) o

Bonachea *et al.* (2009) han sido referentes en ese campo. Esos modelos de riesgo nos hablan de las pérdidas esperadas en una región y además nos indican el lugar donde se pueden concentrar esas pérdidas. Sus resultados pueden muy útiles para evaluar medidas y estrategias de gestión del riesgo y reducción de desastres. Sobre este campo no existe mucha literatura científica al respecto y es difícil acceder a documentación de casos prácticos. La razón de ello es principalmente porque este tipo de evaluaciones requieren muchos datos que además son difíciles de obtener o estimar (p.ej. exposición de la población al fenómeno, datos sobre costes, pérdidas potenciales o costes indirectos).

La evaluación de soluciones para reducir o evitar el riesgo por deslizamientos se ha llevado a cabo sobretodo en el campo de estudio de los desprendimientos. En ese sentido, existen varios trabajos que cabe destacar. El primero es el de Corominas et al. (2005), que siguiendo el marco metodológico propuesto por Fell et al. (2005) para realizar evaluaciones cuantitativas del riesgo (Ouantitative Risk Assessments, ORA en su acrónimo en inglés), desarrolla un análisis integral del riesgo de desprendimientos en una zona de Andorra donde evalúa el beneficio que puede suponer la instalación de barreras de protección. En su caso, (1) integra modelos basados en parámetros físicos que calculan trayectorias de caída de rocas con información de frecuencia temporal para estimar la peligrosidad, (2) estima el riesgo de muerte por impacto de una roca en un edificio; y (3) determina cómo las barreras de protección pueden reducir ese riesgo a niveles aceptables. En la misma línea, el segundo artículo a destacar es el de Agliardi et al. (2009). Estos autores siguen una metodología similar a la de Corominas et al. (2005) incluyendo innovaciones en cada paso, pero además buscando evaluar 4 posibilidades: (1) no aplicar ninguna solución; (2) reubicar edificios; (3) construir un terraplén de protección provisional; y (4) construir varios terraplenes de protección permanentes. Para realizar este análisis toma de base un modelo de peligrosidad integrando un modelo físico de caída de rocas con información de frecuencia de caídas que le sirve para calcular el riesgo en términos económicos en los cuatro casos estudiados y determinar cuál puede ser el más rentable. Un tercer artículo reciente a destacar es el de Corominas et al. (2019) donde de nuevo realiza una evaluación del mismo tipo que las anteriores e incorporando la fragmentación en los modelos de caída de rocas y viendo su influencia en el riesgo y el efecto que pueden tener las medidas de mitigación tomando en cuenta ese proceso. Estos autores observan que la fragmentación tiene efecto en el riesgo y dependiendo de la longitud y pendiente de la ladera esta aumenta o disminuye. Analizan el riesgo al que se ven expuestas personas que visitan su zona de estudio y observan cómo, a causa de la fragmentación, el riesgo no cambia si hacen la visita en grupos o individualmente. Asimismo, observan también que al incluir la fragmentación se observa cómo las barreras protectoras pueden ser más eficaces para reducir el riesgo.

En la misma línea de trabajo que los tres trabajos anteriores, pero poniendo el foco en medidas basadas en la naturaleza, la investigadora Christine Moos lidera tres estudios recientes donde modelos de riesgo de desprendimientos sirven para demostrar los beneficios de los bosques en la reducción de pérdidas. Tal y como se ha descrito para los modelos de susceptibilidad (probabilidad espacial), en los modelos de peligrosidad y riesgo también se puede integrar la evolución de variables que condicionan los movimientos en masa (p.ej. uso de suelo) y con ello definir diversos escenarios futuros de peligrosidad y riesgo. Por ejemplo, si en una zona con bosque se espera un deslizamiento en diez años y otra zona con las mismas condiciones, pero donde tenemos pradera, se esperan cinco deslizamientos en el mismo tiempo, podemos simular como reforestando la pradera reducimos la frecuencia futura de deslizamientos. Si eso lo traducimos a pérdidas económicas con un modelo de riesgo, podemos estimar la reducción de pérdidas que puede suponer la reforestación de una zona. Así, en el estudio de Moos et al. (2018) calculan el ahorro en pérdidas que representa la protección de los bosques frente al riesgo de desprendimientos. En dos casos estudiados estimaron que el bosque puede reducir las pérdidas en un 90%. En Moos et al. (2019) toman la reducción del riesgo por desprendimientos como un servicio ecosistémico de los bosques y compara la eficiencia de los bosques para reducir ese riesgo con la eficiencia de medidas estructurales (p.ej. barreras protectoras). Realizan un análisis costo-beneficio para un periodo de 100 años en el que observan que las barreras no son rentables económicamente y que los bosques presentan un claro beneficio económico al reducir el riesgo. En Moos *et al.* (2021) estiman el impacto del cambio climático sobre la acción protectora de los bosques para lo que también utilizan de base modelos de peligrosidad de desprendimientos. Según estos autores, se puede esperar que el riesgo aumente y la protección de los bosques disminuya si se cuenta con el escenario más pesimista o que, en el caso de un escenario intermedio, la protección de los bosques incluso aumente en el largo plazo por un recambio de especies en el bosque al cabo de décadas de adaptación al cambio climático, lo que podría reducir el riesgo también a largo plazo.

Aunque como se ha mostrado la evaluación de soluciones de manera cuantitativa se ha focalizado en los desprendimientos, también hay ejemplos adaptados a otros tipos de movimientos en masa. En ese sentido es destacable el estudio que desarrollé también en Vernazza donde analizamos la rentabilidad de las medidas propuestas anteriormente (ver Galve et al., 2015) para mitigar deslizamientos superficiales (Galve et al. 2016). Curiosamente cuando se puso a prueba la rentabilidad de las medidas, las conclusiones no fueron las mismas que las basadas en el análisis de susceptibilidad. Esto pone de relevancia la importancia de no quedarse con el resultado de los estudios de susceptibilidad para determinar las medidas a aplicar para reducir el riesgo. En ese caso, las evaluaciones basadas en modelos de riesgo son las más apropiadas para conocer con mayor seguridad qué medida puede ser la más adecuada. En ese trabajo (Galve et al. 2016) presentamos además un método en el que un modelo de peligrosidad y riesgo de deslizamientos es la base para diseñar y optimizar económicamente las medidas. Concluye que la reforestación de terrenos abandonados es a priori la manera más rentable y adecuada de reducir el riesgo de los deslizamientos en Vernazza (Italia) (Galve et al. 2016; Figura 5). Estas valoraciones cuantitativas realmente deberían ser el objetivo final de las investigaciones de riesgo de deslizamientos. Por ello es uno de los puntos principales donde focalizar esfuerzos de investigación desde el punto de vista aplicado, ya que nos pueden ofrecer la información más completa sobre el diagnóstico y la solución al problema.



Figura 5. Ejemplo de solución basada en un modelo de peligrosidad de deslizamientos para reducir el riesgo en las carreteras de Vernazza (Italia): Parcelas abandonadas seleccionadas para reforestar (izquierda) y análisis costobeneficio de la medida (derecha). Observar cómo a partir del octavo año de aplicar la medida, esta supone un beneficio económico que se va acumulando al evitar pérdidas año a año. El ahorro por evitar pérdidas supera en 50 años al de los gastos causados por el riesgo residual. Así, realizando una inversión inicial de 76.000 Euros, los beneficios netos estimados, teniendo además en cuenta el valor temporal del dinero, se estimaron en 90.000 Euros en 50 años (para una explicación más detallada consultar Galve *et al.* 2016).

4. DISCUSIÓN

Los ejemplos publicados de aplicaciones de los modelos predictivos de deslizamientos son mucho menos numerosas que las publicaciones sobre los métodos para su elaboración o los estudios sobre la fiabilidad de los resultados de estos métodos. El interés del mundo académico ha recaído principalmente sobre esto último, lo que ha provocado que los trabajos metodológicos predominen de forma abrumadora en la bibliografía especializada quedando marginados los trabajos relativos a la aplicación práctica de estos modelos. Por otro lado, su aplicación se realizar a través de procedimientos complejos que aplican diversas técnicas con origen en diferentes disciplinas y esa integración multidisciplinar es pocas veces acogida con agrado por una audiencia científico-técnica principalmente interesada en temas muy concretos. Asimismo, la aplicación de este conocimiento se ha visto tradicionalmente con recelo desde los gestores del territorio, dado que perciben este tipo de modelos traducidos a mapas como fuentes de problemas. Definir un terreno como inestable tiene consecuencias en la reducción de su precio de venta o la imposibilidad de desarrollar en él actividades diferentes a las agropecuarias. Este hecho puede implicar conflictos personales o políticos y pérdidas en el presente que suponen un problema, pero no se piensa en las consecuencias que se pueden presentar en el futuro si no se toma en cuenta esta información. Por otro lado, los modelos predictivos tienen la desventaja que son realmente un resultado teórico que señala probabilidades y no indica un algo concreto y real que ocurra en el presente. Al ser intangibles y hablarnos de un futuro posible, no son algo que sea fácilmente aceptado como herramienta con la que trabajar. Solo hay que observar el grado de confianza que se le da a los pronósticos meteorológicos. Todavía son criticados por el público general pese a que cada vez tienen un mayor grado de acierto. En ese sentido, los estudios sobre estabilidad de laderas y sus soluciones basadas en medidas estructurales diseñadas y probadas desde la ingeniería civil han alcanzado una mayor notoriedad. Esta disciplina trabaja sobre problemas concretos y tangibles que ocurren a escala de sitio y a los que en la mayor parte de ocasiones se ofrece una solución fiable y factible. En el caso de las soluciones a escala regional que ofrecen las evaluaciones realizadas a través de modelos predictivos, estas implican muchos aspectos. Por ejemplo, la legislación o asuntos políticos o económicos pueden hacer difícil la implementación de esas soluciones por mucho que los modelos cuantitativos nos señalen que son las más adecuadas y rentables. Pese a estas desventajas, es esperable que, gracias al desarrollo de las tecnologías para la identificación y monitoreo de los movimientos de ladera, se vayan recopilando cada vez más datos de ocurrencias de deslizamientos y se creen más modelos de peligrosidad con los que realizar estimaciones de riesgo, y que estos modelos se usen para evaluar escenarios futuros o medidas de mitigación. Esto último puede ser cada vez más prioritario, dado que se buscan soluciones para nuestra adaptación al cambio climático y este tipo de modelos son herramientas muy útiles para diseñarlas.

5. CONCLUSIONES

Los modelos predictivos de deslizamientos se han visto tradicionalmente como ejercicios académicos de estudio de la distribución espacial de estos fenómenos con pocas aplicaciones prácticas. La innumerable literatura sobre métodos para generar este tipo de modelos ha ensombrecido las posibilidades que pueden tener para la evaluación de diferentes aspectos asociados a los deslizamientos y a las soluciones para mitigarlos o evitarlos. Este aspecto ha sido tratado desde un punto de vista plenamente cuantitativo en un pequeño número de artículos que han tenido gran impacto. Estos artículos además de ofrecer resultados de interés para la comunidad científica, orientan en sus decisiones a los profesionales que aportan soluciones para reducir o evitar el riesgo por deslizamientos y los gestores que las implementan a escala regional.

Los modelos de susceptibilidad tienen aplicaciones directas para la gestión del territorio al señalar los lugares más proclives a desestabilizarse en el futuro. También pueden servir de referencia para tener una visión de conjunto de la completitud de inventarios de deslizamientos o extraer información sobre exposición a escalas nacionales, continentales o globales. Estos datos son de suma importancia, ya que pueden impulsar políticas y recursos para el estudio de estos fenómenos. Recientemente también se han utilizado para cuantificar la influencia de los cambios de uso de suelo en la frecuencia de deslizamientos, dicho de otra manera, analizan cómo el cambio global está modificando el comportamiento de estos procesos.

Los modelos de peligrosidad y riesgo son los que incorporan más información y pueden llegar más

lejos en sus aplicaciones prácticas. En el campo de los desprendimientos estos modelos han permitido realizar evaluaciones de la eficacia y rentabilidad de diversas soluciones basadas en barreras protectoras o sobre la protección que ofrecen los bosques, incluyendo en el análisis los escenarios de cambio climático. Para deslizamientos superficiales, un modelo de peligrosidad ha sido la base para evaluar varias medidas de mitigación y optimizarlas desde el punto de vista económico.

Los ejemplos descritos muestran las amplias aplicaciones prácticas que pueden tener los modelos predictivos de deslizamientos basados en técnicas cuantitativas a escalas por encima de la local. Todas estas aplicaciones ejemplifican la utilidad de estos modelos y muestran que su estudio no queda solo en el intento de pronosticar la localización de los futuros deslizamientos. En comparación con otros campos de estudio de los deslizamientos, esta es una materia poco tratada como muestra el escaso número de publicaciones sobre el tema en la literatura internacional. Por esa razón, es un aspecto que puede tener en el futuro cercano un amplio desarrollo y nos puede ofrecer sorpresas con respecto a un sistema tan complejo y dinámico como el que intenta describir este tipo de modelos.

REFERENCIAS

- Acosta, E., 2006. Estudio geomorfológico y estimación de la susceptibilidad a flujos de derrubios y desprendimientos de rocas en el valle de Benasque. Universidad de Zaragoza.
- Agliardi, F., Crosta, G.B., y Frattini, P., 2009. Integrating rockfall risk assessment and countermeasure design by 3D modelling techniques. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9 (4), 1059–1073.
- Balogun, A.-L., Rezaie, F., Pham, Q.B., Gigović, L., Drobnjak, S., Aina, Y.A., Panahi, M., Yekeen, S.T., y Lee, S., 2021. Spatial prediction of landslide susceptibility in western Serbia using hybrid support vector regression (SVR) with GWO, BAT and COA algorithms. *Comptes rendus: Geoscience*, 12 (3), 101104.
- Bernardie, S., Vandromme, R., Thiery, Y., Houet, T., Grémont, M., Masson, F., Grandjean, G., y Bouroullec, I., 2021. Modelling landslide hazards under global changes: the case of a Pyrenean valley. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 21 (1), 147–169.
- Bonachea, J., Remondo, J., de Terán, J.R.D., González-Díez, A., y Cendrero, A., 2009. Landslide risk models for decision making. *Risk analysis: an official publication of the Society for Risk Analysis*, 29 (11), 1629–1643.
- Chacón, J., Irigaray, C., y Fernández, T., 2007. Los movimientos de ladera de la provincia de Granada. Atlas de Riesgos Naturales en la Provincia de Granada. Diputación de Granada--Instituto Geológico y Minera de España, Madrid.
- Chen, W., Chen, X., Peng, J., Panahi, M., y Lee, S., 2021. Landslide susceptibility modeling based on ANFIS with teaching-learning-based optimization and Satin bowerbird optimizer. *Geoscience Frontiers*, 12 (1), 93–107.
- Cislaghi, A. y Bischetti, G.B., 2019. Source areas, connectivity, and delivery rate of sediments in mountainous-forested hillslopes: A probabilistic approach. *The Science of the total environment*, 652, 1168–1186.
- Cislaghi, A., Rigon, E., Lenzi, M.A., y Bischetti, G.B., 2018. A probabilistic multidimensional approach to quantify large wood recruitment from hillslopes in mountainous-forested catchments. *Geomorphology*, 306, 108–127.
- Corominas, J., Copons, R., Moya, J., Vilaplana, J.M., Altimir, J., y Amigó, J., 2005. Quantitative assessment of the residual risk in a rockfall protected area. *Landslides*, 2 (4), 343–357.
- Corominas, J., Matas, G., y Ruiz-Carulla, R., 2019. Quantitative analysis of risk from fragmental rockfalls. *Landslides*, 16 (1), 5–21.
- Fell, R., Ho, K.K.S., Lacasse, S., y Leroi, E., 2005. A framework for landslide risk assessment and management. *Landslide risk management*, 3–25.
- Galve, J.P., Cevasco, A., Brandolini, P., Piacentini, D., Azañón, J.M., Notti, D., y Soldati, M., 2016. Costbased analysis of mitigation measures for shallow-landslide risk reduction strategies. *Engineering Geology*, 213, 142–157.
- Galve, J.P., Cevasco, A., Brandolini, P., y Soldati, M., 2015. Assessment of shallow landslide risk mitigation measures based on land use planning through probabilistic modelling. *Landslides*, 12 (1), 101–114.
- Günther, A., Van Den Eeckhaut, M., Malet, J.-P., Reichenbach, P., and Hervás, J., 2014. Climate-

physiographically differentiated Pan-European landslide susceptibility assessment using spatial multicriteria evaluation and transnational landslide information. *Geomorphology*, 224, 69–85.

- Herrera, G., Mateos, R.M., García-Davalillo, J.C., Grandjean, G., Poyiadji, E., Maftei, R., Filipciuc, T.-C., Jemec Auflič, M., Jež, J., Podolszki, L., Trigila, A., Iadanza, C., Raetzo, H., Kociu, A., Przyłucka, M., Kułak, M., Sheehy, M., Pellicer, X.M., McKeown, C., Ryan, G., Kopačková, V., Frei, M., Kuhn, D., Hermanns, R.L., Koulermou, N., Smith, C.A., Engdahl, M., Buxó, P., Gonzalez, M., Dashwood, C., Reeves, H., Cigna, F., Liščák, P., Pauditš, P., Mikulėnas, V., Demir, V., Raha, M., Quental, L., Sandić, C., Fusi, B., y Jensen, O.A., 2018. Landslide databases in the Geological Surveys of Europe. *Landslides*, 15 (2), 359–379.
- Liberatoscioli, E. y Van Westen, C.J., 2017. Assessment of landslide susceptibility for civil protection purposes by means of GIS and statistical analysis: lessons from the Province of Modena, Italy. *Revista dental*.
- Martínez, J., Menéndez-Duarte, R., y Lastra, J., 2005. Modelo de susceptibilidad de movimientos en masa profundos para Asturias (Norte de España). *Revista CG*, 19 (3-4), 23–35.
- Mateos, R.M., López-Vinielles, J., Poyiadji, E., Tsagkas, D., Sheehy, M., Hadjicharalambous, K., Liscák, P., Podolski, L., Laskowicz, I., Iadanza, C., Gauert, C., Todorović, S., Auflič, M.J., Maftei, R., Hermanns, R.L., Kociu, A., Sandić, C., Mauter, R., Sarro, R., Béjar, M., y Herrera, G., 2020. Integration of landslide hazard into urban planning across Europe. *Landscape and urban planning*, 196, 103740.
- Moos, C., Bebi, P., Graf, F., Mattli, J., Rickli, C., y Schwarz, M., 2016. How does forest structure affect root reinforcement and susceptibility to shallow landslides? *Earth Surface Processes and Landforms*, 41 (7), 951–960.
- Moos, C., Fehlmann, M., Trappmann, D., Stoffel, M., y Dorren, L., 2018. Integrating the mitigating effect of forests into quantitative rockfall risk analysis--Two case studies in Switzerland. *International journal of disaster risk reduction*, 32, 55–74.
- Moos, C., Khelidj, N., Guisan, A., y Lischke, H., 2021. A quantitative assessment of rockfall influence on forest structure in the Swiss Alps. *European Journal of*.
- Moos, C., Thomas, M., Pauli, B., Bergkamp, G., Stoffel, M., y Dorren, L., 2019. Economic valuation of ecosystem-based rockfall risk reduction considering disturbances and comparison to structural measures. *The Science of the total environment*, 697, 134077.
- Ngo, P.T.T., Panahi, M., Khosravi, K., Ghorbanzadeh, O., Kariminejad, N., Cerda, A., y Lee, S., 2021. Evaluation of deep learning algorithms for national scale landslide susceptibility mapping of Iran. *Comptes rendus: Geoscience*, 12 (2), 505–519.
- Persichillo, M.G., Bordoni, M., y Meisina, C., 2017. The role of land use changes in the distribution of shallow landslides. *The Science of the total environment*, 574, 924–937.
- Reichenbach, P., Busca, C., Mondini, A.C., y Rossi, M., 2014. The influence of land use change on landslide susceptibility zonation: the Briga catchment test site (Messina, Italy). *Environmental management*, 54 (6), 1372–1384.
- Reichenbach, P., Rossi, M., Malamud, B.D., Mihir, M., y Guzzetti, F., 2018. A review of statistically-based landslide susceptibility models. *Earth-Science Reviews*, 180, 60–91.
- Remondo, J., 2001. Elaboración y validación de mapas de susceptibilidad de deslizamientos mediante técnicas de análisis espacial. Universidad de Oviedo.
- Remondo, J., Bonachea, J., y Cendrero, A., 2008. Quantitative landslide risk assessment and mapping on the basis of recent occurrences. *Geomorphology*, 94 (3), 496–507.
- Santacana, N., 2001. Análisis de la susceptibilidad del terreno a la formación de deslizamientos superficiales y grandes deslizamientos mediante el uso de sistemas de información geográfica. Aplicación a la cuenca alta del río Llobregat. Universitat Politècnica de Catalunya (UPC).
 Servicio Geológico Colombiano S.G.C., 2017. Guía Metodológica para Zonificación de Amenaza por Movimientos en Masa a escala 1: 25.000. Disponible en:

https://libros.sgc.gov.co/index.php/editorial/catalog/book/34

- Wilde, M., Günther, A., Reichenbach, P., Malet, J.-P., y Hervás, J., 2018. Pan-European landslide susceptibility mapping: ELSUS Version 2. *Journal of maps*, 14 (2), 97–104.
- Zêzere, J.L., Garcia, R.A.C., Oliveira, S.C., y Reis, E., 2008. Probabilistic landslide risk analysis considering direct costs in the area north of Lisbon (Portugal). *Geomorphology*, 94 (3), 467–495.

INTERACCIÓN ENTRE TÚNELES Y LADERAS. DE CAUSA DE INESTABILIDAD A TÉCNICA DE REMEDIACIÓN

SERGIO SÁNCHEZ RODRÍGUEZ (1) y CARLOS LUIS GARRIDO GARRIDO (1)

(1) AECOM. Europe GDC. sergio.sanchez@aecom.com, Carlos.Garrido@aecom.com

RESUMEN

El efecto de la interacción entre la excavación de túneles y la ladera existente es un aspecto de las obras subterráneas escasamente analizado. Si bien las potentes herramientas de cálculo disponibles hoy en día permitirían análisis detallados de estos problemas, no es menos cierto que, en ocasiones, se ignora la consideración y los efectos que la asimetría geométrica y tensional supondría en el cálculo de los sostenimientos. Esta posible interacción puede condicionar el diseño del sostenimiento y su comportamiento, e incluso propiciar la desestabilización de la masa de terreno.

De igual modo, no son infrecuentes los casos de deslizamientos preexistentes que han sufrido una reactivación como consecuencia de la excavación de túneles en su entorno inmediato. Por el contrario, los propios túneles pueden constituir una técnica de remediación, como elemento de drenaje profundo, para grandes masas deslizadas.

En esta conferencia, se presentan algunas recomendaciones y conclusiones relativas a la ejecución de túneles próximos a laderas. Estas, que se podrían tener en cuenta para estudios preliminares, están basadas en los resultados de un estudio paramétrico efectuado con la ayuda de modelos de elementos finitos para un macizo rocoso caracterizado según un criterio de rotura Hoek-Brown.

A su vez, se reflexiona acerca de los aspectos comunes relacionados con la desestabilización de laderas, así como sobre el modo en que los túneles pueden colaborar en su estabilización y sobre qué limitaciones y problemática conlleva el diseño, ejecución y operación de este tipo de soluciones.

1. INTRODUCCIÓN

Los túneles de montaña, si bien presentan retos específicos, como son los de afrontar la presencia de fallas, fuertes estados tensionales y sus fenómenos asociados (fluencia, estallido de roca, etc.), condicionantes hidrogeológicos, etc., cuentan al mismo tiempo con numerosos desarrollos tecnológicos que permiten abordar su planificación y construcción con cada vez más garantías y como procesos casi industrializados.

Esto no impide que, en gran parte de estos túneles, los emboquilles concentren la mayor parte de las incidencias, retrasos y, en general, problemas de estabilidad de taludes de diferente escala, incidencias

que han tenido su reflejo en numerosas publicaciones de ediciones anteriores de este simposio. Se podría decir, incluso, que en determinados macizos rocosos, el diseño de túneles en mina se convierte en un proceso estandarizado o incluso rutinario, mientras que los emboquilles se convierten en puntos críticos del diseño que requieren de soluciones claramente específicas y, en muchos casos, complejas.

Romana (2005) analizó la problemática usual de los emboquilles y el posible papel de las clasificaciones geomecánicas en el diseño de los mismos o, al menos, de cara al prediseño. Sin embargo, la problemática que se puede presentar es realmente amplia.

Las fotografías adjuntas en la Figura 1 presentan dos casos de portales, correspondientes a los túneles de Casahuiri y Yanango (Sánchez, 2017), de condiciones difíciles por el esviaje en la entrada combinado con problemas de caída de bloques o presencia de potentes coluviones.



Figura 1.- Emboquilles complejos en fuertes condiciones de esviaje. Túneles de Yanango y Casahuiri (Perú)

Por otro lado, mientras ciertos suelos residuales, aun pudiendo requerir fuertes sostenimientos, permiten abrir grandes excavaciones con taludes verticalizados sin incidencia. Materiales arcillosos como las margas presentes en el sur de España, degradables y muy sensibles al agua, han requerido de fuertes contenciones y excavaciones limitadas para asegurar la estabilidad de la ladera. Tal es el caso de la boquilla este del túnel de Archidona (Celada, 2011), excavado en margas cretácicas, donde las inestabilidades detectadas llevaron a replantear la solución de la boquilla, diseñando un túnel falso que ejerciera de contrafuerte y limitara la altura de las excavaciones (véase Figura 2). Sopeña (2008) recogió un interesante catálogo de soluciones para la contención de este tipo de materiales.



Figura 2.- Portal del túnel de Amagá en un potente saprolito resuelto con muro damero (Colombia), y solución para la boquilla Este del túnel de Archidona (LAV Antequera – Granada)

En otras ocasiones, las excavaciones de las boquillas han implicado movimientos de ladera más amplios o reactivaciones de movimientos preexistentes, siendo este caso el del túnel de L'Ollería (Cordellat, 2003), cuya trinchera de acceso reactivó un deslizamiento fósil que se logró contener sustituyendo la misma por un falso túnel de gran longitud sobre el que se rellenó con tierras, con objeto de añadir peso de estabilización.

A pesar de los elementos de interés que encierran las interacciones túnel-talud mencionadas que se localizan en la zona de las boquillas de los túneles, esta comunicación se centra en aspectos conocidos
pero menos analizados, como son la (re)activación de deslizamientos debida a la excavación de los túneles a cierta profundidad en el interior de los macizos, el efecto que las condiciones de asimetría en la proximidad de laderas existentes puede tener sobre los túneles, o la contribución de los propios túneles a la remediación de deslizamientos al ser empleados con elemento de drenaje.

2. LOS TÚNELES EN LADERAS INESTABLES. POSIBLE CAUSA DE REACTIVACIÓN

Si bien no resultan infrecuentes, los fenómenos de interacción entre túneles y laderas que tienen lugar en el cuerpo central del túnel en mina, es decir, en zonas alejadas de las boquillas, son menos conocidos. Muchos de estos casos han supuesto la reactivación de grandes deslizamientos de ladera que se encontraban en estado durmiente o con tasas de movimiento casi imperceptibles.

Desde luego, los túneles se deberían de perforar siempre evitando las masas deslizadas y, por supuesto, toda interacción sobre la banda o superficie de deslizamiento. Sin embargo, esto no siempre es posible, en general, por la falta de conocimiento de partida acerca de la presencia de estos deslizamientos, o debido a un conocimiento incompleto que asignaba una profundidad inferior al deslizamiento de la que realmente presentaba. De hecho, no son infrecuentes los casos en que coexisten diferentes masas deslizadas, siendo algunas más superficiales y activas que ocultan otras en un estado de mayor pasividad.

A la falta de precisión a la hora de diagnosticar la presencia de estos deslizamientos contribuye, como se puede intuir, la elevada profundidad de los mismos, la cual impide identificar las bandas de cizalla o da lugar a que la instrumentación no logre atravesar las mismas. De todas formas, en general se trata en muchos casos de movimientos complejos que engloban superficies de rotura mixtas e involucran rocas blandas muy fracturadas de naturaleza metamórfica o pelítica (lutitas, argilitas, filitas, etc.).

En la Tabla 1 se muestran algunas experiencias recogidas en la literatura, muchas de ellas relacionadas con casos en los que los túneles han interceptado o discurrido muy próximos a las superficies de deslizamiento, ejerciendo una interacción directa con el deslizamiento y reactivándolo. Tal es el caso de algunas experiencias en los Apeninos italianos (Barla, 2017; Lunardi, 2017; Bandini, 2015 y Gattinoni, 2019) o la del túnel Jemei en China (Wang, 2021).

| TÚNEL | PAÍS | GEOLOGÍA | PROF. DESLIZ. | POSICIÓN | OBSERVACIONES |
|------------------|---------|---|-------------------|--|--|
| Jimei | China | Bloques y gravas en matriz arcillosa / Lutita | 55 m | Se intercepta la masa deslizada | Túneles bitubo |
| Bahce- Nurdag | Turquía | Conglomerados y coluvial / Arenisca y lutita | 30 m | Bajo superfície de deslizamiento | Túneles bitubo perforando en roca con GSI 35-40 |
| Ramoncillos | España | Calcoesquistos, filitas y micaesquistos | 100 m (aprox.) | En la masa deslizada | Túneles bitubo con sección de excavación 110 m ² |
| Valtellina | Italia | Depósitos glaciares y eluvio-coluviales / Filitas | 73 m | Intersección o próximo a superficie de deslizamiento / Fallas | Túnel perforado en roca muy fracturada (RQD < 50%) / Presencia de edificios |
| Val di Sambro | Italia | Areniscas y lutitas | > 60 m | Intersección o próximo a superficie de deslizamiento | Túneles bitubo a sección completa (160 m ²) en roca con GSI 25-30 |

| Tabla 1 Recopilación de | e casos de interacción | de túneles y grandes | s deslizamientos |
|-------------------------|------------------------|----------------------|------------------|
|-------------------------|------------------------|----------------------|------------------|

| TÚNEL | PAÍS | GEOLOGÍA | PROF. DESLIZ. | POSICIÓN | OBSERVACIONES |
|----------|--------|--|-------------------|---|--|
| St. Oyen | Italia | Depósitos fluvio glaciares / Micaesquistos | 30 m (aprox.) | Bajo superficie de deslizamiento, pero fuerte tectonización | Túnel a sección completa (120 m ²) en roca con GSI 30-35 |
| Sparvo | Italia | Arcillas y argilitas | 100 m (aprox.) | Intersección o próximo a superficie de deslizamiento | Presencia de edificios |

Un caso español de interés es el del túnel de Ramoncillos (Garcia de la Oliva, 2017), localizado en Granada en la A-7 y donde los túneles discurrían claramente dentro de la masa deslizada, la cual alcanzaba los 100 m de profundidad (véase Figura 3). En este caso, los efectos sobre los túneles se debieron a su presencia en la propia masa deslizada, si bien su disposición y tamaño relativo no suponían una condición de riesgo adicional sobre la ladera. La explotación de estos túneles habrá de convivir, claramente, con esta interacción.



Figura 3.- Cortes geologicos con la disposición de los túneles de Valdisambro y el deslizamiento afectado. Esquema de la disposición de los túneles de Ramoncillos y la superfície de deslizamiento

Como es sabido, la perforación de túneles genera en su entorno una cierta redistribución tensional en el terreno circundante que conlleva el desarrollo de deformaciones y de una corona de plastificación. Si el túnel intercepta el deslizamiento o discurre suficientemente cerca de la propia superficie de deslizamiento, las condiciones de perforación y sostenimiento pueden volverse realmente complejas, e incluso un deslizamiento que, en principio, se encontrase en estado durmiente, podría verse reactivado.

A este fenómeno se le ha tratado de dar una justificación analítica (Zhang, 2017), tal y como se muestra en la Figura 4, explicada como la interacción entre la superficie de deslizamiento y la corona de plastificación del túnel a través de una zona de "roca decomprimida", consecuencia de la interacción túnel-ladera. El autor llega a dar una recomendación de distancia para un cruce seguro en base a la geometría del problema y el ángulo de fricción de la roca.

El cualquier caso, este tipo de fenómenos se pueden estudiar de forma más rigurosa mediante el empleo de modelos numéricos, cuya limitación puede estar más asociada con la dificultad de obtener un modelo geológico y parámetros representativos del comportamiento del terreno, más que por la disponibilidad de modelos constitutivos y de la capacidad de las máquinas de cálculo.

Es posible analizar este tipo de interacciones asumiendo modelos constitutivos sencillos, siendo necesario, por supuesto, recurrir al retro-analisis de los modelos como paso previo en base a la

instrumentación disponible. Este tipo de simulaciones, con la simple consideración de un criterio de rotura tipo Mohr-Coulomb para los materiales, pueden ser suficientes para analizar el margen de seguridad global del problema y las implicaciones estructurales que puede tener sobre el sostenimiento y revestimiento del túnel.



Figura 4.- Corona de plastificación y zona de "roca decomprimida" en la interacción entre túnel y deslizamiento (Zhang, 2017)

En cualquier caso, como ya se ha apuntado anteriormente, este tipo de interacciones se suelen dar sobre deslizamientos que se encuentran en estado durmiente o que presentan tasas de deslizamiento muy bajas, los cuales se ven claramente afectados por el reajuste tensional que conlleva la apertura de la nueva cavidad. Estos deslizamientos lentos, o de tipo creep, se podrían encuadrar en el rango de velocidades entre 1,6 y 16 mm/año según la clasificación de Cruden y Varnes (1996). De hecho, cuando se ha contado con registros previos a la ejecución de los túneles en las referencias analizadas, han sido comunes tasas de deslizamiento que suelen rondar por debajo de los 5 mm/año y, como consecuencia de la interacción con los túneles y del reacomodo tensional que suponen, han dado paso a un orden de magnitud de movimientos superior (de 50 a 150 mm/año por dar un orden de magnitud). En ninguno de estos casos se ha propiciado una inestabilidad rápida general, algo lógico por la muy diferente dimensión del deslizamiento preexistente y los túneles, pero sí se han generado daños en edificaciones próximas como consecuencia de las nuevas tasas de movimiento.

En el caso de movimientos de tipo creep o viscoso (véase Figura 5), modelos constitutivos que simulen comportamientos tiempo-dependientes de tipo visco-plástico (CVISC o SHELP de FLAC, por ejemplo) pueden resultar adecuados, y en especial para simular el comportamiento de la ladera tras la finalización de las obras.

Lógicamente, cuando se requiera la calibración de este tipo de modelos, se necesita de un histórico de registros previos importante del que no se suele disponer, en base a los sistemas de auscultación habituales en fase de estudio y construcción (inclinometría, registro topográfico, etc.). Por este motivo, los sistemas de análisis de movimientos históricos en base al tratamiento de imágenes satelitales, mediante técnicas de interferometría (InSar), pueden ser una herramienta muy útil.

Una recomendación inicial de este artículo sería proponer la inclusión de un análisis de este tipo en las fases iniciales de estudio (algo que ya se viene haciendo en España), en zonas proclives a presentar movimientos de ladera de tipo creep y grandes dimensiones. De este modo, podrían complementar a los habituales estudios y trabajos de cartografía geológica de diferente grado de detalle.



Figura 5.- Simplificación conceptual de deslizamientos con patrones de comportamiento de tipo viscoso

Por lo que respecta a los efectos directos de este tipo de interacciones sobre los túneles, el nuevo estado tensional que supone la excavación de los mismos, cuando ésta se produce muy cercana o incluso interceptando la superficie de deslizamiento, trae consigo el desequilibro o la modificación del estado tensional previo de la masa deslizada, y con ello nuevos movimientos en la misma, los cuales se traducen a nivel del túnel en:

- Patrones de desplazamientos asociados al movimiento de la ladera, con distorsión y traslación ladera abajo.
- Descenso de la clave.
- Lógicamente, se pueden dar configuraciones más complejas y flexiones longitudinales.
- A nivel de estado tensional del sostenimiento-revestimiento, se inducen esfuerzos adicionales que requieren de un aumento en la rigidez de la sección para absorber estos incrementos de esfuerzos y deformaciones.

En el caso de túneles inmersos en la masa deslizada, como puede ser el caso de los túneles de los Ramoncillos, la necesidad de compatibilizar la explotación del túnel con el desplazamiento lento de la ladera llevaría a plantear juntas especiales donde los movimientos esperados sean mayores, evitando así la rotura del revestimiento. En el caso concreto de estos túneles, una de las medidas contempladas para mejorar el margen de seguridad y detener el movimiento fue la ejecución de una galería de drenaje. Más adelante comentaremos varios aspectos sobre este tipo de medidas.

Finalmente, resulta obligado mantener, por lo general, un sistema de auscultación durante la fase de explotación, tanto en la ladera como en el túnel, que comprende el seguimiento de inclinómetros, el control topográfico en el interior del túnel con seguimiento de convergencias y movimientos absolutos y, por supuesto, el control topográfico de la ladera.

3. EFECTO EN EL SOSTENIMIENTO E INTERACCIÓN CON LADERAS PRÓXIMAS EN ROCA

3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA INTERACCIÓN

Como ya se ha comentado en los apartados anteriores, cuando se ejecutan túneles en las proximidades de laderas naturales se alteran sus condiciones iniciales de estabilidad, con el riesgo de provocar o reactivar deslizamientos que también afecten a la propia seguridad del túnel. Cuanto más próximo se ubique el túnel respecto de la ladera y/o superficie de deslizamiento, mayor será la influencia de su construcción en el entorno y, por tanto, mayor será el riesgo de inestabilidad.

Autores como Wang (2010) y Koizumi et al. (2010) destacan que, por debajo de 1,5 a 2 diámetros de distancia (1,5-2D), la interacción entre el túnel y la superficie de deslizamiento aumenta de manera considerable. Por lo tanto, y como primer orden de magnitud, estas distancias son las mínimas que habría que garantizar para reducir, o considerar como descartable, cualquier tipo de interacción.

En cualquier caso, la distancia respecto del túnel no es el único factor a considerar, sino que también existen otras variables que afectan a la interacción entre túneles y laderas que deben tenerse en cuenta, pudiendo suponer requisitos de separación respecto de la inestabilidad, o de necesidad de soporte, adicionales. Algunos de los aspectos más importantes se resumen a continuación:

- Nivel de estabilidad de la ladera previo a la construcción del túnel.
- Influencia del entorno: altura e inclinación de la ladera, propiedades mecánicas del terreno natural, presencia de nivel freático, existencia de construcciones adyacentes, etc.
- Solicitaciones externas: sismos, lluvias, nuevas obras tras la ejecución del túnel, etc.
- Posición relativa túnel-talud: si el túnel está próximo al pie del talud, posición donde tienden a concentrarse las tensiones, contribuye en mayor medida a los desplazamientos (Koizumi et al., 2010).
- Dimensiones del túnel: como es de esperar, cuanto menor es el tamaño del túnel, menor es su afección en la ladera (Causse et al., 2015b).
- Forma del túnel: los movimientos, deformaciones y esfuerzos generados, tanto en el túnel como en la ladera, se ven influidos por la sección transversal o la geometría del propio túnel.
- Método constructivo: maquinaria empleada, número de fases de excavación, etc.
- Grado de desconfinamiento: el decalaje que se produce desde que se ejecuta la excavación, hasta que se procede a la colocación del sostenimiento, influye en el comportamiento del túnel y en la afección que produce en la ladera (Causse et al., 2015a).
- Propiedades del sostenimiento: tipología empleada, espesor, rigidez, etc.

En muchas ocasiones, es habitual la ejecución de túneles gemelos y adyacentes en una misma ubicación, especialmente cuando se trata de túneles carreteros o de ferrocarril (Vlachopoulos & Vazaios, 2015). Al igual que ocurría en los casos anteriormente analizados de túneles afectando a laderas con inestabilidades preexistentes, la interacción entre túneles y laderas en estos casos es, aún si cabe, más compleja que cuando se construye un único túnel, pues al existir un efecto de solapamiento de las excavaciones se imponen mayores relajaciones en el macizo, plastificaciones, movimientos, etc.

En definitiva, siempre que haya que construir un túnel en las proximidades de un talud, hay que evaluar si las características de la excavación y del terreno exigen tomar precauciones especiales, ya sea mediante el aumento de la distancia de seguridad, respecto de la zona inestable, y/o el diseño de un sostenimiento reforzado que considere en el cálculo las particularidades de esta problemática.

3.2 PLANTEAMIENTO DEL ANÁLISIS

El análisis que se presenta en este trabajo, realizado mediante simulaciones numéricas en Plaxis 2D, busca mostrar cómo influye la construcción de un túnel circular en la estabilidad de un talud de roca próximo a la perforación. Las variables consideradas en el análisis llevado a cabo son las siguientes:

- Diámetro de la excavación (D): 5 y 10 m.
- Altura del talud de roca (H): 4D y 8D.
- Distancia entre el túnel y el talud (d): 0,5D, 1D, 2D y 5D.
- Calidad del macizo rocoso (GSI): 20, 30 y 40 puntos.

Lógicamente, macizos rocosos competentes, entendiendo como tales aquellos que presentan una baja fracturación y alta resistencia, pueden perforarse manteniéndose la roca en un régimen elástico, en el cual la interacción con el talud existente se convierte más en un problema de cinemática de bloques

que de interacción tensional. Por este motivo, en el análisis efectuado se han considerado calidades del macizo de media a mala (GSI de 20 a 40 puntos), con una resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta (σ_{ci}) de 20 MPa y una constante de la roca intacta (m_i) de 10.

Respecto a la geometría de los modelos, la pendiente del talud en todos los cálculos analizados ha sido de 1V/1H (inclinación de 45°). La distancia respecto del túnel siempre se ha establecido desde el punto medio del talud. Además, las dimensiones del modelo se han definido en función de la altura del talud (H), del diámetro del túnel (D) y de la propia distancia entre túnel y talud (d), tal y como se muestra en el esquema de la Figura 6.



Figura 6.- Esquema genérico de los modelos de cálculo

De acuerdo con la imagen anterior, en las proximidades al talud y al túnel (zonas de color gris oscuro) se ha establecido un tamaño de elemento más fino, buscando representar mejor el comportamiento en estas zonas de interés. Como orden de magnitud, el mallado cuenta con un número de elementos que oscila entre 4000 y 12000.

Considerando un coeficiente de empuje al reposo (k_o) de 1 y la no presencia de agua, el macizo rocoso se ha definido según un modelo constitutivo tipo Hoek-Brown, cuyas propiedades se resumen en la Tabla 2 en función del GSI. Los sostenimientos considerados en todos los cálculos constan de un anillo circular de hormigón, con espesores variables entre 15 y 70 cm en función del diámetro y de la calidad del macizo (véase Tabla 3). Estos espesores se han definido tras comprobar la interacción entre esfuerzos axiles y momentos flectores en las secciones de cálculo más críticas, garantizando así que cumplen con la solicitación a la que están sometidas.

Las características del hormigón del sostenimiento, asumiendo un comportamiento elástico, se muestran en la Tabla 4, diferenciando las propiedades consideradas a 1 y 28 días. No obstante, a la hora de realizar los cálculos del factor de seguridad tras la colocación del sostenimiento, se han establecido unas propiedades equivalentes del hormigón adoptando un modelo constitutivo tipo Hoek-Brown (véase Tabla 5), de forma similar que la definida en la Tabla 2 para las propiedades del macizo rocoso.

Dado que las simulaciones se han efectuado en 2 dimensiones, ha sido necesario modelizar la interacción de la excavación con el sostenimiento considerando un desconfinamiento previo a su

instalación. Para ello, se ha llevado a cabo un estudio de sensibilidad siguiendo la formulación propuesta por Carranza & Torres (2002). Este estudio previo permite verificar que, asumiendo en todos los casos excavación a sección completa, una relajación del 50% (respecto del estado tensional inicial) previa a la instalación del soporte reproduciría, de forma general y con suficiente precisión, el comportamiento del conjunto de los problemas a analizar.

| GSI | mi | σ _{ci} | D | γ | Е | v | G |
|-----|----|-----------------|---|----------------------|------------|-----|-----------|
| 20 | 10 | 20 MPa | 0 | 25 kN/m ³ | 795,3 MPa | 0,3 | 305,9 MPa |
| 30 | 10 | 20 MPa | 0 | 25 kN/m ³ | 1414,2 MPa | 0,3 | 543,9 MPa |
| 40 | 10 | 20 MPa | 0 | 25 kN/m ³ | 2514,9 MPa | 0,3 | 967,3 MPa |

Tabla 2.- Propiedades del macizo rocoso. Modelo constitutivo tipo Hoek-Brown

Tabla 3.- Espesor del sostenimiento en función del diámetro y de la calidad del macizo rocoso

| Diámetro del túnel (D) | Calidad del macizo rocoso (GSI) | Espesor del sostenimiento (e) | Diámetro del túnel (D) | Calidad del macizo rocoso (GSI) | Espesor del sostenimiento (e) |
|------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| 5 m | 20 | 20 cm | 10 m | 20 | 70 cm |
| 5 m | 30 | 20 cm | 10 m | 30 | 50 cm |
| 5 m | 40 | 15 cm | 10 m | 40 | 35 cm |

Tabla 4.- Propiedades del hormigón del sostenimiento

| días | fck | fctk | Е | v | G |
|------|----------|---------|-----------|-----|-----------|
| 1 | 12,7 MPa | 0,9 MPa | 22,09 GPa | 0,2 | 9,20 GPa |
| 28 | 30,0 MPa | 2,0 MPa | 28,58 GPa | 0,2 | 11,91 GPa |

Tabla 5.- Propiedades equivalentes del hormigón del sostenimiento. Modelo constitutivo tipo Hoek-Brown

| días | GSI | mi | σci | D | γ | Е | v | G |
|------|-----|----|----------|---|----------------------|-----------|-----|-----------|
| 1 | 100 | 14 | 12,7 MPa | 0 | 25 kN/m ³ | 22,09 GPa | 0.2 | 9,20 GPa |
| 28 | 100 | 15 | 30,0 MPa | 0 | 25 kN/m ³ | 28,58 GPa | 0.2 | 11,91 GPa |

3.3. RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación, se van a mostrar los resultados obtenidos de las deformadas del sostenimiento, los esfuerzos axiles y momentos flectores del sostenimiento (todos respecto a las propiedades a 1 día), y los factores de seguridad del talud en todas las fases de cálculo (talud inicial, desconfinamiento al 50% previo al sostenimiento, sostenimiento con propiedades a 1 y 28 días).

En la Figura 7 se incluyen las deformadas del sostenimiento, con propiedades a 1 día, de los casos de cálculo más representativos. Como es esperable, en estas deformadas se puede apreciar que cuanto mayor es el diámetro del túnel (D), mayor es la altura del talud (H) y menor es la calidad del macizo (GSI), mayores son los movimientos que se registran en el sostenimiento.

Si se analizan los resultados de la Figura 7 en función de la distancia túnel-talud (d), se puede observar que la clave del sostenimiento desciende más cuanto más profundiza el túnel en el terreno. Dicho cierre de la sección también se da, claramente, en la contrabóveda. En el caso de los hastiales, es aquí donde mejor se aprecia la interacción túnel-talud. Partiendo de los resultados a mayor profundidad, cuanto más se aproxima el túnel a la superficie del talud no se tiende a menores convergencias, sino que los desplazamientos en los hastiales, en ciertos casos, aumentan. En particular, este efecto destaca en el hastial derecho de los cálculos realizados, siendo este el que se encuentra más próximo al talud, mostrando desplazamientos que tienden a "abrirse" hacia el propio talud (véase Figura 7c).







e) D = 5 m; H = 40 m; GSI = 20





b) D = 10 m; H = 80 m; GSI = 30







Figura 7.- Deformadas del sostenimiento a 1 día (Escala de la deformada = 1000:1)

De acuerdo con este análisis, cabe destacar que los desplazamientos más elevados que se obtienen en el hastial derecho no siempre se dan en el caso de cálculo más somero. Esto se debe a la influencia que tiene la potencial superficie de rotura en relación a la posición del túnel. Cuando dicho túnel se encuentra próximo, o intercepta, a la potencial superficie de deslizamiento, los desplazamientos en el sostenimiento tienden a aumentar, y en especial en el hastial derecho. Este fenómeno se aprecia, por ejemplo, en los gráficos de las Figuras 7c y 7e, donde los movimientos de mayor entidad se registran en el hastial derecho del túnel a 1D de distancia de la superficie del talud.

En la Figura 9 se adjuntan los movimientos totales (|u|) y las deformaciones de corte (γ_s) que se obtienen de los cálculos del factor de seguridad del talud (fases de talud sin túnel y de sostenimiento con propiedades a 1 día), correspondientes a los resultados adjuntos en la Figura 7e. En dichas imágenes se muestra cómo va evolucionando la potencial superficie de deslizamiento a medida que el túnel se aleja del talud. A partir de distancias talud-túnel de 2 diámetros (d = 2D), apenas se notan diferencias en la potencial superficie de rotura respecto del caso de cálculo de talud sin túnel. En cambio, para distancias de 0,5 y 1 diámetro (d = 0,5D y 1D) sí que se distingue un cambio más que notable, mostrando así la influencia de la interacción talud-túnel en los resultados. Los factores de seguridad obtenidos en estos cálculos se adjuntan, más adelante, en la Tabla 6.

La influencia de las tensiones iniciales del modelo tiene una importancia más que significativa en los resultados que se muestran en la Figura 7. Por este motivo, a medida que aumenta la profundidad del túnel no se tiende a apreciar ninguna simetría en las deformaciones, sino que tienden a estar ligeramente esviadas.

Debido a la presencia del talud, las tensiones principales iniciales en la parte central del modelo, en la cual se ubica el túnel, no son la vertical y la horizontal, sino que se encuentran rotadas, con una orientación que depende del propio talud y que afecta a todos los cálculos realizados. A pesar de ello, este fenómeno sí que es esperable en los cálculos más superficiales y se aprecia claramente en los resultados adjuntos. Es por ello que, como ya se ha comentado anteriormente, el hastial derecho del túnel tiende a "abrirse" hacia la superficie talud, siendo esta dirección la que menos oposición genera por la relajación de tensiones en el entorno y por la proximidad del propio hastial derecho de la sección respecto del talud.

En las Figuras 8 y 10 se muestran las leyes de axiles y momentos en los casos de cálculo más críticos, siendo estos los de mayor diámetro, mayor altura de talud y menor calidad del macizo rocoso.



Figura 8.- Ley de axiles, medida desde el contorno del túnel sin deformar, del sostenimiento a 1 día (Axiles de compresión por dentro; de tracción por fuera) (Equivalencia: 1 m = 1000 kN/m)



Figura 9.- Superficie de rotura en cálculos los del factor de seguridad del talud. Movimientos totales |u| y deformaciones de corte γ_s en las fases de talud inicial (casos "a" y "f") y sostenimiento con propiedades a 1 día (resto de casos)



Figura 10.- Ley de momentos, medida desde el contorno del túnel sin deformar, del sostenimiento a 1 día (Momentos negativos por dentro; positivos por fuera) (Equivalencia: 1 m = 100 kN·m/m)

De acuerdo con los gráficos de las Figuras 8 y 10, los esfuerzos axiles máximos aumentan a medida que el túnel profundiza en el terreno (véase Figura 11), sin apreciarse ningún cambio significativo por la interacción entre el túnel y la ladera. Estos resultados son esperables por el aumento de la cobertera y del peso de terreno sobre el túnel cuanto mayor es su profundidad. En cambio, los momentos flectores alcanzan, para el rango de distancias túnel-talud analizado, sus valores máximos en las zonas más someras (véase Figura 12), evidenciando así la descentralización de las cargas en el sostenimiento como consecuencia de la interacción entre el túnel y el talud.

Es importante destacar que los momentos flectores máximos, debidos a la interacción túnel-talud, no siempre se producen en el caso de cálculo más superficial. Dichos valores dependen de la posición relativa del túnel respecto de la potencial superficie de deslizamiento y, por lo tanto, de la relación entre la altura del talud y el diámetro del túnel (H/D). Cuanto menor sea el cociente H/D, la interacción entre el túnel y la potencial superficie de rotura tiende a ser más superficial. Este efecto se aprecia en las Figuras 12a y 12b, donde el momento máximo para H/D = 4 (D = 10 m; H = 40 m) se produce en el caso de cálculo más somero (d = 0,5D), mientras que para H/D = 8 (D = 10 m; H = 80 m) se da en profundidad, a una distancia de 1 diámetro desde la superficie del talud (d = 1D).

Los factores de seguridad del talud más críticos registrados en este estudio, teniendo en cuenta las distintas fases de ejecución del túnel, se muestran en la Figura 13. Dichos resultados, al igual que en las figuras anteriores, se corresponden con los modelos de mayor diámetro, mayor altura de talud y menor calidad del macizo rocoso. La tendencia registrada en los factores de seguridad de la Figura 13 muestra que la fase de desconfinamiento del 50% previa al sostenimiento es la más desfavorable de todas, con resultados apenas por encima de la unidad. Tras colocar el sostenimiento, el factor de seguridad del talud aumenta, llegando a niveles de seguridad similares a los que se tenían antes de comenzar con la simulación del túnel.

En el caso de que el túnel esté suficientemente alejado de la superficie del talud, los factores de seguridad del propio talud no se ven alterados por la construcción del túnel, fenómeno que, como ya se ha comentado para los momentos flectores, está influenciado por la relación H/D. Cuanto mayor sea el cociente H/D, más se tiene que alejar el túnel para no afectar ni al factor de seguridad del talud ni, por lo tanto, al desarrollo de la potencial superficie de rotura. De acuerdo con la Figura 13a (H/D = 8), se tiene el mismo factor de seguridad del talud en todas las fases de cálculo a partir de distancias de 5 diámetros (d = 5D), mientras que en la Figura 13b (H/D = 4) se observa que este efecto se comienza a dar a menor distancia, siendo en este caso a partir de 2 diámetros (d = 2D).



Figura 11.- Esfuerzos axiles máximos, en valor absoluto, del sostenimiento con propiedades a 1 día



Figura 12.- Momentos flectores máximos, en valor absoluto, del sostenimiento con propiedades a 1 día



Figura 13.- Factores de seguridad del talud en las distintas fases de cálculo

Finalmente, en las Tablas 6, 7 y 8 se recogen los factores de seguridad del talud obtenidos en diferentes escenarios de cálculo, buscando representar el efecto escala de los resultados en función de la calidad del macizo rocoso.

| GSI = 20 | D = 10 m; H = 80 m | | | | D = 10 m; H = 40 m | | | |
|--------------------|--------------------|--------|--------|--------|--------------------|--------|--------|--------|
| Fase de cálculo | d = 0,5D | d = 1D | d = 2D | d = 5D | d = 0,5D | d = 1D | d = 2D | d = 5D |
| Talud sin túnel | 1,27 | 1,27 | 1,27 | 1,27 | 1,55 | 1,55 | 1,55 | 1,55 |
| Desconf. al 50% | 1,06 | 1,08 | 1,19 | 1,27 | 1,12 | 1,29 | 1,55 | 1,55 |
| Sost. a 1 día | 1,14 | 1,12 | 1,22 | 1,27 | 1,29 | 1,42 | 1,55 | 1,55 |
| Sost. a 28 días | 1,19 | 1,16 | 1,25 | 1,27 | 1,40 | 1,52 | 1,55 | 1,55 |

Tabla 6.- Factores de seguridad del talud según la fase de cálculo (GSI = 20)

| Tabla 7 - Factores de seguridad del talud según la fase de cálculo (| (GSI = 30) |
|--|------------|
| Tabla 7 Tactores de seguridad del tarda seguri la fase de calculo (| (051 - 50) |

| GSI = 30 | D = 10 m; H = 80 m | | | | D = 10 m; H = 40 m | | | |
|--------------------|--------------------|--------|--------|--------|--------------------|--------|--------|--------|
| Fase de cálculo | d = 0,5D | d = 1D | d = 2D | d = 5D | d = 0,5D | d = 1D | d = 2D | d = 5D |
| Talud sin túnel | 1,57 | 1,57 | 1,57 | 1,57 | 1,97 | 1,97 | 1,97 | 1,97 |
| Desconf. al 50% | 1,32 | 1,33 | 1,43 | 1,57 | 1,45 | 1,62 | 1,97 | 1,97 |
| Sost. a 1 día | 1,40 | 1,34 | 1,44 | 1,57 | 1,53 | 1,66 | 1,97 | 1,97 |
| Sost. a 28 días | 1,41 | 1,36 | 1,46 | 1,57 | 1,60 | 1,73 | 1,97 | 1,97 |

| GSI = 40 | D = 10 m; H = 80 m | | | | D = 10 m; H = 40 m | | | |
|--------------------|--------------------|--------|--------|--------|--------------------|--------|--------|--------|
| Fase de cálculo | d = 0,5D | d = 1D | d = 2D | d = 5D | d = 0,5D | d = 1D | d = 2D | d = 5D |
| Talud sin túnel | 1,88 | 1,88 | 1,88 | 1,88 | 2,45 | 2,45 | 2,45 | 2,45 |
| Desconf. al 50% | 1,64 | 1,68 | 1,71 | 1,88 | 1,94 | 2,03 | 2,38 | 2,45 |
| Sost. a 1 día | 1,78 | 1,68 | 1,71 | 1,88 | 1,95 | 2,03 | 2,38 | 2,45 |
| Sost. a 28 días | 1,82 | 1,69 | 1,73 | 1,88 | 2,02 | 2,05 | 2,45 | 2,45 |

Tabla 8.- Factores de seguridad del talud según la fase de cálculo (GSI = 40)

En definitiva, taludes en macizos rocosos de baja calidad donde las condiciones previas de estabilidad son más precarias, puede llegar a desencadenarse un proceso de inestabilidad si se ejecutan túneles en las proximidades de los mismos, afectado especialmente tanto el proceso constructivo del túnel (desconfinamiento) como la insuficiencia de sostenimiento.

4. LOS TÚNELES COMO MEDIDA DE ESTABILIZACIÓN DE LADERAS

Existen numerosos casos donde las infraestructuras preexistentes o los núcleos de población urbanos resultan difíciles de reemplazar, a la vez que se ven amenazados por potenciales problemas de estabilidad de laderas e implicando, generalmente, grandes masas inestables con superficies de rotura profundas.

En estas circunstancias, los túneles o galerías de drenaje se vienen demostrando como una opción efectiva; quizá de elevado coste, pero en ocasiones sin otra alternativa viable para asegurar la estabilidad de grandes deslizamientos cuando la presencia de agua se revela como la principal causa de riesgo.

4.1. FUNDAMENTO DE LA SOLUCIÓN

En relación a los túneles o galerías de drenaje, algunos autores los clasifican como cortinas de intercepción o galerías de captación, idea que se ilustra en la Figura 14. En el primero de los casos adjuntos se trataría, en esencia, de la ejecución una barrera de intercepción y recogida del flujo, debiendo de atravesar los drenes el cuerpo de la masa deslizada. Posiblemente, la referencia de aplicación más antigua documentada se corresponde con la del deslizamiento de Taren (Gales, Reino Unido), recogida por Hutchinson (1984) (véase Figura 15). La segunda opción buscaría la captación de flujos mediante perforaciones localizadas hacia las "bolsas" de agua, zonas de contacto o cambio litológico próximas a la superficie de deslizamiento, buscando reducir las presiones de poro.



Figura 14.- Esquema de posibles diseños conceptuales de las galerías de drenaje



Figura 15.- Secciones de los pozos drenantes empleados inicialmente como bombeos en el deslizamiento de Taren, conectados en fase final con galería de drenaje (Fuente: Hutchinson, 1984)

La localización óptima de las galerías de captación ha sido siempre objeto de discusión, asumiendo que, en teoría, se corresponde con su disposición en el pie de la masa deslizada, próximas a la superficie de deslizamiento. No obstante, resulta obvio que este escenario puede suponer un gran riesgo para el personal y que, en cualquier caso y dependiendo de la velocidad a la que se mueva la inestabilidad, requerirá convivir con reparaciones frecuentes. Es decir, no son pocos los casos documentados que presentan esta circunstancia, tal y como fue el caso del deslizamiento de Marina del Este (Azañón, 2017), el cual requirió, hacia 2011, medidas complementarias de estabilización, pero también la reparación de la galería de drenaje preexistente que se localizaba en el interior de la masa deslizada.

Las galerías de drenaje suelen disponerse, con suficiente cobertera, en el sustrato estable y bajo la superficie de deslizamiento, evaluando siempre su ubicación en función del comportamiento hidrogeológico del macizo. En general, las galerías de drenaje localizadas bajo la superficie del deslizamiento presentan una serie de ventajas frente a los pozos drenantes o galerías situadas en el interior del deslizamiento, destacando las siguientes:

- Menores costes de mantenimiento al no depender del desagüe por gravedad.
- El riesgo de rotura se localizaría en las perforaciones de captación al quedar la galería fuera del deslizamiento.
- Se pueden incorporar nuevos drenes en función de las condiciones de explotación, resultados del monitoreo, etc., sin necesidad de recurrir a ocupaciones en superficie.
- De igual modo, es posible ampliar las galerías, si fuera necesario, con mínimas ocupaciones en superficie. Eventualmente, se puede requerir de pozos de ventilación.
- En caso de la reactivación del deslizamiento, se pueden reperforar nuevos drenes desde la propia galería, mientras que las medidas desde superficie siempre serán más difíciles de reparar o recuperar.

El proceso de evaluación o de prever cuál va a ser el comportamiento hidrogeológico en relación a la galería proyectada no es tarea fácil, y en especial cuando el acuífero funciona por porosidad secundaria o fisural. En este sentido, los caudales captados deben, en primer lugar, ser evaluados en función de la masa o volumen deslizado realmente drenado. Por otro lado, cuando la masa a drenar presente una permeabilidad por fisuración, podrán aceptarse pequeños caudales drenados como un buen resultado, pues la reducida capacidad de almacenamiento de estos medios puede permitir abatimientos importantes con reducidos caudales. Tal es el caso, por ejemplo, del deslizamiento de Campo Vallemaggia (2007), donde apenas 30 l/s para una galería de 1800 m permitieron alcanzar un abatimiento de unos 150 m (véase Figura 16). Este abatimiento en un deslizamiento de 800 millones de metros cúbicos indujo, igualmente, una cubeta de subsidencia en torno a la galería de drenaje de hasta 40 cm, algo que claramente tuvo su contrapartida en mayores tensiones efectivas en el plano de deslizamiento.



Figura 16.- Equipotenciales registradas tras ejecución de galería de drenaje y subsidencia registrada en el deslizamiento de Campo Vallemaggia (Fuente: Eberhardt, 2007)

En el citado caso de las masas deslizadas con comportamiento por permeabilidad secundaria, a la hora de planificar el número y orientación de los drenes a perforar, ha de tenerse muy en cuenta, y analizarse debidamente, la interconexión que pueda existir entre las "bolsas" con carga de agua en el entorno de la superficie de deslizamiento (muchas veces "colgadas") con la red de fracturación del macizo, a menos que sea factible perforar hasta "pinchar" la zona permeable. En ocasiones, buscando lograr dicho objetivo, no es extraño efectuar perforaciones de hasta 75 m de longitud.

Aunque no suele ser lo habitual, el diseño de la solución, número y longitud de las perforaciones debería venir sustentado de un modelo hidrogeológico, oportunamente calibrado (véase Figura 17), a partir del cual se dedujeran los caudales drenados y la evolución del nivel piezométrico gobernante en el deslizamiento. Este nivel piezométrico debería ser el considerado en los cálculos de estabilidad, realizados con el objetivo de estudiar el efecto en el margen de seguridad de las medidas implementadas.



Figura 17.- Detalle de calibración del modelo Modflow elaborado para el Estudio de estabilidad y evaluación de la seguridad de la ladera derecha del embalse de Yesa (Geoconsult-Cimne, 2019) y Detalle del rebaje del nivel freático obtenido en una posible solución con galería de drenaje dentro del Análisis de efectividad del dren-galería (Amaltea, 2016)

Por último, debe subrayarse que todas las soluciones de este tipo requieren de mantenimiento e inspecciones regulares de cara a verificar que los drenes no resultan obturados, en cuyo caso se deberá proceder a la reperforación o acondicionamiento de los mismos.

4.2. ALGUNAS EXPERIENCIAS RECIENTES

4.2.1. Obras de estabilización del Derrumbe Nº5 de la Presa de Tablachaca

La problemática que se presenta a continuación se enmarca en el denominado Derrumbe Nº5, deslizamiento localizado unos metros aguas arriba del estribo derecho de la presa de Tablachaca (véase Figura 18), perteneciente al distrito de Acoria, provincia y departamento de Huancavelica, Perú.



Figura 18.- Vista frontal del Derrumbe N°5, ubicado sobre el estribo derecho de la presa de Tablachaca y Planta del sistema de túneles y drenaje subterráneo (Fuente: Proyecto 1982-1984)

La presa de Tablachaca es una presa arco de hormigón de 77 m de altura, con una longitud en coronación de 180 m. Dicha presa pertenece al complejo hidroeléctrico del río Mantaro, propiedad de Electroperú, presentando una potencia nominal de 1008 MW. El agua embalsada en esta presa se deriva a dos centrales. La primera de ellas es Santiago Antúnez, a la que llega el agua derivada de la presa tras discurrir por un túnel de 19,8 km. El salto de este primer aprovechamiento es de 748 m. Por otro lado, Restitución es el nombre que recibe el segundo aprovechamiento aguas abajo.

Una vez finalizada la construcción de la presa de Tablachaca (septiembre de 1972) y tras comenzar el llenado del embalse, se observaron movimientos y grietas en un antiguo deslizamiento de roca filítica situado en el estribo derecho del embalse (hoy día denominado Derrumbe N°5). Los intensos periodos de lluvias registrados entre 1979 y 1982 incrementaron los movimientos en el derrumbe hasta niveles de emergencia, los cuales dieron lugar a unas obras urgentes de estabilización que se ejecutaron entre los años 1982 y 1984. Estos trabajos de urgencia consistieron en:

- Ejecución de un contrafuerte en el pie del talud de 460.000 m³ de terraplén granular. El pie del contrafuerte fue densificado con columnas de grava.
- Excavación en roca en la parte superior.
- Ejecución de 3 túneles de drenaje, dos a cota de coronación de presa (S-200E y S-200W) y uno paralelo a mitad de altura de ladera (S-250) que rebajaron el nivel freático 20 m. En total, fueron ejecutados 3300 m de drenes a lo largo de 1300 m de galerías.
- Drenes horizontales en el pie (un total de 21; 1300 m).
- Tres muros con 405 anclajes en roca con longitudes entre 30 y 110 m.
- Cunetas superficiales, sellado de grietas y suavizado de pendientes.

Tras estas obras, el sector fue intensamente monitoreado (Garga, 2004), lo que ayudó a entender mejor el comportamiento de la ladera en el periodo entre 1984-2004 (véase Figura 19). Realmente, en la masa deslizada coexisten diferentes comportamientos, habiendo verificado la auscultación (inclinómetros y control topográfico) un comportamiento de tipo creep o solifluxión en los 8 a 15 m superficiales que, si bien se fue ralentizando paulatinamente hasta mediados de los años 90, comenzó

a mostrar una clara reactivación a partir de estas fechas, con movimientos en el rango de 20 a 50 mm/año; sin una clara relación directa con la precipitación u otros factores.



Figura 19.- Corte geológico del área del Derrumbe Nº5 según eje marcado en planta geológica mostrada anteriormente. El corte representa la localización de las actuaciones originales de los años 80

Los inclinómetros, a mediados de los años 90, sí que parecían mostrar que el deslizamiento principal o profundo se encontraba ralentizado. Los piezómetros constataban un nivel de agua unos 10 m por encima del plano de deslizamiento principal. A pesar de que el histórico de registros evidenció la contribución de las medidas de drenaje general aplicadas en los años 80, de cara a deprimir el nivel en unos 20 m, entonces ya se apuntaba a medidas adicionales de drenaje.

Resultó también significativo la degradación que sufieron los anclajes, inicialmente tesados a 120 t, muchos de los cuales se fueron deteriorando y, en general, sufriendo una pérdida de carga más que significativa (20-30 %), lo que pondría en duda la eficacia de estos como medida de estabilización a largo plazo.

La zona del denominado Derrumbe N°5 se encuentra sobre la ladera derecha del sitio de la presa, entre las cotas 3300 y 2670 msnm. De este modo, las aguas del embalse están en contacto con la base del derrumbe, mientras que en el subsuelo se encuentran esquistos, cuarcitas y pizarras del Grupo Excelsior del Paleozoico. La zona está delimitada tanto al Este como al Oeste por filos rocosos desarrollados en rocas de los Grupos Excelsior y Ambo, respectivamente. En la parte central se ubica una zona deprimida cubierta por coluvión y bloques de roca que integran un paleoderrumbe. La parte inestable tiene inclinación general hacia el NW, desarrollando pendientes que varían entre 0° y 75°, siendo las más frecuentes aquellas entre 30° y 45°.

Durante el período de 2006-2012, se llevaron sucesivos estudios de cara a implementar medidas adicionales para mejorar la seguridad de la ladera, medidas que se acometieron entre 2013-2015 (véase Figura 20). Estas consistieron en la ejecución de galerías de drenaje y nichos, obras de drenaje superficial y obras de revegetalización. Las dos últimas medidas tenían el objetivo, por supuesto, de

limitar la infiltración hacia el macizo, ayudando así a reducir la carga piezométrica actuante sobre la superficie de deslizamiento. De igual modo, se estaría contribuyendo a limitar los fenómenos más superficiales y a reducir la erosión.



Figura 20.- Planta general de las galerías de drenaje proyectadas y vista representativa de las galerías antiguas y galerías nuevas. El trazado rojo corresponde a las galerías antiguas, el azul corresponde a las galerías nuevas del proyecto y la verde a los piques verticales de comunicación y ventilación

Respecto a las galerías y nichos de drenaje, básicamente se ejecutaron dos galerías principales, en cuyos ejes se ubican unos ensanchamientos de la sección denominados "nichos", destinados a la perforación de los drenajes verticales e inclinados (véase Figura 21). La sección de las galerías es en forma de herradura, con un ancho de 2,20 m. En cada galería se ubican tres nichos de 8,00 m de largo por 3,20 m de ancho.

La primera galería principal, denominada 250 A, se encuentra ubicada en la parte superior del Derrumbe N°5 y tiene una longitud total de 400,8 m en prolongación de las galerías antiguas, concluyendo en la cota 2817 msnm.

La segunda galería principal, denominada 200 A, se encuentra ubicada en la parte baja del Derrumbe N°5, con entrada a cota de la presa de Tablachaca, y tiene dos ramales en prolongación de las galerías antiguas. El primero de ellos se identifica como tramo FG, con una longitud de 92,3 m, y el segundo como tramo HK, con una longitud de 337 m y concluyendo en la cota 2761 msnm. Esta red de galerías se localiza en la masa rocosa estable, bajo el plano de deslizamiento.

En cada uno de los nichos ejecutados se realizaron 10 perforaciones de drenaje, con longitudes entre 35-40 m y 2" de diámetro. Dichas perforaciones para drenaje, ejecutadas desde los nichos, lograron extraer caudales de agua con picos de hasta 20 l/s. Tras las obras, se extraían caudales acumulados de 0,6 l/s en la galería 250 A y de 1 l/s en la galería 200 A. Estas galerías habrían mostrado su eficacia

para descargar "bolsas" de agua retenida en macizo, siendo el caudal drenado en condición estacionaria limitado.



Figura 21.- Perforación del nicho F en la galería 200 A. Nicho concluido en la galería 250 A

En la Figura 22 se muestra la disposición de estas medidas de drenaje en relación al conjunto de la ladera y zona deslizada. Las galerías se ubicaron con el objetivo de deprimir el freático en el sector intermedio del deslizamiento, donde la carga piezométrica sobre la superficie de deslizamiento, identificada en el monitoreo previo, presentaba mayores alturas.



Figura 22.- Esquema del deslizamiento con detalle de las nuevas medidas de drenaje implementadas

Finalmente, en un intento por incrementar la automatización de dicho monitoreo, se instalaron ocho piezómetros eléctricos o de cuerda vibrante desde superficie, seis pares de sensores inclinométricos fijos, una estación pluviométrica y múltiples puntos de control topográfico. Toda esta instrumentación quedó automatizada.

Gracias al monitoreo automatizado, se pudo comprobar que los piezómetros sufrieron, en mayor o

menor medida, una depresión del nivel freático que osciló entre los 5 y 47 metros. Dichas reducciones se produjeron entre los años 2014 y 2015, como consecuencia de las obras de estabilización llevadas a cabo. A partir del año 2015 los niveles piezométricos se mantuvieron constantes.

Las medidas implementadas resultaron efectivas a la hora de lograr un abatimiento del nivel freático, lo que, indudablemente, lleva aparejada una mejora en el factor de seguridad de la ladera. No obstante, a día de hoy se sigue investigando para mejorar el conocimiento sobre el comportamiento mecánico e hidrogeológico de la ladera, con nuevas campañas de investigación e instrumentación.

4.2.2. Obras de estabilización del deslizamiento en la urbanización Marina del Este (Almuñécar, Granada)

Tras iniciarse en 1977 las primeras obras de urbanización de esta ladera, la construcción del puerto y de las primeras viviendas no fue hasta mediados de los años 80. Es en aquel momento cuando se empezaron a detectar los primeros daños, siendo hacia 1987 cuando se llevan a cabo las primeras obras de estabilización y drenaje, es decir, los primeros muros y la galería de drenaje.

En los años sucesivos continuó la expansión de la urbanización, con un elevado porcentaje de las viviendas asentadas sobre el deslizamiento, de tal modo que, tras fuertes episodios de lluvias durante los años 2009 y 2010, los daños se vieron multiplicados, llevando a la Agencia Pública de Puertos de Andalucía a promover una serie de actuaciones complementarias (véase Figura 23). Estas actuaciones se completaron durante el año 2011 y comprendieron:

- La recuperación de la galería de drenaje, reforzándola e instalando nuevos drenes.
- La construcción de pozos profundos de drenaje con incorporación de drenes radiales.
- La ejecución de dos nuevas pantallas de pilotes ancladas al pie.
- La sustitución de los anclajes de la pantalla de coronación preexistente.



Figura 23.- Medidas de drenaje y refuerzo implementadas en el Proyecto de Medidas de Estabilización (imagen a partir de AYESA, 2011)

Este caso es un ejemplo ilustrativo del desarrollo de urbanizaciones en zonas costeras sin los suficientes análisis previos de riesgos geológicos. Igualmente, la decisión sobre la localización de la galería de drenaje y su mantenimiento, como hemos comentado, resultan críticas para la eficacia de la solución. Como hemos dicho esta galería hubo de repararse en 2011.

5. CONCLUSIONES

En esta comunicación se han analizado diferentes aspectos relacionados con la interacción entre los túneles y los taludes o laderas inestables, más allá de las habituales actuaciones localizadas en las boquillas.

La ejecución de túneles en las proximidades de una masa deslizada o de una ladera pueden resultar, si no se toman las oportunas medidas de distancia de seguridad y adecuado dimensionamiento de las secciones, en la reactivación de los deslizamientos o en la generación de inestabilidades donde antes no existían.

Hoy en día, las herramientas de cálculo existentes permiten abordar los estudios de interacción y dimensionamiento con suficiente precisión. Los posibles problemas que pueden surgir suelen estar asociados con la dificultad de identificación y caracterización de estas grandes y profundas masas deslizadas; en especial cuando existen laderas inestables en estado "durmiente". En estos casos, los análisis mediante imágenes satelitales en zonas proclives a este tipo de comportamiento podrían ayudar a una alerta temprana en fases de planificación. Cuando los movimientos se ven reactivados, la auscultación en fase de explotación resulta obligatoria.

Los modelos numéricos que se han realizado como parte de este estudio han permitido mostrar la interacción túnel-talud en función del diámetro del túnel (D), de la altura del talud (H), de la calidad del macizo rocoso (GSI) y de la distancia túnel-talud (d). Esta última variable, junto con la calidad del macizo, es la que más influencia ha mostrado en dicha interacción. En el caso de terrenos de calidad media a mala, en base a los resultados obtenidos, y del rango de variación considerado para la distancia túnel-talud, para que la construcción del túnel no afecte a la estabilidad del talud ésta debe realizarse, al menos, a 2 diámetros de distancia (d = 2D), si bien la principal recomendación de este estudio es la efectuar estudios específicos salvo que resulte probado el comportamiento elástico en macizos competentes.

En este artículo también se han presentado las condiciones en las que los túneles, empleados como galerías de drenaje, pueden convertirse en una medida correctora de inestabilidades profundas. Se han analizado las variables intervinientes y se han expuesto casos de aplicación muy diferentes.

Finalmente, se han señalado las dificultades que implica el diseño y evaluación de la mejora en la seguridad que estas medidas aportan, si no se complementan los análisis con los pertinentes estudios y modelos hidrogeológicos que permitan dimensionar las soluciones de drenaje con suficiente presión. El proceso de diseño de estas medidas debe continuarse, forzosamente, durante la explotación de las galerías en base a la auscultación general de la inestabilidad, pero también de los caudales aliviados y de su relación con la nueva piezometría.

6. AGRADECIMIENTOS

A Paula del Pozo (AECOM, Europe GDC), por su inestimable ayuda en la generación y procesado de muchos de los cálculos que han servido para elaborar esta publicación.

7. REFERENCIAS

- AYESA. (2011). Proyecto constructivo de mediada de estabilización del deslizamiento de la ladera dePunta de la Mona, Almuñécar, Granada. Informe interno (sin publicar).
- Azañón, Notti, P. Galve, Mateos, Montserrat, J. Roldán, Fernández-Chacón, Pérez-Peña (2017), Reactivación de un deslizamiento costero. La urbanización de Marina del Este (Almuñécar, Granada): Monitorización mediante técnicas PSInSAR e inclinometría. IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Santander, junio 2017.
- Bandini, A., Berry, P. Boldini, D. Tunnelling-induced landslides: The Val di Sambro tunnel case study. Engineering Geology 196 (2015) 71–87.
- Barla, G. Numerical modeling of deep-seated landslides interacting with man-made structures. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Elsevier. 10 (2018) 1020-1036.
- Causse, L., Cojean, R. Fleurisson, J.A. Interaction between tunnel and unstable slope Influence of time dependent behavior of a tunnel excavation in a deep-seated gravitational slope deformation. Tunnelling and Underground Space Technology. Volume 50, August 2015, Pages 270-281.
- Causse, L., Cojean, R. Fleurisson, J.A. Interactions Between Tunnels and Unstable Slopes: Role of Excavation. https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01112269. Feb 2015.
- Celada, B. Caracterización de rocas sensibles al agua. Ingeopress nº 209. Noviembre de 2011. Pag 14-21.
- Cordellat, J. El túnel de L'Ollería en Valencia. Estabilización de un gran deslizamiento en el emboquille sur. Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables. 2003.
- Eberhardt, E., Bonzanigo, L., & Loew, S. (2007). Long-term investigation of a deep-seated creeping landslide in crystalline rock. Part II. Mitigation measures and numerical modelling of deep drainage at Campo Vallemaggia. Canadian Geotechnical Journal, 44(10), 1181-1199.
- Gattinoni, P., Consonni, M., Francani, V., Leonelli, G. Lorenzo, C. Tunnelling in landslide areas connected to deep seated gravitational deformations: An example in Central Alps (northern Italy). Tunnelling and Underground Space Technology 93 (2019) 103100.
- Garcia de la Oliva, J.L. Análisis y corrección de patologías en el ámbito de la Red de Carreteras del Estado. IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Santander, Junio 2017.
- Garga, V. De la Torre M. The Tablachaca Slide n°5, Peru a 20 year post-remediation assessment (2004). Landslides. Evaluation and Stabilization. 1691-1696.
- Gómez, R. Corrección de movimientos de laderas de embalses. 14ª Sesión actuaciones Geotécnicas en Obras Hidráulicas. Madrid. Marzo de 2014.
- Hutchinson, J. N. (1984). Landslides in Britain and their countermeasures. Journal of Japan Landslide Society, 21(1), 1-25.
- Koizumi, Y., J. Lee, K. Date, Y. Yokota, T. Yamamoto, K. Fujisawa. Numerical analysis of landslide behavior induced by tunnel excavation. Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering – Zhao, Labiouse, Dudt & Mathier (eds). 2010.
- Lin, D. G., Hung, S. H., Ku, C. Y., & Chan, H. C. (2016). Evaluating the efficiency of subsurface drainages for Li-Shan landslide in Taiwan. Natural Hazards and Earth System Science, 1-22.
- Lunardi, P., G. Cassani, M. Gatti. Planning of Tunnels in landslides situation: the experience in the Italian Apennines. Proceedings of the World Tunnel Congress 2017. Bergen, Norway.
- Matti, B., Tacher, L., Commend. S. Modelling the efficiency of a drainage gallery work for a large landslide with respect to hydrogeological heterogeneity. Can. Geotech. J. 49: 968–985 (2012).
- Peila, D., Martinelli, D., & Luciani, A. (2016). Uso delle gallerie per la stabilizzione di versanti in frana. GEAM. GEOINGEGNERIA AMBIENTALE E MINERARIA, 148(1), 61-66.
- Robert, L. Schuster (1723), Interaction of Dams and Landslides—Case Studies and Mitigation, United States, U.S.Geological Survey.
- Romana, M. Emboquilles: intersección de talud y tunel. VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables Valencia, 21-24 de Junio de 2005.
- Sánchez, S., Prieto, M., Silva, E.V. Singular portals. Yanango Tunnel. Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 Surface challenges Underground solutions. Bergen, Norway.
- Shen, Z., Jiang, Y., Zhang, Z. The safety distance of a tunnel under-traversing a slope body with a landslideprone zone.. Earthquake Research Advances. Elsevier. 1 (2021).
- Sopeña, L.M. Inestabilidad de desmontes y otras incidencias geotécnicas ligadas a la presencia de materiales arcillo-margosos de alta plasticidad en las obras de la L.A.V. Córdoba-Málaga. FCH II jornadas técnicas. 2008.
- Sun, H. Y., Wong, L. N. Y., Shang, Y. Q., Shen, Y. J., & Lü, Q. (2010). Evaluation of drainage tunnel effectiveness in landslide control. Landslides, 7(4), 445-454.
- Vlachopoulos N. & Vazaios I. Case Study: The Influence of Tunnelling on Slope Stability. Conference paper.

GeoQuebec 2015.

- Wang, T.T., 2010. Characterizing crack patterns on tunnel linings associated with shear deformation induced by instability of neighboring slopes. Eng. Geol. 115, 80–95.
- Wang, Z., Liu H.D., He, S. M., Fang, Y. Landslide Triggered by Orthogonal Tunnel Excavation and Prevention Measures in Jimei Village, Sichuan Province, China. Researchsquare. 2021 (pre-print).
- Wang, Z. L., Shang, Y. Q., & Sun, H. Y. (2013). Optimal location and effect judgment on drainage tunnels for landslide prevention. Journal of Central South University, 20(7), 2041-2053.
- Wei, Z., Wang, D., Xu, H., Sun, H. Clarifying the effectiveness of drainage tunnels in landslide controls based on high-frequency in-site monitoring. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Springer. March 2020.
- Zhang, Z., Zhao Q., Xu C. Xu X. Interaction analyses between tunnel and landslide in mountain area. J. Mt. Sci. (2017) 14(6): 1124-1139.

MEGADESLIZAMIENTOS Y TSUNAMIS ASOCIADOS EN LAS ISLAS CANARIAS

Mercedes FERRER

Dpto. de Riesgos Geológicos y Cambio Climático Instituto Geológico y Minero de España - CSIC m.ferrer@igme.es

RESUMEN

Los megadeslizamientos de flanco han sido un proceso clave en la evolución geológica de las islas Canarias. Las más jóvenes y con mayor actividad volcánica, Tenerife, La Palma y El Hierro, muestran las principales evidencias de los deslizamientos más recientes. A pesar de no haberse producido ningún megadeslizamiento en tiempos históricos, el interés científico que se ha prestado a estos procesos en las últimas décadas se debe a que son los mayores ocurridos en el planeta y, más recientemente, a su papel como generadores de megatsunamis. Se presentan los resultados de investigaciones recientes sobre los deslizamientos de Canarias, en particular sobre los modelos o tipos de rotura de los flancos insulares y sus posibles causas, sus edades y frecuencia. Igualmente se presentan las evidencias que han permitido relacionar la ocurrencia de megatsunamis con los deslizamientos, cuyos registros geológicos y paleontológicos se encuentran en las costas de Tenerife, Lanzarote y Gran Canaria.

1. INTRODUCCIÓN

Las Islas Canarias se han visto afectadas en épocas geológicas recientes –último millón de añospor grandes deslizamientos de flanco, al igual que el archipiélago de Hawai, donde se desarrollaron las investigaciones pioneras sobre megadeslizamientos en islas volcánicas oceánicas a raíz de la cartografía de los depósitos submarinos de los deslizamientos (Moore *et al.*, 1989; Moore *et al.*, 1994), y donde se han identificado más de 60 grandes deslizamientos con depósitos submarinos de más de 20 km de longitud. De igual forma, para el reconocimiento de los deslizamientos de Canarias fueron definitivas las investigaciones submarinas realizadas a partir de los años 90 (Watts *et al.*, 1995; Teide Group, 1997), detectando los enormes depósitos sumergidos (denominados generalmente en la bibliografía como *debris avalanche deposits*) de más de 20 megadeslizamientos (Figura 1) (Krastel *et al.*, 2001; Masson *et al.*, 2002 Cantagrel *et al.*, 1999). También se han reconocido en otras islas volcánicas oceánicas como La Reunión (Oehler *et al.*, 2008) y Fogo, en Cabo Verde (Masson *et al.*, 2008).

Los megadeslizamientos de islas oceánicas involucran a cientos de km³, destruyendo grandes porciones de los edificios volcánicos. Estos sucesos extremos y la entrada violenta y repentina de grandes masas rocosas en el mar generaron tsunamis con enormes olas, como han evidenciado las investigaciones de los depósitos preservados en las costas de las Islas Canarias (Ferrer *et al.*, 2021; Paris *et al.*, 2017; Perez Torrado *et al.*, 2006), las Islas Hawai (Moore and Moore, 1988; McMurtry *et al.*, 2004), y en Cabo Verde (Madeira *et al.*, 2020; Paris *et al.*, 2011).

En la actualidad está firmemente establecido que los deslizamientos de flanco a gran escala –decenas a centenares de km³–, no necesariamente asociados a erupciones explosivas, son procesos determinantes en la evolución geológica de las islas volcánicas. En las Islas Canarias, las investigaciones de las últimas décadas han proporcionado las pruebas geológicas submarinas (Watts y Masson, 1995; Urgeles *et al.*, 1999; Ablay y Hurlimann, 2000), y su correlación con los rasgos subaéreos de los escarpes de cabecera en algunos de los deslizamientos más recientes (León *et al.*, 2017; Ferrer *et al.*, 2020). Estos procesos se han integrado en los estudios sobre la historia y evolución geológica de las Canarias.

Desde el descubrimiento de los deslizamientos en Canarias, y hasta principios del siglo XXI, han sido escasos los trabajos dedicados a estos procesos más allá de los estudios geomorfológicos submarinos y los estudios cronoestratigráficos subaéreos. El IGME lideró entre 2005 y 2010 dos proyectos de investigación del Plan Nacional I+D sobre los deslizamientos de Tenerife, principalmente enfocados a conocer las características geológicas de los deslizamientos, sus causas y modelos de rotura, y a la identificación de posibles depósitos de tsunamis asociados a los deslizamientos.

2. ORIGEN DE LAS INVESTIGACIONES SOBRE LOS DESLIZAMIENTOS

El origen de las grandes depresiones de las islas de Tenerife, La Palma y El Hierro, flanqueadas por paredes rocosas de más de 600 m de altura, y coronadas por escarpes de cabecera que superan los 1.000 m, ha sido objeto de controversia científica desde los años 60-70 del pasado siglo.

No fue hasta 1989 cuando se postuló la teoría de los grandes deslizamientos como causa de las depresiones en los flancos de Tenerife (Navarro y Coello, 1989; Coello y Bravo, 1989; Bravo Bethencourt y Bravo, 1989), aunque previamente Bravo (1962) y Coello (1973) habían sentado las bases tras el hallazgo de un potente depósito formado por un material brechoide (denominado fanglomerado o "mortalón") que se interpretó como superficie de deslizamiento de las coladas suprayacentes. Un breve artículo de apenas tres páginas de Navarro y Coello de 1989 apunta las claves principales sobre el origen de los grandes valles de Tenerife, que hasta entonces se consideraban el resultado de procesos fundamentalmente erosivos. El descubrimiento de los grandes depósitos submarinos procedentes de los deslizamientos del norte de Tenerife, a mediados de la pasada década de los 90 (Watts and Masson, 1995; Teide Group, 1997), proporcionó las evidencias geológicas y el argumento científico necesario para la implantación de la teoría de los grandes deslizamientos de flanco en Canarias (Figura 1). Desde entonces, la investigación geofísica de los grandes depósitos submarinos en torno a las islas Canarias occidentales y su desarrollo en la plataforma continental, ha seguido aportando información fundamental para conocer y explicar la evolución de las islas (Urgeles et al., 1997; Krastel el al., 2001; Masson et al., 1998 y 2002; León et al., 2017).

Un proceso semejante ocurrió con anterioridad en las Islas Hawaii donde, a principios de los 60 del pasado siglo, la marina de los EEUU realizó los primeros mapas batimétricos en torno al archipiélago, sirviendo de argumento para la propuesta de la pionera teoría de Moore (1964) sobre los grandes deslizamientos prehistóricos en los flancos de islas volcánicas. Posteriormente se cartografiaron sistemáticamente los depósitos de numerosas enormes avalanchas rocosas submarinas en los flancos de las islas Hawaii (Moore *et al.*, 1989).

3. EDAD DE LOS DESLIZAMIENTOS Y MODELOS DE ROTURA

Los primeros estudios sobre los deslizamientos de Canarias asumían que un único y gran evento catastrófico fue el origen de cada uno de los grandes valles en las islas de Tenerife, La Palma y El

Hierro, y así se consideró para la estimación de sus edades. Las edades de los deslizamientos se han estimado de forma indirecta a partir de las dataciones de depósitos relacionados cronoestratigráficamente, anteriores o posteriores a los deslizamientos. Los más recientes han sido los de Icod y La Orotava, en Tenerife, Cumbre Nueva en La Palma y El Golfo en El Hierro, ocurridos en el último medio millón de años. El deslizamiento del valle de Güímar, en Tenerife, es más antiguo que todos ellos, con una edad estimada >830 ka. Ferrer *et al.* (2020) recogen la información bibliográfica disponible sobre las dataciones realizadas para los deslizamientos de la isla de Tenerife (Figura 2 y Tabla 1). El deslizamiento de Cumbre Nueva se ha datado en ~550 ka (Guillou *et al.*, 2001). La edad del deslizamiento de El Golfo, el más reciente en Canarias, es cuestión de debate: se ha estimado entre 130 y 20 ka, y entre 90 y 40 ka por dataciones de rocas subaéreas (Carracedo *et al.*, 1999 y Longpre *et al.*, 2011, respectivamente), y en torno a los 15 ka por la edad de depósitos submarinos de turbiditas (Masson *et al.*, 2002).

A raíz de las investigaciones submarinas de los depósitos deslizados en la costa norte de Tenerife, y posteriormente en los flancos sumergidos de las islas de La Palma y El Hierro, se ha planteado la hipótesis de que los procesos de inestabilidad ocurren en varios episodios, y con varios deslizamientos múltiples o superpuestos (Watts y Masson, 1995; Urgeles *et al.*, 1999; Ablay y Hurlimann, 2000). Las evidencias morfológicas de los depósitos submarinos se correlacionan en algunos casos con los rasgos subaéreos de los escarpes de cabecera de los deslizamientos, como en el caso de El Golfo (Figura 3). Ante estos datos, no es posible asignar un único episodio y una única edad para la formación de los grandes valles de deslizamiento. El hecho de que hayan ocurrido procesos complejos con varios movimientos superpuestos implica diferentes edades. Las principales evidencias geológicas que apuntan a la ocurrencia de varios o múltiples deslizamientos de flanco volcánico superpuestos son las siguientes:

- Presencia de dos o más niveles de depósitos de deslizamiento (denominado 'mortalón') claramente diferenciables en el interior de las galerías.
- Rasgos morfológicos en las cabeceras de los grandes valles de deslizamiento, que indican o sugieren cicatrices de varios procesos, como en el escarpe de cabecera del valle de La Orotava (Figuras 4 y 5), o en el escarpe del deslizamiento de El Golfo (Figura 3); en ambos casos se identifican deslizamientos superpuestos (Cantagrel *et al.*, 1999; León *et al.*, 2017).
- Rasgos morfológicos submarinos: lóbulos superpuestos en los depósitos sumergidos proximales de los deslizamientos, como se han identificado para los deslizamientos de Icod, La Orotava y El Golfo (Watts and Masson, 2001; Ablay and Hurlimann, 2000; León *et al.*, 2017).

| Desliza de | Edades Ar/Ar en galerías | | | |
|---------------|---|--------------|------------|----------|
| | Depósitos subaéreos | | | |
| Icod | Turbiditas submarinas profundas procedentes del deslizamiento | ~ 165-175 ka | _ | |
| La | Depósitos subaéreos | ~ 560 ka | 510 530 kg | |
| La Orotava | Turbiditas submarinas profundas procedentes del deslizamiento 500-540 ka | | ~ 535 ka | ~ 500 ka |
| C#/ | Depósitos subaéreos de los escarpes y de relleno del valle | 830-860 ka | | 9201- |
| Guimar | Turbiditas submarinas profundas procedentes del deslizamiento 830-850 k | | 830-840 ka | ~ 830 Ka |

Tabla 1. Edad de los deslizamientos de Tenerife por dataciones bibliográficas y por nuevas dataciones Ar/Ar en rocas
de galerías (modificado de Ferrer et al., 2020)

A partir de los anteriores datos se puede sustentar la hipótesis de la ocurrencia de varios deslizamientos en un mismo flanco y diferenciados en el tiempo. Este escenario de deslizamientos superpuestos permite estimar la geocronología de los deslizamientos de forma más coherente con el

conjunto de datos geológicos y geomorfológicos, pero también supone una mayor complejidad en la interpretación de los procesos y mecanismos de inestabilidad de los flancos insulares. Recientemente, Ferrer et al. (2020) han llevado a cabo una revisión detallada de las dataciones disponibles en la bibliografía entre 1972 y 2019, y han presentado una serie de nuevas dataciones Ar/Ar realizadas en el interior de galerías, que aportan nuevos datos sobre las edades de los deslizamientos de La Orotava y Güímar, en Tenerife. La interpretación de las dataciones, apoyada con datos de campo, ha conducido a conclusiones que refuerzan la propuesta de varios deslizamientos superpuestos sobre un mismo flanco volcánico. En el caso de La Orotava, Ferrer et al. (2020) proponen la ocurrencia de al menos tres grandes deslizamientos superpuestos, entre ~500 v ~560 ka, que finalmente configuraron el gran valle actual, espaciados en el tiempo unas decenas de miles de años. Coello et al. (2020) reconocen, por datos de los depósitos del mortalón en las galerías, dos depósitos de deslizamiento independientes, emplazados posteriormente a la formación del valle, aunque de limitada extensión y volumen. En el caso de Icod, las investigaciones geofísicas submarinas de los depósitos proximales de deslizamientos (Ablay and Hurlimann, 2000; Watts and Masson, 2001) reflejan la presencia de 2 o 3 grandes lóbulos superpuestos que corresponderían a diferentes deslizamientos.

La intensa actividad volcánica en las Canarias provocó un rápido crecimiento de los edificios insulares en unos pocos millones de años, alcanzando miles de metros de altura, como actualmente se refleja en los casos de Tenerife y La Palma. Las condiciones de equilibrio casi límite de las laderas de los flancos de las islas, junto con la baja resistencia de los materiales que forman el substrato sumergido formado por rocas hyaloclastiticas, sobre el que se apoyan los edificios insulares emergidos, y los efectos de los procesos volcánicos a lo largo del tiempo, han sido las causas principales desencadenantes de las roturas de flancos insulares.

4. LOS DEPÓSITOS DE TSUNAMI

La repentina y violenta entrada en el océano de las grandes masas deslizadas originó tsunamis en las costas de la isla de origen y en otras islas cercanas. Sus enormes olas arrastraron materiales y fauna del fondo marino y de la costa, depositándolos en tierra durante las extensas inundaciones. Dado que durante el último millón de años se produjeron un número considerable (al menos diez) de grandes deslizamientos en las Islas Canarias, los megatsunamis también debieron ser relativamente frecuentes. Así lo evidencian los depósitos de megatsunami identificados en algunos tramos costeros de las islas de Tenerife, Lanzarote y Gran Canaria (Figura 6).

Los primeros depósitos atribuidos a megatsunamis fueron descritos en la isla de Gran Canaria (Pérez-Torrado et al., 2006). Para algunos conglomerados marinos reconocidos en Tenerife (en la zona de Teno) y en Lanzarote (en Piedra Alta) se han sugerido mecanismos de emplazamiento de alta energía, relacionados con oleaje puntual y momentáneo, compatible con un posible tsunami (Criado et al., 2005; Meco et al, 2008). Los trabajos de campo realizados en el marco de los proyectos de investigación sobre las causas y mecanismos de los megadeslizamientos de Canarias, liderados por el IGME, permitieron atribuir inequívocamente los depósitos de Tenerife y Lanzarote a tsunamis, y se identificaron otros nuevos depósitos en Tenerife y Gran Canaria (Ferrer et al., 2013 y 2021). El buen estado de conservación de estos depósitos y sus características sedimentológicas y paleontológicas, con una fauna mixta marina y terrestre, constituyen una fuente de información excepcional sobre los depósitos de megatsunamis originados por megadeslizamientos. Las características de los depósitos de tusnami indican una fuente de alta energía, ya que se depositaron a decenas -incluso cientos- de metros sobre el nivel del mar coetáneo, lo que sugiere una relación con los grandes deslizamientos de flanco que afectaron a las Islas Canarias durante el último millón de años. La elevación de los depósitos varía entre 2 y casi 200 m por encima del nivel del mar actual, y se extienden hasta 1,5 km desde la línea de costa actual, con grandes bloques de más de 1,5 toneladas por encima de los 50 m.s.n.m. y más de 500 m hacia el interior.

Entre las principales características distintivas de los depósitos de tsunami de Tenerife, Lanzarote y Gran Canaria destacan (Ferrer *et al.*, 2021) (Figura 7):

- Presencia de brechas y conglomerados fosilíferos con estructura masiva y fábrica caótica, con clastos desde 1 cm hasta >1m.
- Contacto erosivo en la base de los depósitos.
- Pobremente clasificados, con mezcla de clastos angulares y subredondeados, a veces mostrando una tosca gradación normal o inversa; frecuentemente se pueden distinguir dos o más capas.
- Corresponden a facies marinas o mixtas (terrestres y marinas) y en todos los casos se sobreponen a depósitos terrestres (paleosuelos, coluviones, aluviales, arenas eólicas, coladas de lava subaérea), indicando emplazamiento subaéreo por encima del nivel del mar.
- Composición poligénica que incluye elementos líticos y biogénicos de origen marino (con fragmentos o fósiles marinos enteros), elementos subaéreos (clastos de naturaleza basáltica y fósiles terrestres), y fragmentos de materiales arrastrados e incorporados de las zonas inundadas (*rip-up clats*).
- El contenido de fósiles marinos disminuye en abundancia hacia tierra adentro, donde los fósiles terrestres se encuentran ocasionalmente mezclados con conchas marinas.
- Los fósiles marinos corresponden a organismos procedentes de profundidades desde el litoral poco profundo hasta más de 200 m de profundidad; los fósiles, a menudo rotos, y sin retrabajar, nunca aparecen en posición de vida.
- Presencia de clastos grandes y pequeños imbricados, indicando orientaciones hacia el mar y/o hacia tierra.

Las alturas máximas de ola alcanzadas por los tsunamis se han estimado en función de la elevación actual de los depósitos, sus edades estimadas y la posición coetánea del nivel del mar. Se han deducido unas alturas máximas de ola de 270 m para los depósitos de Teno e Isla Baja (Tenerife), 290 m para los depósitos de Agaete (Gran Canaria) y 125 m para los de Piedra Alta (Lanzarote). De acuerdo con los resultados de las dataciones realizadas (un total de 144 determinaciones por diversos métodos; Ferrer *et al.*, 2021) y las relaciones estratigráficas de los depósitos, se han identificado al menos cuatro o cinco eventos de tsunami, algunos de los cuales presentan varios pulsos de inundación. Los resultados globales muestran que los depósitos de tsunami se emplazaron durante el Pleistoceno medio, con una edad inferior a 168 ka para Tenerife, entre 140 y 180 ka en Gran Canaria, y dentro del intervalo de edad 154-220 ka en Lanzarote.

5. RELACIÓN ENTRE LOS DESLIZAMIENTOS Y LOS TSUNAMIS

Se ha intentado establecer relaciones entre los depósitos de tsunami y los posibles deslizamientos de origen, basándose en sus edades estimadas y en su distribución espacial. La edad de los depósitos de tsunami de Tenerife (<168 ka) coincide con la edad del deslizamiento de Icod y la subsiguiente erupción explosiva (~170 ka), mostrando una clara correlación entre estos eventos y las inundaciones por tsunami de la costa norte de Tenerife. Esto también está respaldado por las características litológicas y sedimentológicas específicas de los depósitos.

Los datos geocronológicos para los depósitos de tsunami de Gran Canaria y Lanzarote impiden establecer correlaciones biunívocas fiables con los deslizamientos. En el primer caso, se han obtenido edades entre 160 y 180 ka, que impiden una posible relación con la edad admitida para el deslizamiento de Güímar (830 ka o más), enfrentado a la costa donde se encuentran los depósitos; sin embargo, la presencia de al menos tres depósitos de tsunamis diferentes en Gran Canaria sugiere que pueden haberse generado deslizamientos más recientes dentro del valle de Güímar (Ferrer *et al.*, 2021); la edad estimada para estos depósitos sí se correlaciona con la del deslizamiento de Icod.

Las edades propuestas para los depósitos de Lanzarote, en el rango 154-220 ka, no excluyen una correlación con el evento de Icod. Otras edades disponibles para los depósitos de Lanzarote, a partir

de marcadores paleontológicos y biogeográficos, sugieren un rango de edad para su emplazamiento entre ~400 y ~500 ka (Meco *et al.*, 2008; Muhs *et al.*, 2014) que es compatible con la edad de los deslizamientos del valle de La Orotava (entre 500 y 560 ka).

De acuerdo con los resultados globales de la edad de los depósitos, las principales fuentes de tsunamis en las Islas Canarias durante el último millón de años habrían sido los megadeslizamientos que afectaron a los flancos del edificio volcánico de Tenerife, donde, al menos, se han producido siete grandes eventos en este periodo: uno en el valle de Icod, tres en La Orotava, dos en Güímar y uno en Micheque. Teniendo en cuenta la frecuencia de los megadeslizamientos durante el último millón de años en Canarias, con superposición de varios deslizamientos en un mismo flanco insular, se puede afirmar que los eventos de tsunami correspondientes también se han producido con una frecuencia relativamente alta durante el Pleistoceno medio en el archipiélago, con un intervalo medio de ~80 ka.

6. CONCLUSIONES

- Las evidencias geológicas submarinas y subaéreas sustentan la hipótesis de varios deslizamientos de flanco múltiples o superpuestos, frente a la de deslizamientos únicos, para explicar el origen de los grandes valles.
- Las evidencias geológicas se ven apoyadas por las dataciones de los depósitos subaéreos de los deslizamientos, que apuntan a la ocurrencia de varios deslizamientos superpuestos.
- Los modelos de rotura tienen implicaciones sobre la edad y volúmenes estimados hasta ahora para los deslizamientos, de tal forma que éstos deben ser reevaluados a la luz de los nuevos datos.
- La presencia de potentes paquetes de hyaloclastitas en la base sumergida de las islas, es un factor fundamental en el inicio y desarrollo de las roturas de flanco, condicionadas por la altura de los edificios volcánicos.
- Los megadeslizamientos de flanco pueden desencadenar grandes erupciones explosivas, como en el caso del deslizamiento de Icod.
- Los grandes megadeslizamientos de Canarias generaron megatsunamis cuyos depósitos han sido reconocidos en las islas de Tenerife, Lanzarote y Gran Canaria.
- Las alturas máximas alcanzadas por las olas se han estimado entre 125 y 290 m.
- Las relaciones entre las edades de los diferentes megadeslizamientos y de los depósitos de tsunamis no son concluyentes por ahora, excepto para el caso del deslizamiento de Icod.

REFERENCIAS

- Ablay, G.J. and Hurlimann, M., 2000. Evolution of the norh flank of Tenerife by recurrent giant landslides. Journal of Volcanology and Geothermal Research, 103, 135-159.
- Bravo, T., 1962. El Circo de Las Cañadas y sus dependiencias. Boletín de la Real Sociedad Española de Historia Natural (Sec. Geología), 60, 93-108.
- Bravo Bethencourt, J. y Bravo, T., 1989. Esquema geológico de la Pared de Las Cañadas. En: Araña y Coello (Eds.), *Los volcanes y la caldera del Parque Nacional del Teide (Tenerife)*, ICONA, 85-100.
- Cantagrel, J.M., Arnaud, N.O., Ancochea, E., Fuster, J.M. and Huertas, M.J., 1999. Repeated debris avalanches on Tenerife and genesis of Las Cañadas caldera wall (Canary Islands). *Geology*, 27, 739–742.
- Carracedo, J.C., Day, S.J., Guillou, H. and Pérez Torrado, F.J., 1999. Giant Quaternary landslides in the evolution of La Palma and El Hierro, Canary Islands. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 94, 169–190.
- Carracedo, J.C., Guillou, H., Nomade, S., Rodríguez Badiola, E., Pérez-Torrado, F.J., Rodríguez González, A. et al., 2011. Evolution of ocean-island rifts: The northeast rift zone of Tenerife, Canary Islands. Geological Society of America Bulletin, 123, 3/4, 562-584.

Coello, J., 1973. Las series volcánicas en subsuelos de Tenerife. Estudios geológicos, 29-6, 491-512.

Coello, J.J., Márquez, A., Herrera, R., Huertas, J. and Ancochea, E., 2020. Multiple related flank collapses

on volcanic oceanic islands: Evidence from the debris avalanche deposits in the Orotava Valley water galleries (Tenerife, Canary Islands). *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 401, 106980.

- Coello, J. y Bravo, T., 1989. Correlación lito-estratigráfica de perforaciones (galerías) en la región central de Tenerife. En: Araña y Coello (Eds.). *Los volcanes y la caldera del Parque Nacional del Teide (Tenerife, Islas Canarias)*, ICONA, 359-386.
- Coello-Bravo, J.J., Márquez, A., Herrera, R., Huertas, M.J. and Ancochea. E., 2020. Multiple related flank collapses on volcanic oceanic islands: Evidence from the debris avalanche deposits in the Orotava Valley water galleries (Tenerife). *Journal of Volcanology and Geothermal Research* 401 106980.
- Criado, C. y Yanes, A., 2005. Acerca de las paleoformas marinas cuaternarias de Teno Bajo (Tenerife, I. Canarias). In *Geomorfología Litoral y Quaternari. Homenaje al Profesor V.M. Roselló i Verger*, Santjaume, E., Mateu, J.F., Eds., Universidad de Valencia, Valencia, pp. 113–122.
- Ferrer, M., González de Vallejo, L., Seisdedos, J., Coello, J.J., García, J.C., Hernández, L. et al., 2013. Güímar and La Orotava megalandslides (Tenerife) and tsunamis deposits in Canary Islands. In: Margottini et al. Eds, Landslide Science and Practice, vol. 5: Complex Environment. Springer, 27-34. Roma. ISBN 978-3-642-31426-1.
- Ferrer, M., González de Vallejo, L.I. y García, J.C., 2020. Geocronología de los megadeslizamientos de Tenerife del último millón de años. Parte I: Revisión y nuevas dataciones Ar/Ar. *Boletín Geológico y Minero*, 131 (4), 903-940.
- Ferrer, M., González de Vallejo, L., Madeira, J., Andrade, C., García-Davalillo, J.C., Freitas, M.C., Meco, J., Betancort, J.F., Torres, T. and Ortiz, J.E., 2021. Megatsunamis Induced by Volcanic Landslides in the Canary Islands: Age of the Tsunami Deposits and Source Landslides. *GeoHazards*, 2, 228–256.
- Guillou, H., Carracedo, J. and Duncan, R., 2001. K-Ar, 40Ar–39Ar ages and magnetostratigraphy of Brunhes and Matuyama lava sequences from La Palma Island. *J. Volcanol. Geotherm. Res.*, 106, 175-194.
- Krastel, S., Schmincke, H.U., Jacobs, C.L., Rihm, R., Le Bas, T.P. and Alibés, B., 2001 Submarine landslides around the Canary Islands. *J. Geophys. Res.*, 106, 3977–3997
- León, R., Somoza, L., Urgeles, R., Medialdea, T., Ferrer, M., Biain, A., García-Crespo, J., Mediato, J.F., Galindo, I., Yepes, J., *et al.*, 2017. Multi-event oceanic island landslides: New onshore-offshore insights from El Hierro Island, Canary Archipelago. *Mar. Geol.*, 393, 156–175.
- Longpré, M.A., Chadwick, J.P., Wijbrans, J. and Iping, R., 2011. Age of the El Golfo debris avalanche, El Hierro (Canary Islands): New constraints from laser and furnace 40Ar/39Ar dating. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 203, 76–80
- Madeira, J., Ramalho, R.S., Mata, J., Moreira, M., and Hoffmann, D., 2020. A geological record of multiple Pleistocene tsunami inundations in an oceanic island: The case of Maio, Cape Verde. Sedimentology, 67, 1529–1552.
- Masson, D.G., Watts, A.B., Gee, M.J.R., Urgeles, R., Mitchell, N.C., Le Bas, T.P. and Canals, M., 2002. Slope failures on the flanks of the western Canary Islands. *Earth Science Reviews*, 57, 1–35.
- Masson D.G., Le Bas, T.P., Grevemeyer, I. and Weinrebe, W., 2008. Flank collapse and large-scale landsliding in the Cape Verde Islands, off West Africa. *Geochem. Geophys. Geosyst.*, 9, Q07015.
- McMurtry, G.M., Fryer, G.J., Tappin, D.R., Wilkinson, I.P., Williams, M., Fietzke, J., Garbe-Schoenberg, D. and Watts, P., 2004. Megatsunami deposits on Kohala volcano, Hawaii, from flank collapse of Mauna Loa. *Geology*, 32, 741–744.
- Meco, J., Ballester, J., Betancort, J.F., Cilleros, A., Scaillet, S., Guillou, H., Carracedo, J.C., Lomoschitz, A., Petit-Maire, N., Ramos, A.J.G., *et al.*, 2008. *Historia Geológica del Clima en Canarias*, Meco, J., Ed., Las Palmas, Spain, p. 296. ISBN 978-84-691-5551-6.
- Moore, J.G., 1964. Giant submarine landslides on the Hawaiian Ridge. In: *Geological Survey Research*, U.S. Geological Survey Prof. Paper 501-D, D95–D98.
- Moore, G.W. and Moore, J.G., 1988. Large-scale bedforms in boulder gravel produced by giant waves in Hawaii. GSA Spec. Papers, 229, 101–110.
- Moore, J.G., Clague, D.A., Holcomb, R.T., Lipman, P.W., Normark, W.R. and Torresan, M.E., 1989. Prodigious submarine landslides on theHawaiian Ridge. J. *Geophys. Res.*, 94, 17465–17484.
- Moore, J.G., Bryan, W.B. and Ludwig, K.R., 1994. Chaotic deposition by a giant wave, Molokai, Hawaii. *Geol. Soc. Am. Bull.*, 106, 962–967.
- Muhs, D.R., Meco, J. and Simmons, K.R., 2014. Uranium-series ages of corals, sea level history, and palaeozoogeography, Canary Islands, Spain: An exploratory study for two Quaternary interglacial periods. *Palaeogeogr. Palaeoclim. Palaeoecol.*, 394, 99–118.
- Navarro, J.M. and Coello, J., 1989. Depressions originated by landslide processes in Tenerife. *ESF Meeting* on Canarian Volcanism, Lanzarote, 150-152.
- Oehler, J.F., Lénat, J.F. and Labazuy, P., 2008. Growth and collapse of the Reunion Island volcanoes. *Bull. Volcanol.*, 70, 717–742.

- Paris, R., Giachetti, T., Chevalier, J., Guillou, H. and Frank, N., 2011. Tsunami deposits in Santiago Island (Cape Verde archipelago) as possible evidence of a massive flank failure of Fogos volcano. *Sediment. Geol.*, 239, 129–145.
- Paris, R., Bravo, J.J.C., Martín-González, E., Kelfoun, K. and Nauret, F., 2017. Explosive eruption, flank collapse and megatsunami at Tenerife ca. 170 ka. *Nat. Commun.*, 8, 15246.
- Pérez Torrado, F.J., Paris, R., Cabrera, M.C., Schneider, J.L., Wassmer, P., Carracedo, J.C., Rodriguez Santana, A. and Santana, F., 2006. Tsunami deposits related to flank collapse in oceanic volcanoes: The Agaete valley evidence, Gran Canaria, Canary Islands. *Mar. Geol.*, 227, 135–149
- Teide Group, 1997. Morphometric interpretation of the northwest and southeast slopes of Tenerife, Canary Islands. J. Geophys. Res., 102, 20325–20342.
- Urgeles, R., Canals, M., Baraza, J., Alonso, B. and Masson, D., 1997. The most recent megalandslides of the Canary Islands: El Golfo debris avalanche and Canary debris flow, west El Hierro Island. *Journal of Geophysical Research*, 102, b9, 20305-20323.
- Urgeles, R., Masson, D.G., Canals, M., Watts, A.B. and Le Bas, T., 1999. Recurrent large-scale landsliding on the west flank of La Palma, Canary Islands. J. Geophys. Res. Atmos., 1042, 25331–25348
- Watts, A.B. and Masson, D.G., 2001. New sonar evidence for recent catastrophic collapses of the north flank of Tenerife, Canary Islands. *Bulletin of Volcanology*, 63, 8-19.
- Watts, A.B. and Masson, D.G., 1995. A giant landslide on the north flank of Tenerife, Canary Islands. J. Geophys. Res., 100, 24487–24498.



Figura 1. Mapa esquemático de los depósitos de deslizamientos cartografiados en los flancos de La Palma, El Hierro y Tenerife, con los diferentes lóbulos identificados. Imágenes en relieve sombreadas de las islas de Tenerife, La Palma y El Hierro mostrando las áreas afectadas por los deslizamientos y sus depósitos submarinos (Masson *et al.*, 2002)



Figura 2. Mapa esquemático con los límites de los deslizamientos más recientes ocurridos en Tenerife: Icod, La Orotava, Güímar y Micheque o Acentejo. PT: Pico Teide. Límites del deslizamiento de Micheque según Carracedo *et al.* (2011). Mapa base: GRAFCAN.



Figura 3. Interpretación geomorfológica del deslizamiento de El Golfo. Los escarpes de cabecera marcan dos lóbulos de rotura (ver detalle en recuadro inferior derecho). MTD A y MTD B: dos grandes depósitos submarinos de avalanchas de derrubios diferenciados; CDF: depósitos de flujo de derrubios. Los rasgos morfológicos subaéreos y submarinos denotan claramente la ocurrencia de deslizamientos superpuestos. (Modificado de León *et al.*, 2017).



Figura 4. Esquema de las cabeceras de los principales deslizamientos superpuestos en los valles de La Orotava y Güímar, y la cabecera del deslizamiento de Icod. Mapa base: GRAFCAN. (Ferrer *et al.*, 2020)



Figura 5. Vista desde el norte de los valles de La Orotava y Güímar y de la Caldera de Las Cañadas rodeando al Pico Teide. Se han representado los límites propuestos para los deslizamientos superpuestos de La Orotava, y sus posibles edades, y los deslizamientos solapados del valle de Güímar (línea discontinua roja). Se ha marcado la cabecera del deslizamiento de Icod (línea amarilla). Mapa base: Google Earth. (Ferrer *et al.*, 2020)



Figura 6. Localización de los depósitos de megatsunami en Teno y Buenavista (a, b), Piedra Alta (c) y Agaete (d), y los principales megadeslizamientos recientes (< 1Ma) ocurridos en Canarias. Imágenes de Google. (Ferrer *et al.*, 2021)



Figura 7. Depósitos de tsunami de Teno (A-G), Buenavista-Isla Baja (H-K), Piedra Alta (L-N) y Agaete (O-S): (A) Brecha fosilífera de 2 m de espesor en el yacimiento de Teno con múltiples eventos deposicionales, o niveles de tsunami, compuesta predominantemente por clastos de basalto, con gradación inversa; (B) Brecha sobre lava basáltica in situ en la plataforma de Teno, con gradación normal y predominio de pumitas en su parte superior (gris) y clastos heterolíticos más pequeños de color claro en una matriz arenosa; (C, D) Detalles de la brecha de la unidad superior del yacimiento de Teno, con matriz clasto-soportada, clastos angulosos y escasa clasificación, matriz de cenizas tamaño arena, composición heterolítica y concha de bivalvo rota; (E, F, G) Fósiles terrestres y marinos incorporados como clastos en la brecha; (H) Afloramiento de la brecha fosilífera en Buenavista con dos niveles de tsunami, 1 y 2, separados por una disconformidad; ambos niveles contrastan en tamaño y composición de los clastos, fábrica y abundancia de matriz, con pobre clasificación inversa en la capa inferior; un nivel de coluvión, nivel 3, cubre las capas de tsunami; (I) Detalle del nivel superior con clastos angulares heterolíticos y fósiles marinos (J, K) incorporados como clastos en la brecha; (L) Conglomerado de Piedra Alta de 1,20 m de espesor sobre una duna arenosa y paleosuelos arcillosos con fauna terrestre; (M) Bloques de gran tamaño imbricados, indicando flujo hacia tierra; bloque principal de 1,5 m de longitud; (N) Fósiles marinos: corales, moluscos y fragmentos de equinodermos; (O) Depósito de tsunami en el yacimiento de Agaete, con dos unidades deposicionales claramente diferenciadas, la inferior con una pobre gradación inversa; (P) Cantos planos imbricados indicando flujo hacia tierra; (Q) Fragmento de suelo de la formación subyacente arrastrado e incorporado al depósito de tsunami; (R,S) Contenido fósil del depósito: Glycimeris y rodolitos.
"CELOSÍA" PLATAFORMA DE MONITORIZACIÓN DE PUENTES Y TALUDES EN TIEMPO REAL

Álvaro PARRILLA ALCAIDE (1), Pilar CRESPO RODRÍGUEZ (2), Carlos PARADELA SÁNCHEZ (3)

(1) Área de Geotecnia: aparrilla@mitma.es;(2) y (3) Área de Estructuras: pcrespo@mitma.es; cparadela@mitma.es

ICCP del Estado; Dirección Técnica, Dirección General de Carreteras Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana

RESUMEN

La Dirección General de Carreteras del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana dispone de la plataforma Celosía para el seguimiento y análisis en tiempo real de las estructuras monitorizadas (puentes y taludes) de la Red de Carreteras del Estado. Esta plataforma es una apuesta por la digitalización de las infraestructuras que ha de conducir a una mejora de la gestión de su conservación y, en último término, de las condiciones de seguridad de los usuarios.

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

La Red de Carreteras del Estado (RCE), dependiente de la Dirección General de Carreteras (DGC) del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (MITMA), contiene un conjunto de puentes y obras geotécnicas que disponen o han dispuesto en algún momento de su vida de un sistema de monitorización para la vigilancia del comportamiento estructural.

Estos sistemas están orientados a uno o varios de los objetivos siguientes: herramienta de ayuda a la construcción, control de la evolución de una patología determinada, vigilancia del correcto funcionamiento de la estructura en servicio o ayuda a la explotación del tramo de carretera en el que se encuentran. Paralelamente, también pueden servir como colectores de datos que puedan explotarse con fines de investigación y redacción de normativa. El control de parámetros monitorizados ha de redundar en una mejora de la seguridad y de las condiciones de servicio de las carreteras, así como en la detección temprana de eventuales problemas en la infraestructura.

La DGC cuenta con una plataforma para el seguimiento y análisis en tiempo real de las estructuras (puentes, taludes y túneles) de la RCE que dispongan de un sistema de monitorización con dicha potencialidad. Se trata de *Celosía*, cuyo portal de acceso web permite la gestión centralizada y homogénea de toda la información generada en dichas estructuras.

Aunque como plataforma única *Celosía* data de 2020, la idea no es nueva. En 2003 se llevó a cabo el seguimiento en tiempo real de la construcción del viaducto del Almonte (Figura 1) sobre el río homónimo, en el tramo Hinojal-Cáceres de la autovía A-66 *Ruta de la Plata*, cuando la tecnología de las comunicaciones vía satélite hizo posible la transmisión instantánea de los datos, tan pronto se iban produciendo. Desde ese mismo instante y durante un buen número de monitorizaciones posteriores, la DGC ha ido adquiriendo la experiencia necesaria para ir definiendo *Celosía*, no solo en puentes sino también en taludes y laderas.

Figura 1.- Autovía A-66 Ruta de la Plata. Tramo Hinojal-Cáceres. Viaducto del Almonte. Estructura cuya construcción fue objeto de la primera monitorización en tiempo real en la RCE, en el año 2003

Con los años, el número de obras objeto de este tipo de instrumentaciones ha ido incrementándose paulatinamente. Los sistemas de instrumentación dispuestos, con características técnicas heterogéneas y sin requisitos comunes de comunicación, han funcionado de manera aislada y sin estandarizar, lo que implica que su gestión no ha podido ser abordada de forma adecuada por una falta de centralización del conjunto.

A lo largo de un par de décadas de experiencia en este tipo de instalaciones, se ha puesto de manifiesto la necesidad de contar con un sistema que permita:

- Automatizar la transmisión de datos en tiempo real
- Universalizar la presentación de la información con independencia de la tecnología utilizada para la monitorización y del consultor que la haya implementado
- Centralizar la administración de las estructuras monitorizadas, controlando los contenidos y gestionando el acceso a la información
- Custodiar la información mediante un banco de datos único, preservando el contenido más allá de la vida de los sistemas de monitorización.

Cuestiones todas ellas que han inspirado la plataforma Celosía.

A fecha de redacción de este texto, se está preparando para su integración en la plataforma un grupo de taludes y puentes en los que, por su singularidad e importancia, se considera conveniente instalar un sistema de monitorización enfocado principalmente a facilitar la vigilancia del comportamiento geotécnico o estructural y mejorar sus condiciones de seguridad.

2. OBJETIVOS DE LA PLATAFORMA

El objetivo de la plataforma es dotar a los sistemas de instrumentación de las estructuras de la RCE de un soporte común de comunicación y visualización de datos (en tiempo real), centralizando la información y normalizando los formatos a fin de que el contenido sea homogéneo y fácilmente accesible para el conjunto de los técnicos involucrados en la vigilancia estructural: direcciones de obra, asistencias técnicas, oficinas de proyecto, constructoras, equipos de conservación y empresas de instrumentación.

La plataforma pretende unificar y universalizar formatos, facilitar un sistema de visualización común, custodiar la información en un banco de datos con permanencia en el tiempo (incluso cuando los sistemas de monitorización hayan sido retirados de las obras) y, en última instancia, constituir un recurso ágil para la vigilancia y seguimiento de operaciones de construcción, mantenimiento y explotación de las estructuras.

Constituye, por tanto, una herramienta de ayuda a la toma de decisiones relativas a la construcción, mantenimiento y explotación de las estructuras de la RCE, así como a la redacción de normativa técnica, que ha de contribuir a mejorar la eficiencia de las auscultaciones estructurales y a un mejor aprovechamiento de los recursos económicos que a ello se dedican.

Cuánto se ha indicado, implica la necesidad de efectuar una selección previa, tanto de las estructuras que se incluyen en el sistema, como de los parámetros que se controlan en cada caso, toda vez que lo contrario podría llevar a la acumulación desordenada de una ingente cantidad de datos de difícil aprovechamiento, lo que trata de evitarse a toda costa. Así, puede afirmarse que en *Celosía* la obtención de cada parámetro, en cada puente o talud, tiene un objetivo claro y concreto.

Por lo expuesto previamente, no está entre los objetivos principales de la plataforma promover las instrumentaciones, como un objetivo en sí mismo, sino ayudar a mejorar su eficiencia, cuya existencia estará motivada por razones diversas (ayuda a la construcción, vigilancia de patologías, control del comportamiento en servicio, ayuda a la explotación, investigación, etc.). Desde estos puntos de vista, la plataforma sí constituye un recurso esencial en la promoción de la digitalización de la RCE al crear un entorno de trabajo común y fácilmente accesible que da transparencia y difusión a la información obtenida a través de las monitorizaciones estructurales.

Tampoco es objeto de la plataforma establecer condiciones técnicas a los equipos instalados en las estructuras, ni interferir en los procedimientos inherentes a cada sistema, sino marcar unas pautas de adquisición y disponer de la información en el plazo más breve posible desde que haya sido adquirida, respetando las características técnicas y particularidades de cada sistema instrumental.

3. PRINCIPIOS GENERALES DE FUNCIONAMIENTO

El principio rector de la plataforma es permitir el acceso a la información en tiempo real. Cualquier dato experimental que se tome en una estructura debe ingresar en el banco de datos y estar disponible a través del portal web en cuestión de segundos. Así pues, el sistema gravita en torno a los siguientes motores:

- Tiempo real, tanto en lo relativo a la recepción de los datos registrados en las estructuras como en lo relativo a la publicación de los mismos
- Accesibilidad universal a la información a través del portal web, mediante contraseñas
- Compatibilidad con cualquier tecnología de medida y de almacenamiento

La plataforma integra un banco de datos, un portal web y un conjunto de herramientas de análisis en un espacio único de trabajo.

El banco de datos contiene los datos reales que se recogen a lo largo del tiempo en las estructuras alojadas en la plataforma. El portal web es el medio de publicación y visualización gráfica, con utilidades de control para el seguimiento de los procesos monitorizados. Las herramientas de análisis conforman un entorno interactivo de proceso avanzado de datos al servicio de los técnicos de la DGC para el estudio individual o conjunto de las estructuras (puentes y taludes).

El portal de estructuras es el expositor principal de las obras que están o han estado instrumentadas,

a las que también puede accederse mediante un mapa de enlaces geo-referenciados. Presenta información relativa a la duración de vida de cada sistema instrumental, así como un resumen estadístico —que puede ser general o particular de un grupo estructural dado— y un conjunto de pilotos de control para facilitar la vigilancia telemática de los estados de actividad. Cuenta con un servicio de mensajería para el envío de notificaciones de parada, alerta o cualquier otra índole a los usuarios vinculados al seguimiento de la estructura en cuestión.

El sistema es automático. Los contenidos se generan y presentan a demanda de los usuarios, actualizados siempre a los últimos datos disponibles. El motor central de la plataforma conjuga los datos reales (experimentales) con las variables y algoritmos internos necesarios para producir un contenido de mayor nivel y utilidad que alimenta en línea y actualiza los diferentes objetos visuales de la plataforma (infogramas, diagramas, diales, etc.). Por ello, la programación de algoritmos, permite que se pueda disponer no solo de datos en bruto, sino de magnitudes derivadas.

Esta elaboración de los datos puede llevar a su vez a la elaboración de umbrales de alerta que impliquen más de una variable, que supongan una evolución temporal, etc. Así a modo de ejemplo, la alerta en la vigilancia de un talud, con aviso a los usuarios predeterminados en tiempo real, se puede deber a que la lectura de un piezómetro concreto alcance una determinada cota absoluta (variable única obtenida por la lectura de la presión sobre un sensor en un piezómetro), o bien por una elevación generalizada de niveles en una alineación de piezómetros, sin visos de disminución en un periodo determinado de tiempo, tras una lluvia de intensidad conocida previamente registrada por el sistema, lo que supone la combinación de diferentes variables.

Los datos contenidos en la plataforma tienen múltiples usos, que se extienden desde el control de maniobras y vigilancia de medios auxiliares de construcción (corto plazo) al seguimiento de la evolución de patologías (medio plazo) o a la detección de patrones de comportamiento (largo plazo).

La información almacenada resulta de utilidad para mejorar la comprensión de las estructuras, sus materiales, sustentar avances en el diseño y fortalecer la normativa de proyecto. La continuidad de las series históricas de datos y su tratamiento con visión de conjunto son fundamentales para acometer estos retos.

4. ASPECTOS PARTICULARES DE FUNCIONAMIENTO

4.1 AUTOSUFICIENCIA DE LAS MONITORIZACIONES

Los sistemas de monitorización que se dispongan en la RCE, deben ser autónomos y autosuficientes. Deben funcionar en su integridad con independencia de la existencia de la plataforma. Es decir, dichos sistemas de monitorización deben mantener todos los elementos de la cadena tradicional: sensores, datalogger y PC de control (cualquiera que sea su ubicación). La plataforma no sustituye a los sistemas de monitorización de las estructuras en ninguno de sus aspectos. Es un "además de" y no un "en vez de".

4.2. SECUENCIA DE FUNCIONAMIENTO

Como se ha indicado previamente, la secuencia de obtención y envío del dato, sigue el siguiente orden: sensores, registrador de datos (o datalogger) y ordenador de control (Figura 2).

Los sensores pueden ser de lo más variopinto: células de carga, clinómetros, piezómetros, etc. y su tecnología variada.

La transmisión de datos a la plataforma debe efectuarse desde el PC de control vinculado al sistema de monitorización de la estructura. Es decir, desde el ordenador que primariamente recibe y almacena la información que proporciona el registrador de datos (datalogger). Esto es independiente de la ubicación física de dicho ordenador (obra, centro de conservación, servidor remoto, etc.) ya que la

técnica actual permite la deslocalización.

En ningún caso la transmisión se efectúa directamente desde el datalogger a la plataforma, puesto que el responsable de la monitorización debe tener el control efectivo del archivo histórico de datos y ejercer sobre el mismo una labor de supervisión con capacidad de corrección de datos.

Se ha optado por el protocolo FTP, el más sencillo y universal para el suministro de datos a la plataforma, con la idea de que en ningún caso este aspecto se convierta en una limitación o impedimento a la integración.

Figura 2.- Secuencia de funcionamiento de Celosía

4.3. PERSONAL QUE INTERVIENE

Tal y como se ha indicado previamente, algo que se pretende evitar a toda costa es la simple acumulación de ingentes cantidades de datos sin una persona responsable de cada uno de ellos. Estas personas deben estar claramente identificadas en cada caso.

Así, en cada estructura (puente, talud, túnel) del portal debe existir un *responsable de monitorización*, persona que conoce la estructura monitorizada, los datos objeto de monitorización y el funcionamiento de la plataforma. Tiene a su cargo el mantenimiento del sistema de instrumentación y de la transmisión de la información a la plataforma y debe cuidar la calidad de los datos que se envían, lo que implica la eliminación de posibles registros espurios que debe corregir y reenviar correctamente.

El *gestor de la plataforma* se encarga de la organización de la misma en toda su extensión (altas de estructuras, organización del banco de datos, gestión de contraseñas, resolución de dudas, atención a solicitudes de acceso, análisis transversal de la información, etc.). Se ocupa también de vigilar el correcto funcionamiento general de la plataforma y de la accesibilidad continua a datos por parte de los usuarios.

Los *usuarios* son los equipos involucrados en la vigilancia y análisis de las estructuras (direcciones de obra, asistencias técnicas, oficinas de proyecto, constructoras, equipos de conservación, investigadores, ...)

Así, la plataforma es una nueva herramienta puesta a disposición de los técnicos de la DGC y de quienes les acompañan en sus funciones, que no modifica en nada la distribución de competencias existente. Todas las obras en construcción o en servicio que dispongan de un sistema de monitorización podrán ser vigiladas y atendidas, además de por su propio sistema, a través de la plataforma, pero dicha vigilancia, así como la toma de decisiones derivada, seguirá estando a cargo de las unidades territoriales con competencia sobre la obra o tramo de carretera en el que se encuentra instalado el sistema.

4.4. PORTAL INTERNET

Los técnicos de la DGC, así como las empresas colaboradoras, tienen acceso a las utilidades web de

la plataforma y pueden hacer uso de la información facilitada a través de la página web correspondiente de cada estructura para llevar a cabo las labores de seguimiento y vigilancia que tengan encomendadas. A fecha de redacción de este documento, la dirección web (Figura 3) de la plataforma es: www.celosia.es.

En *Celosía* hay una parte de los contenidos, de carácter general, que es de libre acceso. Sin embargo, para acceder a los datos registrados por los sistemas de monitorización, es necesario disponer de contraseña. Las contraseñas tienen carácter personal y son otorgadas por el gestor de la plataforma, cuya información de contacto figura en el portal web.

La plataforma dispone de una réplica de los archivos de datos registrados en cada estructura. Es con esa réplica con lo que se alimentan los motores algebraicos que permiten la visualización web en tiempo real (gráficos de evolución histórica, infogramas, diales de control, diagramas de barras, análisis estadístico por sensores, etc.).

Los datos alojados en la plataforma son una réplica fiel de los almacenados por los sistemas de monitorización. La plataforma publica de forma automática y en tiempo real dicha información, cuya calidad debe estar asegurada por quien los envía (figura del *responsable de la monitorización* definida en la OC 2/2021).

La plataforma está concebida de modo no intrusivo y no modifica ni limita las funcionalidades del sistema de monitorización, que únicamente tiene que transmitir una copia de los datos conforme los va obteniendo (tiempo real).

Figura 3.- Aspecto general de la página (13 de mayo de 2022): www.celosia.es

4.5 INTEGRACIÓN DE SISTEMAS PREEXISTENTES

Uno de los principios rectores de la plataforma era el de garantizar la compatibilidad con cualquier tecnología de medida y de almacenamiento, en la búsqueda, entre otros, de que los sistemas preexistentes pudiesen integrarse.

Dicha integración es independiente de la tecnología de medida, tanto en lo relativo al hardware como al software. Así, no es objeto de la plataforma establecer condiciones técnicas a los equipos instalados en las estructuras, ni interferir en los procedimientos inherentes a los mismos. La plataforma respeta las características técnicas y particularidades de cada equipo instrumental. Únicamente, se han establecido unos criterios comunes relativos a los intervalos de medida, unidades de medida y criterios de signos, imprescindibles para unificar la presentación y facilitar el análisis de datos. Estos criterios se recogen, fundamentalmente, en el anexo a la Orden Circular 2/2021.

5. NORMATIVA: LA ORDEN CIRCULAR 2/2021

Para tratar de unificar criterios, evitar duplicidades y establecer unas reglas comunes a todas las monitorizaciones de la RCE, el 19 de marzo de 2021 entró en vigor la Orden Circular 2/2021 sobre la plataforma de monitorización de estructuras de la Red de Carreteras del Estado, que además establece la obligatoriedad de integrar en *Celosía* todas las estructuras que ya dispongan de un sistema de instrumentación electrónica de control.

La Orden Circular incluye un preámbulo justificativo, una parte dispositiva y un anexo con el protocolo para la integración de los sistemas de monitorización de estructuras.



Figura 4.- Orden Circular 2/2021 (sin anexo)

En la parte dispositiva se establecen como ámbito de aplicación los siguientes elementos de la RCE:

- Puentes y estructuras asimilables
- Terraplenes, desmontes y otras obras geotécnicas
- Túneles

Se indica que cuando se prevea disponer un sistema de instrumentación electrónica de control de parámetros de tipo estructural o geotécnico, cualquiera que sea su finalidad, se debe integrar en la plataforma *Celosía*. Para ello se debe seguir el protocolo del anexo que acompaña a la Orden.

Se establece además algo poco común en la técnica normativa en general y es la retroactividad de la medida. Así se dispone que todos los elementos de la RCE en los que ya se encontrase en funcionamiento un sistema de instrumentación electrónica de control de parámetros de tipo estructural o geotécnico, deben integrarse en *Celosía*. En caso de duda, se debe consultar a la Dirección Técnica (DT) de la DGC la aplicación a cada caso concreto.

La Orden comprende el anexo *Protocolo para la integración de los sistemas de monitorización de estructuras* que detalla cuestiones como la propiedad de la información, el proceso de alta de una estructura, los tipos de datos y archivos, el protocolo de transferencia y los formatos de los datos, la frecuencia de medida y las definiciones y nomenclatura que resulta de aplicación. La Orden establece que corresponden la DT los posibles ajustes o modificaciones a futuro de este protocolo, mediante nota técnica.

Por su relevancia técnica y por constituir algo poco habitual en la ingeniería geotécnica, señalar que en las instrumentaciones de carácter estático, la frecuencia de medida por defecto será de un registro de datos cada cinco minutos (5 min). De esta forma, se dispondrá de 288 instantáneas de la situación geotécnico-estructural por cada día, generando una base de datos histórica que puede alcanzar cientos de miles de registros a lo largo de los años. La toma de datos debe hacerse coincidente con las horas exactas y sus progresivos incrementos de cinco minutos (por ejemplo, a las 12:00, 12:05, 12:10, etc.). Esto tiene por objetivo no solo ordenar adecuadamente los datos en el tiempo, sino también permitir los estudios de correlación de datos entre diferentes subestructuras de una misma obra e, incluso, entre diferentes estructuras.

En ciertos casos, fundamentalmente en el campo de los puentes, se requieren lecturas cada minuto (fases de construcción con empujes, tesados...), mientras que en parámetros dinámicos (por ejemplo, vibraciones en puentes atirantados) se puede llegar a registrar cien lecturas por segundo, es decir f = 100Hz.

6. RED DE ESTRUCTURAS MONITORIZADAS

A fecha de redacción de este documento las estructuras monitorizadas son las que se indican en la Tabla 1, que se ubican sobre el mapa de la Figura 5 y que totalizan 913 canales de lectura instalados. Como se ha indicado previamente, se está preparando para su integración en la plataforma un nuevo grupo de taludes y puentes.

| Tipo | Denominación | Fases | Concepto | Provincia |
|--------|---------------|-----------------------------|------------------|-----------|
| | | | estructural | |
| Puente | Fernando Reig | Servicio | Tirantes | Alicante |
| Puente | La Gaznata | Construcción | - | Ávila |
| Puente | Centenario | Servicio | Juntas/Tirantes | Sevilla |
| Puente | Vinalopó | Servicio | General/Tirantes | Alicante |
| Puente | Montabliz | Construcción/Servicio | - | Cantabria |
| Puente | Paredes | Construcción | - | Cuenca |
| Puente | Regueirón | Construcción | - | Asturias |
| Puente | Genil | Construcción | - | Granada |
| Talud | Trabadelo | Emergencia de 2009/Servicio | - | León |

Tabla 1.- Celosía: Relación de estructuras monitorizadas (13 de mayo de 2022)

7. EL PRIMER TALUD: TRABADELO

El talud de Trabadelo se sitúa en el PK 418 de la *Autovía del Noroeste*. De excepcional complejidad técnica, ha sufrido diferentes intervenciones de enjundia. La primera gran actuación tuvo lugar en 2000 y 2001, tras de la cual, el tramo de autovía entró en servicio. Un nuevo episodio de inestabilidad tuvo lugar en 2009, lo que obligó a desviar el tráfico y a acometer nuevas obras de reparación que se prolongaron durante un año más.

Figura 6.- Talud de Trabadelo. Fotografía general del emplazamiento que aparece en la plataforma Celosía

Es uno de los taludes más altos de España y constituye un elemento perfectamente reconocible e identificable como tal por la población del entorno. Ha sido objeto de numerosos artículos tanto técnicos como en prensa (Figura 7). No obstante, no constituye el objeto de este documento el tratar de su problemática como talud, sino de la monitorización llevada a cabo sobre el mismo.



Figura 7.- Ilustración de *La Voz de Galicia* del 1 de febrero de 2010, e imagen de las obras de reparación llevadas a cabo en esas fechas

La monitorización del talud de Trabadelo comenzó durante las obras de emergencia iniciadas en 2009. Lo positivo de la experiencia -por la relevancia del conocimiento de los datos en tiempo real para la seguridad de la infraestructura-, llevó a tomar la decisión de continuar, una vez finalizara la reparación, por lo que se empezó a controlar como talud en servicio desde 2011, continuándose hasta la fecha.

La monitorización en activo cuenta con un total de veintiséis (26) canales de adquisición de datos en tiempo real que se distribuyen como sigue:

- Veinte (20) canales para lectura de carga en anclajes
- Cinco (5) canales para lectura piezométrica
- Un (1) canal para lectura de temperatura ambiente

Otros cuatro (4) canales han quedado fuera de servicio por diferentes motivos desde 2011 (dos caneles de lectura piezométrica y dos células de carga en anclajes), si bien el sistema almacena el histórico de sus datos mientras han resultado operativos.

La plataforma permite la visualización de la ubicación de los canales de lectura y las lecturas en un momento concreto. Véase como ejemplo la Figura 8, correspondiente a las 19:00 h del 2 de mayo de 2022. Nótese que la toma de datos por defecto se produce cada cinco minutos (5 min), por lo que se tendría otra imagen con valores diferentes a las 19:05, 19:10...etc.

Figura 8.- Talud de Trabadelo: Canales y lecturas a las 19:00 h del 2 de mayo de 2022

Otra de las utilidades de la plataforma es la visualización de la evolución temporal de la lectura de un canal (parámetro medido por un sensor). La plataforma permite la realización de *zoom* sobre las

escalas, por lo que se puede seleccionar un intervalo temporal concreto (Figura 9 y línea inferior de la Figura 10).

Figura 9.- Canal 19 (célula de carga en anclaje en el muro a cota z=655 m). A la izquierda el registro completo de lecturas en un periodo de once años, al centro el detalle de un mes y medio y a la derecha registro de un solo día

La plataforma permite combinar datos provenientes de canales diferentes, generando a partir de ellos escenarios que pueden ser tan elaborados como se desee. Así, por ejemplo, en el talud de Trabadelo se han definido dos perfiles, cada uno de los cuáles contiene a su vez dos piezómetros (línea superior de la Figura 10). En este caso concreto, el criterio de representar el nivel piezométrico como una línea recta entre ambos niveles de cada perfil, se consideró suficientemente representativo a efectos prácticos.

Otra de las utilidades de la plataforma es la de la determinación de umbrales o niveles de alerta, que requieren de un análisis geológico-geotécnico previo y de la programación posterior de los correspondientes algoritmos numéricos en que se traduzcan.

Así, por ejemplo, en Trabadelo y a partir de estudios previos de estabilidad, se determinó como umbral de alerta en el perfil reflejado en la Figura 10, que el nivel piezométrico no alcanzase una determinada alineación, relacionada a su vez con las posiciones de los bulbos de los anclajes. Estas condiciones se pueden representar gráficamente de forma bastante intuitiva como se muestra en la parte derecha de la línea superior de la Figura 10, donde la superación de la línea roja por el nivel de agua (línea azul oscura y textura por debajo en color azul celeste) daría lugar a una alerta.

Otra opción es la de la representación de diales, en que con un código de colores se muestran los niveles de funcionamiento de cada sensor en cada momento dentro de unos rangos, previamente definidos con valores numéricos para cada uno de ellos y representados según un código semafórico de colores verde/amarillo/rojo. Asociados a estos niveles de alerta el sistema puede enviar mensajes de advertencia de peligro (SMS, correo electrónico...) a las personas responsables previamente identificadas.

En Trabadelo se ha optado, por ejemplo, por fijar los niveles de alerta para las células de carga en anclajes, en ciertos porcentajes de la carga real de tesado tanto en más como en menos. Estos umbrales se pueden modificar conforme se va adquiriendo experiencia. Así en la parte derecha de la Figura 11, se representan los umbrales de alerta del anclaje de la Figura 9 (sensor que ocupa el canal 19).

Figura 10.- Talud de Trabadelo. Piezometría:

En la línea superior, definición de perfiles para control de piezometría y detalle por perfil PK 417+910 a las 16:20 h del 14 de marzo de 2020.

En la línea inferior, canal 7 (piezómetro en sondeo en berma a la cota z = 685): A la izquierda el registro completo de lecturas de presión en un periodo de once años (2011-2022), al centro el detalle del primer semestre de 2022 y a la derecha registros de la primera semana de julio de 2022.

Figura 11:- Talud de Trabadelo. Umbrales de alerta

A la izquierda, pantalla de visualización de diales (en imagen, seis canales concretos correspondientes a otras tantas células de carga en anclajes) correspondientes a la lectura de las 11:50 del 13 de mayo de 2022. A la derecha, detalle de umbrales de alerta y lectura para el canal 19 (anclaje de la Figura 9)

8. CONCLUSIONES

Como cuestiones prácticas más relevantes, o lecciones provenientes de esta instrumentación, señalar que, con el tiempo, hemos ido aprendiendo sobre un talud tan complejo como el que nos ocupa que, puede decirse que *nos ha ido hablando* a lo largo de más de una década. Se ha adquirido un nivel de conocimiento en tiempo real de las diferentes variables que intervienen y cómo influyen en la explotación de la carretera.

En el caso de este talud, las principales cuestiones, propias de la ingeniería de taludes, en las que se ha ido ganando experiencia práctica son:

- Evaluación de la carga de los anclajes en relación con los umbrales previstos: Oscilaciones tanto en más como en menos indican que un anclaje está cogiendo o liberando tensión fuera de límites prestablecidos, lo que puede suponer problemas de estabilidad local.

Puede no ser suficiente con fijarse en un único anclaje. Dada la densidad de puntos de auscultación de esta variable en el talud, conviene ponerlo en relación, al menos, con los más próximos. Asimismo, resulta esencial comparar las lecturas instantáneas con su evolución temporal.

- Niveles piezométricos: Una de las principales preocupaciones de los encargados de la explotación de la carretera es el mantenimiento de los niveles piezométricos dentro de valores razonables, por su incidencia directa en la estabilidad del talud. Además de en los valores absolutos de la cota piezométrica, es necesario fijarse en su evolución temporal y en la meteorología.
- Interrelación de variables: El talud es un todo y difícilmente el fallo global se produciría por un valor de un canal de lectura sin reflejo en los demás. La combinación espacial y temporal del conjunto de las variables medidas es un elemento de capital importancia a la hora de la toma de decisiones para la explotación.

En este caso la combinación de la cota piezométrica con la posición física de los bulbos de los anclajes y con la magnitud de la carga que soportan constituye un todo indisociable del que depende la seguridad del talud y, por ende, de la carretera.

A modo de ejemplos prácticos de cuanto se ha indicado, se han perforado nuevos drenes cuando se ha observado una subida prolongada en el tiempo de niveles piezométricos sin reflejo en la pluviometría, o se han revisado anclajes (retesado, perforación de otros nuevos) cuando la carga de algunos (o de un grupo) se encontraba fuera de niveles asumidos como admisibles. Después se ha comprobado, por los mismos u otros canales de lectura, la eficacia de dichas medidas.

Pero nunca se ha perdido de vista la componente humana, siempre ha habido un equipo de especialistas detrás, que analizase los datos, recorriera el talud y tomara decisiones *in situ*, pese a que el sistema, en sí mismo, es capaz de poner semáforos en rojo y hacer sonar sirenas de manera automática y en tiempo real.

Creemos que el conocimiento de la plataforma *Celosía* por la comunidad geotécnica española, es un requisito previo y esencial para que pueda ser útil en muchos más emplazamientos. Esperamos contar con ustedes para trabajar juntos en su mejora continua, en el análisis de los datos que de ella se derivan y, en suma, para ser útiles a la sociedad desde esta rama de la ingeniería.

ACTUACIONES DE EMERGENCIA, CARTOGRAFÍA, SISTEMAS DE MONITOREO Y RESULTADOS DE AUSCULTACIÓN DE LA LADERA, DESPUÉS DEL DERRUMBE DE UN TALUD DE EXCAVACIÓN EN LA ZONA DE LA PORTALADA, ANDORRA

Xavier COLELL ⁽¹⁾, Ivan VILLARÓ ⁽¹⁾, Joan ALTIMIR ⁽¹⁾, Josep CORNELLES ⁽²⁾ y Jaume GUILLÓ ⁽¹⁾

⁽¹⁾ EUROCONSULT, ANDORRA xcolell@euroconsult.ad, ivan.villaro@euroconsult.ad, jaltimir@euroconsult.ad, santi@euroconsult.ad

> ⁽²⁾ EUROGEOTECNICA Josep.cornelles@eurogeotecnica.com

RESUMEN

El día 10 de agosto de 2019, a las 6:15 horas se produjo en Andorra el derrumbe de un talud de excavación provocando el corte de la Carretera General número 1, (vía principal de acceso entre Andorra y España). La importancia de la afectación de dicha carretera debe relacionarse con las implicaciones económicas de la interconexión con España para un País como Andorra, que recibe más de 5.000.000 de visitantes al año por la frontera Hispano-Andorrana, y por donde se concentra el 75% de importación y exportación de mercancías.

Para controlar el riesgo existente sobre la carreta, se requirió de un sistema de auscultación rápido de la ladera para poder abrir la vía al tránsito, con la máxima celeridad. Se empezó la instrumentación mediante 10 secciones manuales, en la cicatriz de coronación del movimiento, el mismo día del derrumbe, con inspecciones visuales sobre el terreno, a razón de 3 lecturas diarias. Se estableció una inspección sistemática mediante dron de las zonas de cornisa, y vigilantes permanentes. El mismo día se dio paso alternativo para vehículos ligeros. En la zona del deslizamiento seguían evolucionando abundantes desprendimientos ("purgas") de volumen reducido (decenas e incluso centenares de metros cúbicos). En la actualidad, se estiman en torno de los 75.000 m³ el total de material finalmente deslizado.

El día 19, se puso en marcha un sistema de auscultación automática mediante topografía de precisión, instalando 27 mini prismas de control, y paralelamente se ejecutaron protecciones provisionales, a nivel de carretera, y se puso vigilancia continua para abrir la carretera con el menor riesgo posible. Redactando un plan de contingencia coordinado con protección civil, en base a los datos obtenidos en los diversos sistemas de auscultación instalados.

Se han podido observar la evolución del talud con los diferentes sistemas de auscultación, viendo las reacciones a las precipitaciones y a los periodos secos. La instalación y el seguimiento de estos sistemas han permitido la apertura de la carretera y el centro comercial.

1. INTRODUCCIÓN

El pasado 10 de agosto del 2019 (figura 1), ser produjo un deslizamiento del talud de excavación de una parcela en la zona de la Portalada. El deslizamiento provoco el corte de la carretera general número 1, que conecta Andorra con España, siendo esta la vía de mayor importancia socioeconómica del País, y sin contar con vía alternativa. Además de la carretera, el derrumbe afectó al centro comercial existente en el lado opuesto de la ladera, por suerte, no se tuvieron que lamentar víctimas.

El derrumbe afectó unos 5369 m2 de terreno natural, dejando una cicatriz de unos 260 metros lineales, con una media de 60 metros de altura. Se estima que el volumen inicial involucrado en el deslizamiento fue superior a los 63.000 m3 de material. La totalidad de este volumen quedó recogido en el vaso de la excavación a pie de talud, ejecutado unos 22 metros bajo la cota de carretera y en la totalidad de la superfície de la parcela unos 5700 m2. El vaso de excavación contenía unos 12 metros de agua, lo que representa 68400 m3 de agua. El derrumbe del talud desplazó gran parte del agua creando un efecto tsunami que afecto la CG1 y el centro comercial.



Figura 1: imagen tomada des del helicóptero el día del deslizamiento

Desde el día en que se produjo el desprendimiento y hasta la fecha, se implementó un plan de auscultación diseñado por la empresa Euroconsult Andorra y validado por Protección Civil con el fin de obtener un control de la zona del desprendimiento. La aplicación de este plan es vigente y es necesario continuar llevándolo a cabo hasta la estabilización completa de la zona

y hasta la consecución de un riesgo residual que se pueda considerar asumible. Por otra parte, en los trabajos de seguimiento por parte del equipo responsable de auscultación y por parte de los cuerpos de intervención (Bomberos y Policía), desde el día del desprendimiento y hasta la actualidad se ha podido observar una evolución de la ladera según la cual se han producido cientos de fenómenos de pequeños desprendimientos o "purgas" que han provocado la caída de más de 10.000 metros cúbicos adicionales de material que han quedado retenidos en la zona de excavación de la parcela. Estos desprendimientos demuestran que la zona sigue presentando claros indicios de inestabilidad, localizada sobre todo en la zona aún inestable de cornisa. En la siguiente imagen podemos ver esta evolución (figura 2).



Figura 2: Evolución de la cicatriz.

Se empezó la instrumentación de las grietas mediante 10 secciones manuales, con una primera lectura a las 16h y una segunda lectura a las 20h del mismo día 10 de agosto, completado con inspecciones visuales sobre el terreno. Se estableció inicialmente una carencia de 3 lecturas diarias. También se estableció una inspección sistemática mediante dron de las zonas de cornisa, y vigilantes permanentes con capacidad de cortar la circulación en caso de desprendimiento. El mismo día se dio paso alternativo para vehículos ligeros por detrás del centro comercial (zona más alejada del deslizamiento), y se propusieron una serie de trabajos para la mitigación del riesgo para poder dar paso a otros vehículos. En la zona del deslizamiento seguían evolucionando abundantes desprendimientos ("purgas") de volumen reducido (decenas e incluso centenares de metros cúbicos). En la actualidad, se estiman en torno de los 75.000 m³ el total de material deslizado.

A los 9 días del derrumbe, se puso en marcha un sistema de auscultación automática mediante topografía de precisión, instalando 27 mini prismas de control, 8 minis prismas de referencia i 12 perfiles frontales. Paralelamente se ejecutaron protecciones pasivas a nivel de carretera, y se puso vigilancia continua para poder abrir la carretera a los usuarios con el menor riesgo posible. Se redactó un plan de contingencia coordinado con Protección Civil, en base a los datos de auscultación que se iban recogiendo.

La cartografía de las grietas aportó un grado de complejidad importante del mecanismo de rotura, fruto de la conjunción de rotura circular de la ladera, combinado con la rotura por las discontinuidades características del macizo rocoso y limitado por una falla en el sector Sur. A lo largo de dos años se han podido observar la evolución del talud con los diferentes sistemas de auscultación, viendo las reacciones a las precipitaciones y a los periodos secos. La instalación y el seguimiento de estos sistemas han permitido la apertura de la carretera y el centro comercial, con un sistema redundante de auscultación (manual y automático). Esta auscultación se complementó con vigilancia continua en los periodos de mayor actividad, que permitían en caso de desprendimiento el corte inicialmente manual y posteriormente automático de la carretera al tráfico.

2. ZONIFICACIÓN DEL TALUD

Se definieron varias zonas de la ladera en función de los diferentes tipos de rotura que se podrían producir, la composición geológica del terreno, la fracturación y estabilidad actual y la situación en el conjunto de la vertiente. Estas zonas pueden observarse en la figura 3.



• **Zona 1: Rotura en cuña**, con talud de menor altura del que se desprendió. Sector posterior edificio comunal, sin grietas o indicios que fuese afectado significativamente por el desprendimiento.

• Zona 2: Zona de movimientos de coluvión y posible volcado de la parte inferior. Sector superior del talud existente detrás del edificio comunal compuesto básicamente por suelos, con algunos afloramientos de s Figura 3: zonificación de la ladera. IS grietas generalmente en dirección Este-Oeste, algunas Norte-Sur y otras erráticas. Las grietas presentan aberturas importantes de 5 a 40 cm.

• **Zona 3: Zona de posible afectación por el vuelco**. Talud de excavación posterior al edificio comunal, compuesto por roca. Presentaba grietas verticales que corresponden a la continuación de las grietas Este-Oeste que afloran en la zona 2.

• Zona 4: Progresión ladera arriba de las cuñas de rotura del desprendimiento y movimientos asociados al círculo de rotura global. Sector Este del desprendimiento, compuesto básicamente por sustrato rocoso. Presenta numerosas grietas, generalmente en dirección Norte-Sur, y sub-paralelas a la cicatriz actual de coronación del desprendimiento. Las grietas presentaban generalmente aberturas medias de 2 a 25 cm pero existe una grieta que acumula la mayor parte del movimiento, con más de 50 cm de apertura a día de hoy. Se trata de una zona en la que se detectan grietas asociadas tanto a movimientos locales como globales (movimiento global con círculo de rotura circular).

• **Zonas 5a, 5b y 5c: Sectores donde se pueden producir purgas**, dentro de la cicatriz del desprendimiento. Compuesta por material deslizado inestable, y sustrato rocoso muy fracturado por el plano de deslizamiento. Se trata de una zona en la que se producirían movimientos locales.

• **Zona 6: Zona de progresión de las cuñas de rotura de cornisa.** Zona de mayor inestabilidad con sustrato rocoso triturado. Se trata de una zona donde lo más probable son los movimientos locales sin descartar globales al encontrarse la zona afectada también por la cicatriz de movimiento global.

• **Zona 7a: Roturas planas por plano de foliación** que buzan unos 35° en dirección Norte. Límite Sur del desprendimiento, todavía conserva elementos de estabilización de la excavación. Se observan grietas en la gunita de estabilización. En la zona de transición entre la zona 7a y 7b. En la ladera se han observado movimientos de hasta varios cm (inferiores a 15 cm), que evolucionan y se reactivan con las lluvias.

• **Zona 7b: Roturas planas por plano de foliación** que buza unos 35° en dirección Norte. Límite Sur del desprendimiento y CG1, presenta elementos de estabilización de la excavación que con los datos actuales parecen efectivos.

3. ELEMENTOS DE CONTROL

La vertiente se empezó a monitorizar desde el primer día del desprendimiento, obteniendo los

primeros datos de las secciones de estacas el día 10/08 a las 16h. Este control se fue ampliando y complementando hasta obtener el actual plan de auscultación, un sistema redundado por lecturas automáticas (topografía) y por lecturas manuales sobre el terreno (secciones de estacas, fisurimetros, e inspecciones terrestres y aéreas). A día de hoy se han instalado y se encuentran operativos los siguientes elementos de auscultación y control:

• 12 secciones de estacas de medida manual.

• 2 Fisurímetros.

• **Topografía automática**, compuesta actualmente por 38 prismas de control de la vertiente, 11 prismas de referencia, con representación en entorno web y alertas programadas (figura 4).



Figura 4: representación de los movimientos de la ladera recogidos por la estación topográfica.

- Inspecciones visuales terrestres.
- Inspecciones visuales aéreas mediante dron.
- **Vigilantes** (en función de los requerimientos del nivel de alerta decretado).

• **6 inclinómetros** inicialmente medidos manualmente pero que ya están dando los datos de forma automática.

• **10 crackmeters automáticos** que deben sustituir a la lectura manual.

• El sistema DEFOX basado en fotogrametría comparativa automatizada, se desinstaló, el día 13/10, una vez finalizadas las obras de protección de Fase 1.

• **36 Celdas de presión para controlar la tensión de los anclajes** del talud Sur (28 unidades) y del muro de sostenimiento de la CG1 (8 unidades).

Los resultados de la auscultación han indicado una progresiva disminución de la velocidad de movimiento, dependiendo de cada zona. Después de efectuar las obras de estabilización previstas en una primera fase del proyecto de protección (anclajes en el talud Sur, y protección pasiva frontal mediante un muro de 6 a 9 metros de altura), se observa que aún existen movimientos residuales, la evolución de los cuales puede comportar la necesidad de efectuar una segunda fase de obra de estabilización y rebaje de la zona de coronación del

movimiento, y posterior estabilización mediante anclajes adicionales.

En la actualidad la periodicidad de lectura es la siguiente, aunque se irá adaptando en función de la evolución de los movimientos detectados (figura 5):

| Elemento de control | Periodicidad actual (des de 01/06/2021) |
|----------------------------------|---|
| Secciones estacas | 1 medida a la semana + complementarias* |
| Crack-meters automáticos | 1 lectura cada 2 horas. |
| Fisurímetros | Eventuales* |
| Topografía automática | 1 medida cada 4 horas. |
| Inspecciones visuales terrestres | 1 Inspección a la semana + complementarias* |
| Inspecciones visuales aéreas | Eventuales* |
| Inclinómetros de ladera | 1 medida automática diaria |
| Celdas de presión | 1 medida cada 4 horas |

Figura 5: periodicidad actual de lectura.*Se realizan lecturas adicionales de los diferentes elementos de control, en función de las precipitaciones, eventos o movimientos detectados.

En la figura 6 se puede observar la situación de los elementos de control instalados en la zona de la Portalada:



Figura 6: Planta de los sistemas auscultación, en relación a las grietas principales y las zonas consideradas.

4. RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN

Los resultados de la auscultación nos han mostrado, en el pasado, que el movimiento se acelera con las precipitaciones, pero en la actualidad, parece que la reacción es de menor magnitud que en el pasado. En la figura 7 se marcan los periodos de precipitación que han supuesto una aceleración clara de los movimientos de la ladera.



Figura 7: registro de precipitaciones y aceleraciones generales del movimiento registradas.

• Zona Z1 (extremo Norte fuera del movimiento): No presenta movimientos destacables. Se trata de una zona aparentemente estable con movimientos acumulados en origen < a 10 mm.

• Zona Z2 (coluvión superficial sobre punto limpio): La velocidad actual del movimiento puntual (máximo), que se registra en Z2 es muy baja o nula. La zona se considera en la actualidad estable, pero tal y como se ha visto hasta ahora reaccionan después de lluvias importantes, aunque más levemente que en el pasado. Uno de los prismas de esta zona (C22) se ubico en un punto que se desprendió, el movimiento y la aceleración previa al desprendimiento fue registrado por la estación topográfica advirtiéndose el inicio del movimiento unas 8 horas antes de desprenderse, pasando de 0 a 2 mm. de movimiento a la hora y en las últimas lecturas llegando a valores > 3mm. a la hora (figura 8).

| euro | | 15 1 | ult | | | | |
|------------------|------------|-------------|-------------|-------------------|----------|----------------|----------|
| | | | | | | Sector: Planta | |
| Projecte | Punt de Tr | obada | | 100.0 | _ | | |
| Sector | Planta | | | 100,0 | | | |
| Data | C22 | temps | moviment mm | 90,0 | | | |
| 22/01/2020 00:19 | 64,0 | | | C ^{80,0} | \vdash | | |
| 22/01/2020 02:44 | 63,7 | 2:24:58 | 3 -0,3 | 70,0 | \vdash | | |
| 22/01/2020 13:14 | 63,5 | 10:30:04 | -0,1 | ے _{60.0} | | | |
| 22/01/2020 17:02 | 65,4 | 3:47:59 | 5 1,8 | 500 | | | |
| 22/01/202021:09 | 64,9 | 4:07:09 | 9 -0,4 | <u> </u> | Г | | <u> </u> |
| 23/01/202001:11 | 65,3 | 4:01:32 | 2 0,3 | 40,0 | | | -022 |
| 23/01/202004:54 | 65,1 | 3:43:09 | 5 -0,2 | <u> </u> | \vdash | | |
| 23/01/202007:02 | 66,9 | 2:07:57 | 7 1,9 | 20,0 | \vdash | | |
| 23/01/2020 10:49 | 71,1 | 3:47:01 | L 4,1 | 10.0 | | | |
| 23/01/2020 12:25 | 75,3 | 1:36:07 | 7 4,2 | 10,0 | | | |
| 23/01/2020 14:19 | 80,7 | 1:54:17 | 7 5,4 | 0,0 | _ | | |
| 23/01/2020 16:17 | 87,3 | 1:58:00 |) 6,6 | | | Data | |
| 23/01/2020 18:22 | 94,5 | 2:05:12 | 2 7,2 | | | | |

Figura 8: vista de la gráfica de movimiento con el registro de la aceleración del prisma C22 hasta su caída.

• Zona Z3 (talud de roca por debajo del coluvión de Zona 2): La zona presenta actualmente movimientos muy bajos, con máximos acumulados inferiores a 2 cm. La zona se muestra actualmente aparentemente estable.

• **Zona Z4 (vertiente central con grietas de propagación):** La velocidad puntual (máxima) del movimiento que se registra en Z4 es de 0,1 mm/día, ésta se categoriza como muy baja. Actualmente no se puede afirmar que ninguno de los puntos monitorizados, presente a día de hoy, síntomas claros de estabilización, todos ellos en mayor o menor grado presentan tendencias de movimiento en dirección al desprendimiento figura 9. El movimiento de esta zona se ha visto claramente condicionado por las lluvias, coincidiendo periodos de precipitación con aumentos de la velocidad del mismo figura 10.





Figura 9: movimiento total acumulado para los prismas situados en Z4.



Figura 10: aceleraciones del movimiento, en relación a los umbrales fijados para la velocidad del movimiento, muy baja (verde), baja (amarillo), media (naranja) y alta (rojo).

• Zona Z6 (zona ruiniforme cercana a la cicatriz de cornisa): La velocidad general del sector (media), se sitúa en 0,0 mm/día, que se considera como velocidad muy baja-nula. Los prismas C17 y C04 son los que detectan mayores movimientos y acumulan unos movimientos muy importantes a día de hoy, de 65,7 y 48,7 cm respectivamente. Hay que tener en cuenta que el sector Z6, corresponde a los escarpes más cercanos de la cicatriz, tratándose de zonas que no indican movimientos generalizados de la ladera, sino movimientos locales. Esta zona es difícil de estabilizar. Los movimientos cercanos a cornisa muy probablemente evolucionarán hacia desprendimientos que se considera que deben quedar retenidos en el foso de excavación. En las graficas del movimiento acumulado se observan las aceleraciones del mismo coincidiendo en periodos de lluvias.

• Zona Z7a (talud lateral Sur, vertiente): La velocidad actual general del sector (media), se sitúa en 0,1 mm/día, considerada como velocidad muy baja. El sector superior parece deslizarse por encima del sector inferior aprovechando la foliación. El sector Z7a sigue con cierta tendencia. A día de hoy concluyeron los trabajos de refuerzo de estabilización de esta zona con 201 nuevos anclajes. Parece que la disminución de la velocidad ha sido más acusada en los últimos 3 meses. En los próximos meses podrá verse si se mantiene la tendencia a disminuir el movimiento o ha sido un hecho puntual. Debe tenerse en cuenta que las obras del edificio comercial han disminuido la precisión de las lecturas y dificultan la confirmación de tendencias. En esta zona se ha reforzado la auscultación una vez terminados los trabajos de estabilización previstos en la obra de protección de la CG1, para confirmar la ralentización de los movimientos en este sector. Se han instalado el día 23/07/21 los prismas C35, C36, C37, C38 y C39 que por el momento presentan velocidades inferiores a las velocidades registradas anteriormente en esta zona donde se llevó a cabo la campaña de estabilización. En la figura 11 se observa la evolución de estos 5 prismas nuevos, en la que parece advertirse un cambio de tendencia del movimiento a partir de enero de 2022.



Figura 11: movimiento acumulado de los nuevos prismas instalados casi dos años del deslizamiento después de los trabajos de estabilización de la Z7a.

• **Zona Z7b (talud lateral Sur, CG1):** La velocidad actual del sector se sitúa en 0,0 mm/día, considerada como velocidad muy baja-nula. Se trata de una zona más estable que el resto. El prisma C05 se encuentra en la cabeza del muro de damas inferior del talud, los movimientos a pesar de ser muy bajos dan una tendencia al vuelco hacia la excavación. Este elemento de estabilización de la vertiente presenta una tendencia al vuelco, que en los últimos meses parece haberse estabilizado. Actualmente el prisma no puede leerse por las obras del centro comercial.

5. CONCLUSIONES

En general se observa que en la actualidad, todos los movimientos del talud son de menor magnitud que los registrados en el pasado, pero se debe de confirmar en el futuro cuando se produzcan periodos de lluvia importantes. Por el momento se aconseja seguir con la auscultación de la zona, para confirmar o no la disminución de los movimientos.

A día de hoy, no se tienen aun datos concluyentes de los inclinómetros instalados que puedan determinar la profundidad de rotura y de cómo está evolucionando el movimiento en profundidad.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN TALUD EN MACIZO ROCOSO HACIENDO USO DEL CRITERIO DE ROTURA NO LINEAL DE HOEK & BROWN CONSIDERANDO UN MECANISMO DE FALLA NO CIRCULAR DE UNA AUTOPISTA EN EL ESTADO DE OAXACA, MÉXICO

García S. FRANCISCO (1), De La Rosa H. ADRIANA

 Departamento de Geotecnia Tecnología y Sistemas, S.A. francisco_50@hotmail.com

⁽²⁾ Departamento de Geología y Exploración Tecnología y Sistemas, S.A. Adrianadelar1@hotmail.com

RESUMEN

Dentro de los problemas que se presentan en la estabilidad de taludes en macizos rocosos considerando la hipótesis de que presentan mecanismos de fallas circular, son que dentro de su solución consideran el criterio de rotura lineal de Mohr – Coulomb, y en ciertos casos el criterio empírico de rotura no lineal de Hoek & Brown; generalmente anteponiendo la ley de fluencia asociada. Otra de las problemáticas presentes en el tema de estabilidad de taludes, es el definir un Factor de Seguridad (FS), que usualmente se obtiene a través de un método determinístico; en donde los modelos considerados, toman en cuenta aquellos factores que afectan directamente a la estabilidad, siendo estos, la geometría del talud, las condiciones y parámetros geológicos, las cargas dinámicas como el coeficiente sísmico y la presencia del flujo de agua. Sin embargo, es importante mencionar este valor de factor de seguridad queda sobreestimado cuando se hace uso de la hipótesis de la ley de fluencia asociada tanto bajo un criterio de rotura lineal, como bajo un criterio de rotura no lineal.

Por lo anterior, en este trabajo se hace la evaluación de la estabilidad del talud considerando diferentes pendientes, así como bermas para disminuir el potencial círculo de falla e incluso la determinación de soporte mediante anclajes de fricción. En esta investigación se presentan los resultados de pruebas de laboratorio llevadas a cabo en finalidad de establecer diferencias entre sus comportamientos.

Finalmente, a través del uso de modelos numéricos, enfocados a reproducir los desplazamientos del macizo rocoso, se presenta gráficamente la variación de las deformaciones obtenidas a partir de cada una de las propuestas de estabilización planteadas; permitiéndonos con ello el generar las conclusiones generales y particulares del caso expuesto.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de infraestructura carretera representa un eje vertical en el desarrollo de la sociedad, se presenta como un recurso imprescindible para la economía y el bienestar social. Los cortes

carreteros que forman parte de esta infraestructura, así como los análisis de estabilidad toman una importancia de primer orden en las obras ingenieriles. Los factores asociados a la inestabilidad de cortes carreteros son: la geometría del corte, la geomorfología local y regional, la litología y las propiedades de esta, las estructuras, las características de las discontinuidades Ref. [7].

Previo a la etapa de construcción de la autopista en estudio, se ejecutó una campaña para la revisión y evaluación de la estabilidad de todos los taludes que lo conforman Ref. [4],en donde resalto la relevancia de la existencia del mecanismo de falla de tipo Circular y No Circular que varios cortes presentaron, este último por las características y condiciones de los materiales, principalmente del macizo rocoso; presentándose la problemática en la determinación de los parámetros de resistencia.

La funcionalidad de los criterios o modelos constitutivos existentes dentro de la Geotecnia y que son aplicables en campo, dentro de ellos los empleados en este trabajo; Barton y Bandis, y Hoek-Brown, fueron los que mejor se adecuaron a las solicitaciones exigidas para la simulación de las condiciones reales del corte, presentándose las mejores aproximaciones de resultados en cada uno de los criterios utilizados.

2. GENERALIDADES DEL SITIO Y DEL PROYECTO

2.1. ANTECEDENTES

El estado de Oaxaca, al sureste de la República Mexicana con 93,952 Km² de superficie Ref. [10] ocupa el quinto lugar respecto a su extensión territorial, es uno de los estados con mayor actividad turística y comercial, esta última relacionada en gran medida por la presencia de puertos comerciales como el de Salina Cruz.

La construcción de la Autopista Mitla-Tehuantepec inició en 1999, proyectada con 288 kilómetros que unirán la Ciudad de Oaxaca capital con el Istmo de Tehuantepec y el puerto de Salina Cruz, reduciendo a la mitad el tiempo de traslado entre ambos puntos. La Autopista se encuentra sobre el margen del Río Tehuantepec que consta de 240 km de longitud. En el tramo Santa María Albarradas-Santiago Lachiguiri que se encuentra actualmente en construcción se han detectado cortes con susceptibilidad a falla que requieren un análisis de estabilidad para dictaminar los tratamientos necesarios para el correcto funcionamiento de la Autopista.

2.2. LOCALIZACIÓN DEL SITIO

La zona de estudio se ubica al sureste del estado de Oaxaca, en las coordenadas 16°42'36.99"N, 95°41'53.71"O a 371 m.s.n.m., dentro del municipio de Nejapa de Madero, entre las poblaciones de Agua Blanca y San Juan Lachixila. Ver Fig. 1.

Se encuentra en la provincia fisiográfica de la Sierra Madre del Sur que se extiende desde Punta Mita en Nayarit hasta el Istmo de Tehuantepec en Oaxaca, es considerada la región más compleja y menos conocida de México, debido a que sus rasgos son consecuencia de la interacción de la Placa Norteamericana con la Placa de Cocos Ref. [6]. De la misma manera corresponde a la subprovincia de Sierras Orientales que conforma los estados de Puebla, Veracruz, hasta las proximidades de Santo Domingo Tehuantepec en Oaxaca. Ref. [11], la parte sur de esta subprovincia está orientada en conformidad con los lineamientos principales de la Sierra Madre del Sur. Ver Fig. 2.



Figura 1. Localización del proyecto.



Figura 2. Características fisiográficas de la zona de estudio.

2.3. CARACTERÍSTICAS DEL CORTE

El corte tiene una longitud de 260 m, del Km 149+860 al Km 150+100, presenta una altura máxima de 50 m aproximadamente en el cadenamiento del Km 149+920, la inclinación del corte en la sección de proyecto no objetada corresponde a 63°, a partir del Km 149+950 el corte tiene un cambio de altura donde el promedio es de 10 m a 12 m. Ver Fig. 3.



Figura 3. Mosaico del corte en estudio.

3. GEOLOGÍA

3.1 GEOLOGÍA REGIONAL DE LA ZONA DE ESTUDIO

La geología representativa del área de estudio se caracteriza principalmente por un evento volcánico y otro magmático; el primero consiste, de manera particular, en depósitos piroclásticos riolíticoandesíticos de toba andesítica-dacítica, andesita, brecha volcánica y caliza lacustre de la Formación Laollaga, distribuida en porciones noroccidentales a suroccidentales Ref. [17] como lo ilustra la Fig. 4. El evento magmático consiste en cuerpos intrusivos de composición granítica y granodiorítica, expuestos en porciones noroccidentales a suroccidentales, occidentales y en el sur, igualmente, consiste en pórfidos dacíticos, andesíticos y cuarzolíticos del Mioceno, que afloran en pequeños cuerpos semicirculares, esta litología se encuentra de manera predominante en el área de estudio Ref. [18].



Figura 4. Mapa geológico de la zona de estudio.

3.2 GEOLOGÍA LOCAL DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona en la cual se encuentra situado el corte está conformada por la Formación Laollaga, se observa un macizo rocoso de origen ígneo, composición andesítica y textura porfidica, presenta zonas con un alto grado de fracturamiento y zonas donde se presenta con una estructura predominantemente masiva. La unidad que le sobre yace corresponde a un depósito compuesto por suelo residual que contiene fragmentos de la roca madre y una matriz arenosa. Ver Fig. 5.



Figura 5. Delimitación geológica de la zona de estudio.

El levantamiento geológico de campo reflejó la alta susceptibilidad a falla rotacional; el material derrumbado al pie del corte alcanzó registros de hasta 6 metros de altura promedio por 3 metros de

profundidad. La calidad del macizo rocoso es mala predominantemente en la zona de mayor altura donde se encuentra la Andesita altamente alterada a suelo residual. Ver Fig. 6.



Figura 6. Zona altamente susceptible a falla.

4. DATOS GEOTÉCNICOS NECESARIOS PARA EL DESARROLLO DE LOS ANÁLISIS O MODELO GEOLÓGICO-GEOFÍSICO-GEOTÉCNICO

Con la finalidad de realizar un modelo geológico-geofísico-geotécnico se realizaron estudios de exploración geofísica que alcanzaron profundidades máximas de prospección del orden de 20 a 30 m en los tendidos sobre la corona del talud y entre 9 a 15 m en la cara del talud; se realizaron cuatro tendidos TRS para obtener información en el sitio de estudio. La interpretación se realizó a través de gráficas en donde se analizan los contrastes de velocidad sísmica aparentes, las cuales corresponden a las condiciones naturales de los materiales del subsuelo, posteriormente se obtuvieron las velocidades reales y los espesores de cada una de las capas detectadas para formar un modelo Geosísmico del sitio Ref. [12]. Ver Fig. 7.



Figura 7. Secciones de los TRS en la corona del corte (TRS-23, TRS-25), sobre la cara del corte (TRS-24, TRS-26).

El TRS-23 se colocó en la zona con mayor susceptibilidad a falla, dicho tendido arrojó valores que confirmar la existencia de material relajado a lo largo del corte, de la misma manera, como se puede observar de las secciones, las velocidades sísmicas corresponden a materiales muy alterados, dato que se tomará en consideración para la propuesta de estabilización del corte. Adicional a los estudios previamente comentados, se realizaron estudios de fotogeología Ref. [19], donde se observa la geomorfología de la zona del corte; como lo ilustra la Figura 8, la zona presenta fallas circulares previas, de la misma manera se observan rasgos de posibles fallas próximas.



Figura 8. Fotogeología del corte. Se observa el corte (amarillo) y la susceptibilidad a falla rotacional (rojo).

5. ANÁLISIS Y ESTABILIDAD DEL TALUD, DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD

Para determinar los factores de seguridad de estabilidad del talud en condiciones actuales se realizaron análisis de resistencia al esfuerzo cortante (falla rotacional) y análisis estructural.

5.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A partir de un análisis estereográfico y de las observaciones físicas realizadas in situ para verificar las condiciones de alteración y las características de las discontinuidades, se verificó el potencial mecanismo de falla que pudiera presentarse en el talud, principalmente en las zonas de afloramiento del macizo rocoso alterado. En el estereograma se indica el rumbo azimutal de la máxima inclinación de la cara del talud y el rumbo y dirección azimutal de las discontinuidades existentes como se observa en la Figura 9.



Identificados los diferentes bloques que presentaron posibilidades cinemáticas de movimiento, esto con ayuda de estereograma, se procedió a realizar el análisis en condiciones de equilibrio limite, haciendo uso del análisis cinemático por estereografía, el cual nos permite analizar la estabilidad del

terreno por deslizamiento a través de sus debilidades estructurales, ya sean fracturas, planos de estratificación, planos de flujos y fallas existentes. Con este método se analizan los modos de falla del modelo geológico que son las fallas estructurales por cuñas, volteo y planar. Para llevar a cabo este análisis, además de los datos conocidos de las orientaciones de las discontinuidades se hizo uso del ángulo de fricción estimado con el programa RocData, haciendo uso del criterio de Barton-Bandis Ref. [1]; los valores obtenidos del ángulo de fricción fueron de 45° para la andesita y de 46° para la andesita oxidada.



Figura 10. Análisis cinemático.

Los mecanismos más probables de falla por mecanismo estructural de falla plana pueden presentarse en la zona fracturada por un plano de deslizamiento que tiene un rumbo azimutal de dirección del echado y echado de 193°/62° el cual tiene una dirección del echado similar a la del corte. También se aprecia el mecanismo de falla en cuña formado por las combinaciones de las familias con orientación de rumbo de echado y echado de 193°/62° y 289°/740°, así como las familias 129°/50° y 289°/40°.

La sección de análisis fue la del Km 150+030, debido a que en este cadenamiento aflora el macizo rocoso con una altura de 12 m, aproximadamente. El dimensionamiento del bloque máximo se hizo a partir del reconocimiento en campo el cual ronda en los 0.8 m para ambos mecanismos. Para llevar a cabo los análisis pertinentes, se hizo uso de los softwares Swedge Ref. [13] y RocPlane Ref. [14] de Rocscience, versión 4.0 y 2.0 respectivamente. La Figura 11 muestra la zona del macizo rocoso, así como la geometría de los bloques analizados.



Figura 11. Zona donde aflora el macizo rocoso y la geometría de los bloques analizados por mecanismos de falla estructural.

Finalmente, las condiciones del análisis de equilibrio limite se realizaron para las condiciones estáticas, dinámicas y saturada, esta última evaluada al 50%. En la Tabla 1 se observan los resultados obtenidos.

| Tipo | Cara | Hombro | | Fractura | ı o falla | FS sin soporte | | | |
|-------------|-----------|--------------|----------|---------------|---------------|----------------|----------|----------|--|
| de falla | del talud | del talud | Familias | Familia F1 | Familia F2 | Estático | Dinámico | Saturado | |
| Cuão | 2100/620 | 2100/50 | F1-F3 | 193°/62° | 289°/40° | 1.6 | 1.3 | 1.4 | |
| Cuna | 210/05 | 210 /3 | F2-F3 | 129°/50° | 289°/40° | 8.1 | 4.6 | 7.7 | |
| Plana | 210°/63° | 220°/5° | F1 | 193° | /62° | 0.5 | 0.4 | 0.0 | |

Tabla 1. Resultados del análisis por mecanismo estructural.

5.2 ANÁLISIS POR FALLA ROTACIONAL

Derivado del fracturamiento del macizo rocoso del talud, y que además se localiza una zona de depósito de talud, para realizar el análisis se consideró una masa homogénea que falla de forma rotacional circular y no circular; la primera para la zona del depósito de talud y la segunda para el macizo rocoso fracturado. Para llevar a cabo los análisis, se hizo uso del software Slide 6.0 Ref. [16], utilizando el método de Bishop simplificado para la condición estática, dinámica (Cs = 0.13) y saturada; además de hacer uso de la herramienta Simulated Annealing, con la condición de falla de tipo No Circular con el cual se procedió a determinar la superficie de falla correspondiente al contacto del suelo, depósito de talud, así como de la roca andesítica, calibrando a la par los parámetros Geomecánicos de ambas unidades.

Las secciones utilizadas para realizar el análisis de estabilidad corresponden a las obtenidas en el desarrollo de la geología de detalle y la exploración indirecta a través de la geofísica realizada en el sitio; estas secciones son las siguientes:

- Km 149+920, debido a que corresponde a la sección de mayor altura del corte y parte central de la zona donde se observa la existencia de Falla Rotacional.
- Km 149+960 debido a que, en esta, el depósito de talud se encuentra por debajo de la roca alterada a suelo residual, dando pie a la posibilidad de falla circular.



Figura 12. Zonas donde se realizó el análisis por falla rotacional.

Definido el modelo numérico y las secciones de análisis, la metodología seguida consistió en modelar ambas secciones bajo las 3 condiciones de fuerzas actuantes para obtener el factor de seguridad del talud, considerando, además, el evaluar la falla Circular desde la corona del talud hasta el pie de este. La Figura 13 muestra el análisis realizado para la determinación del factor de seguridad bajo las tres diferentes condiciones de fuerzas actuantes, estático, dinámico y saturado.

De los resultados obtenidos puede concluirse que el talud resulta ser inestable ante las condiciones estudiadas, y para las dos secciones analizadas. Tanto por los análisis realizados como por las condiciones propias de los materiales previamente consideradas y principalmente por el grado de alteración y por el tamaño de bloques, el talud presenta problemas de desprendimientos importantes de material, los cuales por su tamaño y trayectoria de impacto llegan a afectar a la vialidad como se

pudo observar en el levantamiento de campo, donde los bloques inestables llegaban al otro extremo del corte en cajón, poniendo en riesgo tanto a los usuarios como a la propia calzada. En la Tabla 2 se observan los resultados obtenidos.



Figura 13. Análisis por mecanismo de falla rotacional para diferentes condiciones.

| Saaaifa | Ángulo Sección del | | Factor de seguridad | | | | | |
|---------------|-----------------------|-----|---------------------|----------|----------|--|--|--|
| Sección | talud | [m] | Estático | Dinámico | Saturado | | | |
| Km | 63° | 4 | | | | | | |
| 149+920 | 63° | 10 | 0.7 | | | | | |
| | 53° | 4 | | 0.6 | 0.7 | | | |
| | 53° | 10 | | | | | | |
| | 53°* | 5* | | | | | | |
| Km 149+960 | 53°* | 5* | 1.0 | 0.8 | 0.9 | | | |

*: Adicional a la berma llevan una plataforma de 15 m **Tabla 2**. Resultados del análisis por mecanismo por falla rotacional.

6. EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD CONSIDERANDO ABATIMIENTO

Como se ha mencionado en los capítulos anteriores, el talud presento un alto riesgo de falla derivado de la geomorfología de la zona, así como del grado de alteración de las litologías presentes. Por esta

razón se consideró una propuesta que consiste en la combinación de soluciones; en primer lugar, el abatimiento acompañado de bermas, para posteriormente incrementar su seguridad a través de anclajes.

6.1 ANÁLISIS CONSIDERANDO BERMAS

Para lograr la estabilidad del talud, se evaluaron diferentes opciones de abatimiento combinados con bermas, siendo la primera opción la pendiente del talud a 63° y la implementación de bermas de 4 metros; como segunda opción con una pendiente de 53° y bermas de 4 metros. Las siguientes Figuras muestran el análisis correspondiente para cada una de las pendientes analizadas con la determinación del factor de seguridad.



Figura 14. Falla rotacional considerando el abatimiento de 63° y bermas de 4 m bajo las condiciones de fuerzas actuantes en la sección Km 149+920.



Figura 15. Falla rotacional considerando el abatimiento de 53° y bermas de 4 m bajo las condiciones de fuerzas actuantes en la sección Km 149+920.

6.2. ANÁLISIS CONSIDERANDO COMBINACIÓN DE TRATAMIENTOS

Debido al grado de inestabilidad del talud se considera la combinación de resultados por lo que también se analizó el abatimiento a 53° (0.75:1) y bermas de 5 metros con una plataforma de 15

metros. La Figura 16 muestra el análisis de estabilidad considerando abatimiento de 53° y la construcción de bermas. Como se puede observar, esta combinación de resultados incrementa considerablemente la estabilidad del talud, a pesar de ello, los F.S. se encuentran al límite de lo permitido en el caso de condición dinámica por lo que se consideró evaluar más soluciones.



Figura 16. Falla rotacional considerando el abatimiento de 53° y bermas de 4 m con una plataforma de 15 m y bajo condiciones dinámicas (Sección Km 149+920).

Por lo anterior, se analizó la estabilidad del talud considerando el abatimiento a 53°, plataforma de 15 metros, bermas de 5 metros y soporte con anclaje; la Figura 17 muestra los resultados obtenidos.



Figura 17. Falla rotacional considerando el abatimiento de 53°, bermas de 4 m, plataforma de 15 m y soporte mediante anclaje bajo las condiciones de fuerzas actuantes (Sección Km 149+920).

7. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En la Tabla 3 se muestran los valores obtenidos para cada una de las evaluaciones con tratamientos y soportes realizados. De las opciones de abatimientos y anchos de bermas analizadas, la mejor solución es el abatimiento a 53° con una plataforma de 15 m de ancho en la elevación 350 m.s.n.m. seguido de bancos de 10 metros de alturas con 5 metros de berma.

Posteriormente se realizará la colocación de 7 hileras de anclajes de 15 m de profundidad con patrón de 3 x 3 m (H: V), esto desde el pie del talud hasta la elevación 350 m.s.n.m., o bien, del pie del talud a la primera plataforma, seguidos de 4 hileras de anclajes de 12 metros de profundidad y mismo patrón de anclaje de 3 x 3 m (H: V) a partir de la elevación 350.5 m.s.n.m. a la 360 m.s.n.m.

Una vez propuesto el abatimiento del talud, se realizó la revisión estructural considerando el nuevo ángulo de inclinación, en el cual el bloque inestable por falla planar se logra eliminar debido a que se requiere que el ángulo de inclinación del talud sea mayor al ángulo de inclinación de la familia por analizar, condición que debido al abatimiento no se cumple. Para el caso de mecanismo de falla por cuña, los bloques aumentan su estabilidad debido a que la línea de intersección entre familias disminuye.

| | Pend. | | | FS | s con abatimi | ento | FS con | abatimiento | y soporte |
|---------|-------|-------|---------|-----------|---------------|-----------|-----------|-------------|-----------|
| Sección | talud | Berma | Falla | Estático | Dinámico | Saturado | Estático | Dinámico | Saturado |
| Km | 63° | 4 | Local | 1.3 a 1.5 | 1.0 a 1.3 | 1.1 a 1.4 | | | |
| 149+920 | | | General | 1.1 | 0.9 | 1.0 | | | |
| | 63° | 10 | Local | 1.2 a 1.3 | 1.0 a 1.2 | 1.0 a 1.2 | | | |
| | | | General | 1.2 | 1.0 | 1.1 | | | |
| | 53° | 4 | Local | 1.6 a 1.7 | 1.3 a 1.5 | 1.1 a 1.3 | | | |
| | | | General | 1.1 | 0.9 | 0.9 | | | |
| | 53° | 10 | Local | 1.2 a 1.7 | 1.1 a 1.5 | 1.1 a 1.6 | | | |
| | | | General | 1.3 | 1.1 | 1.2 | | | |
| | 53°* | 5* | Local | 1.4 a 1.8 | 1.2 a 1.6 | 1.3 a 1.7 | 1.8 a 2.6 | 1.5 a 2.3 | 1.6 a 2.5 |
| | | | Banco | 1.5 a 1.7 | 1.3 a 1.4 | 1.4 a 1.6 | 1.7 a 2.0 | 1.4 a 1.6 | 1.6 a 1.9 |
| | | | General | 1.5 | 1.2 | 1.4 | 1.5 | 1.2 | 1.4 |
| Km | 53°* | 5* | Local | 2.4 a 2.8 | 2.0 a 2.4 | 2.2 a 2.7 | | | |
| 149+960 | | | Banco | 1.8 | 1.5 | 1.6 | | | |
| | | | General | 1.7 | 1.4 | 1.6 | | | |

*: Adicional a la berma llevan una plataforma de 15 m

|--|

8. EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS Y CON EL USO DEL SSR

8.1. GENERALIDADES

En este Capítulo se realizará el análisis para la revisión del factor de seguridad FS del talud con los parámetros de resistencia obtenidos en laboratorio. Esta revisión se hará mediante el uso del método del *Shear Strength Reduction (SSR)* y bajo el criterio de Hoek-Brown.

El método *Shear Strength Reduction (reducción de resistencia al corte)* ó *SSR* por sus siglas en inglés, es un método de análisis en donde se va reduciendo progresivamente los parámetros de resistencia al corte del material a través de un factor de reducción (FR) hasta provocar la ruptura del talud. El factor de seguridad es establecido cuando el *Strength Reduction Factor* ó *SFR* es crítico, es decir, para grandes incrementos de los desplazamientos de un punto corresponden pequeñas variaciones del SFR (*Naylor, 1982*). Con este método, el factor de seguridad de un talud se puede calcular con un modelo numérico, bien de elementos finitos o de diferencias finitas.

Dentro de los cálculos elastoplástico existen dos técnicas para la evaluación del grado de estabilidad del talud, la primera y de mayor uso, es la que valora la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes (método de equilibrio limite), y la segunda es en donde se mantiene fija la resistencia del terreno y se aumenta gradualmente las cargas gravitatorias hasta que se produzca la ruptura.
Sin embargo, por las condiciones y consideraciones del problema, esta técnica no es la más adecuada para poder realizar la revisión del factor de seguridad. Esto debido a que en los métodos de equilibrio limite se considera una única superficie de falla y que la ruptura se produce como un cuerpo rígido que se mueve solidariamente. Debido a esto, el factor de seguridad es el mismo a lo largo de la superficie, y además esto no garantiza que se produzca el colapso, sobre todo en los taludes de roca de gran altura.

Con el uso de los métodos esfuerzo-deformación (FEM), se define un factor reductor de la resistencia, hasta llevar al talud a una situación inestable, Ref [5].

8.2. MODELADO NUMÉRICO

Para realizar el modelado, en esta fase de análisis, se hizo uso del software *Phase2 8.0*, en donde la principal ventaja del software es el modelado de los estados de esfuerzos iniciales, en donde se consideró una relación inicial de esfuerzos 1:1, además de ser del tipo gravitacional. Adicional a ello, en esta fase de análisis se hizo uso de un modelo elástico-plástico perfecto (MEPP) para encontrar así las distintas zonas de plastificación y obtener nuestra superficie de ruptura. La etapa en donde se encontró la superficie de ruptura es aquella en donde se pasa de una situación estable definida por desplazamientos, a una situación inestable donde no se alcanzaba la convergencia.

El uso del SSR al problema para la revisión del factor de seguridad se hace debido a que por el modelo empleado (criterio de ruptura no lineal) es la que mejor define un FS frente a la ruptura.

Es importante señalar que dentro del cálculo del factor de seguridad no se consideraron condicionantes externos, tales como la infiltración, sismicidad, alteración y erosión.

8.3. DESARROLLO DEL MODELADO NUMÉRICO

Establecido todas las condiciones para el análisis, dentro de ellas las propiedades de los materiales, los resultados obtenidos del modelado muestran primeramente la etapa anterior de la formación de la superficie de ruptura (Fig. 18a) y posteriormente la figura de la etapa en donde se observa la superficie de ruptura (Fig. 18b).

A parte de presentar la superficie de ruptura, también se presenta los desplazamientos horizontales, así como los desplazamientos totales.



Figura 18a y 18b. Deformación por cortante antes y durante la etapa de formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920).

En las Fig. 19a y Fig. 19b se observan los desplazamientos horizontales durante ambas etapas, en ella se observa la malla deformada y los vectores de desplazamientos.



Figura 19a y 19b. Desplazamientos horizontales antes y durante la etapa de la formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920).

Las Fig. 20a y Fig. 20b muestran los desplazamientos totales obtenidos durante la etapa previa a la formación de la superficie de ruptura y durante la formación de esta; al igual se muestra la malla deformada, así como los vectores de desplazamientos.



Figura 20a y 20b. Desplazamientos totales antes y durante la formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920).

El *Strength Reduction Factor* usado en el talud reprodujo las condiciones de inestabilidad globales que el corte pudiera presentar, esto considerando todas las condiciones preexistentes del talud, haciendo que a diferencia del método de equilibrio limite se reprodujeran las condiciones reales de deslizamiento.

Los valores de desplazamientos horizontales y totales durante la etapa de ruptura fueron de 0.162 cm y 0.21 cm respectivamente. Finalmente, el factor de seguridad general del talud resulta ser de FS = 0.94.

8.4. MODELADO NUMÉRICO CON TRATAMIENTOS Y SOPORTES

Al igual que con la condición de análisis de equilibrio limite, para este caso se realizó el modelamiento considerando las bermas y anclajes recomendados, aplicando además el *Strength Reduction Factor* para la determinación del factor de seguridad.

El factor de seguridad considerando los tratamientos y soportes resulto de FS = 2.59. Las Figs. 21 a 23 muestran la deformación por cortante, desplazamientos horizontales y totales durante la formación de la etapa de la superficie de ruptura.



Figura 21. Deformación por cortante considerando tratamientos y soporte durante la etapa de formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920).



Figura 22. Desplazamientos horizontales considerando tratamientos y soporte durante la etapa de la formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920). Figura 23. Desplazamientos totales considerando tratamientos y soporte durante la formación de la superficie de ruptura (Sección Km 149+920).

9. CONCLUSIONES

- El uso de un modelo elástico con un criterio de rotura no lineal fue el más adecuado en la determinación del círculo de falla rotacional, ya que los valores de los factores de seguridad que se obtuvieron corresponden con las condiciones reales del talud. Esto aunado a la aplicación de la herramienta Simulated Annealing, con la condición de falla de tipo No Circular que nos permitió delimitar la superficie de falla correspondiente al contacto del suelo, depósito de talud, así como de la roca andesítica; que además también nos permitió la calibración de los parámetros Geomecánicos.
- La aplicación por sí sola del programa Slide nos permite evaluar diferentes condiciones de tratamientos y soportes, los cuales, en conjunto con la estabilidad misma del talud, nos permite considerar la mejor decisión para la etapa de construcción.
- Los parámetros de la masa de roca definidos corresponden con el criterio de Hoek-Brown Ref. [15], cuyas variables más importantes conciernen a la resistencia a la compresión simple y la constante *m_i* para roca intacta, para así hacer uso de él. Por ello el uso de los diferentes criterios en la determinación de las propiedades de resistencia mecánica de las unidades litológicas y/o discontinuidades (Barton y Bandis) van limitados a la problemática y condiciones de proyecto, en donde los resultados obtenidos presentan la mayor proximidad a las condiciones reales del problema.
- Las revisiones post construcción permiten la validación de las decisiones tomadas en campo generando así un bagaje técnico invaluable, el cual apoyará en la toma de decisiones venidera

en cualquier proyecto, donde las incertidumbres pueden ocasionar desvíos en la conceptualización, análisis y determinación definitiva de actividades importantísimas como son la evaluación de la estabilidad en obras de esta magnitud. Con respecto al análisis estructural y principalmente el análisis cinemático, la generación de bloques potencialmente inestables resultaron estables para el mecanismo de falla en cuña, no así para el de falla planar.

- El uso de un software, en este caso del software *Phase2 5.0 (Rocscience Inc.)* nos permitió realizar modelos elastoplásticos durante la revisión del factor de seguridad, además de hacer uso de un criterio no lineal de esfuerzo-deformación (Hoek-Brown). Asimismo, este programa computacional nos permitió realizar el análisis de reducción de parámetros de resistencia para poder obtener el factor de seguridad y establecer así si el Vertedor era o no estable.
- El uso del SSR para la determinación del factor de seguridad de taludes, resulta ser una técnica factible ya que nos permite calcular el factor de seguridad mediante modelos numéricos, que toman en cuenta la geometría, modelos constitutivos, etapas o fases de cálculo, etc. Además de que en problemas muy complejos, como fue el caso presentado en este problema, las herramientas tradicionales de cálculo de equilibrio límite llegan en cierto punto a quedar limitadas, esto debido a que la superficie de ruptura en métodos de equilibrio límite no resulta ser realmente la más crítica.

REFERENCIAS

- [1] Barton, Nick; Bandis, S. *Technical note: some effects of scale on the shear strength of joints*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 17, 1980, p. 69-73.
- [2] Bieniawski, Determining rock mass deformability experiences from cases histories, International Journal of Rock Mechanics and Minning, Abstr.15;2018. 237-147.
- [3] Celada B et al., Development of a new calibration and interpretation procedure of pressuremeter test to obtain elastic parameter. The pressuremeter and its new avenues. Ed Balkema, 1995, 265-272.
- [4] CFE-IIE, Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo. México, 1993.
- [5] Duncan, J. M. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. Journal of Geotechnical engineering, 122(7), 1996, 577-596.
- [6] Ferrusquía-Villafranca, I. Contribución al conocimiento Geológico de Oaxaca: El Área Laollaga-Lachivizá: México. Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Geología, Boletín, 111, 110.
- [7]González de Vallejo, Luis et al, Ingeniería Geológica, Madrid, Ed. Prentice Hall, 2004.
- [8] Herrera, I, Ecuaciones constitutivas de los suelos, IIUNAM, México.
- [9] Hoek, E., & Brown, E. T., *The Hoek–Brown failure criterion and GSI*, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11(3), 2019, 445-463.
- [10] Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), Prontuarios de Información geográfica, 2009.
- [11] Martínez-Serrano, R. G., Solís-Pichardo, G., Flores-Márquez, E. L., Macías-Romo, C., & Delgado-Durán, J. (2008). Geochemical and Sr-Nd isotopic characterization of the Miocene volcanic events in the Sierra Madre del Sur, central and southeastern Oaxaca, Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, 25(1), 1-20.
- [12] Rico, A., Del Castillo, H., La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol. 2, Ed. Limusa, México, 2006.
- [13] Rocscience, Swedge, "Probabilistic analysis of the geometry and stability of surface wedges". User's guide, 1991 2002.
- [14-] Rocscience RocPlane, "Planar sliding stability analysis for rock slopes". User's guide, 2001.
- [15] Rocscience, Swedge, "Probabilistic analysis of the geometry and stability of surface wedges". User's guide, 1991 2002.
- [16] Rocscience *Slide, "Equilibrium slope stability"*. User's guide, 2002.
- [17] Servicio Geológico Mexicano (SGM), Cartas Geológica-Minera Santiago Lachiguiri E15-C62., México, 2007.
- [18] Servicio Geológico Mexicano (SGM), Cartas Geológica-Minera Juchitán E14-12., México, 2007.
- [19] Silva R. G., *Manual para el Trabajo Geológico de Campo*, DGAPA. UNAM, PROYECTO PAPIME PE-101909, Facultad de Ingeniería, 2011.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y SIMULACIONES DE DESPRENDIMIENTOS EN CANTERAS A PARTIR DE MODELOS 3D OBTENIDOS CON VUELOS DE DRON.

Roger RUIZ-CARULLA (1), Eduard CÁMARA-ZAPATA (2) y Joan MARTÍNEZ-BOFILL (3)

 (1) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
 Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

Consultoría de Ingeniería SOROdron SL roger.ruizcarulla@sorodron.com

(2) Departamento de Ingeniería Minera, Industrial y TIC Escuela Politécnica Superior de Ingeniería de Manresa Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) eduardo.camara@upc.edu

 (3) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
 Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
 &
 Consultoría de Ingeniería GEOMAR SL

martinezbofill@geomar.cat

RESUMEN

Se presentan dos casos en canteras donde se trabaja a partir de un modelo 3D del terreno obtenido mediante la reconstrucción fotogramétrica con dron. El primer caso se centra en la delimitación detallada de una masa rocosa inestable y se comparan los resultados de análisis de estabilidad realizados con cuatro metodologías: test cinemático, equilibrio límite mediante el programa RocPlane y equilibrio límite con métodos numéricos en 2D y 3D mediante los programas Slide2D y Slide3D, todos ellos de Rocscience. Se comparan los resultados obtenidos considerando distintos valores de cohesión y ángulo de fricción obtenidos de ensayos de laboratorio sobre el plano de deslizamiento y se debate sobre las incertidumbres que controlan la estabilidad como la presencia de agua y la cohesión. El segundo caso muestra el estudio de una propuesta de geometría futura de taludes muy verticales en una cantera. Se analiza, por un lado, la estabilidad de la geometría futura propuesta y se contrasta con las roturas existentes y, por otro lado, se comparan simulaciones de desprendimientos con la geometría actual y con la propuesta. Se utiliza el programa RockGIS desarrollado en la UPC que permite realizar simulaciones de desprendimientos en 3D y considerando el fenómeno de la fragmentación. Se debate sobre las ventajas e inconvenientes de la geometría propuesta en relación a la estabilidad de los taludes y del riesgo asociado a los desprendimientos. Los dos casos muestran el potencial de realizar un vuelo dron y trabajar a partir de un modelo 3D detallado de la cantera: la caracterización del patrón de discontinuidades de forma masiva, la caracterización de los mecanismos de rotura, la delimitación de volúmenes potencialmente inestable, la definición de la geometría necesaria para realizar análisis de estabilidad en 2D y 3D, así como el escenario donde realizar simulaciones de desprendimientos 3D.

1. INTRODUCCIÓN

En esta comunicación se pretende mostrar dos casos de aplicación de los vuelos de dron y la reconstrucción fotogramétrica en canteras para el análisis de estabilidad de masas potencialmente inestables y para el estudio de propagación de desprendimientos rocosos. Los dos casos muestran el potencial de realizar un vuelo dron y trabajar a partir de un modelo 3D detallado de la cantera: la caracterización del patrón de discontinuidades de forma masiva, la caracterización de los mecanismos de rotura, la delimitación de volúmenes potencialmente inestable, la definición de la geometría necesaria para realizar análisis de estabilidad en 2D y 3D, así como el escenario donde realizar simulaciones de desprendimientos 3D.

En ambos casos expuestos, se realizan un conjunto de trabajos de campo y de gabinete que constan de: 1) planificación del vuelo de dron programado, 2) medida en campo de un conjunto de puntos de control con GPS-RTK, 3) toma de muestras y ensayos de laboratorio, 4) ejecución de los vuelos de dron programados con la adquisición regular de fotografías cenitales y oblicuas, 5) procesado fotogramétrico para la obtención de una nube de puntos 3D, 6) caracterización del patrón de discontinuidades a partir de la nube de puntos 3D, 7) identificación de los mecanismos de rotura mediante test cinemáticos, 8) delimitación de volúmenes potencialmente inestables y 9) análisis de estabilidad mediante métodos de equilibrio límite. Finalmente, también se realizan otros análisis de estabilidad como la utilización del programa Slide2D y Slide3D o el análisis de propagación de desprendimientos rocosos mediante el programa RockGIS. Este último es un código desarrollado en la UPC (Matas G, 2020) capaz de reproducir el fenómeno de la fragmentación en desprendimientos rocosos utilizando un modelo de fragmentación fractal (Ruiz-Carulla R, 2018). En este flujo de trabajos se utiliza un GPS-RTK, un dron de la marca DJI modelo INSPIRE 2 con la cámara X5S, el programa Litchi para la programación del vuelo dron, el programa Agisoft Metashape para la reconstrucción fotogramétrica, el programa de análisis CloudCompare para la caracterización del patrón de discontinuidades, los programas de la empresa Rocscience (Dips, Rocplane, Swedge, Slide2D y Slide3D) para los análisis de estabilidad, y el simulador de propagación de desprendimientos RockGIS, así como los servicios de ensayos de laboratorio de GEOMAR SL.

2. CASO 1: DELIMITACIÓN VOLÚMEN INESTABLE Y ANALISIS DE ESTABILIDAD

El primer caso es el de una rotura de unos 50.000 m³ en una cantera a través de un liso de grandes dimensiones que deja a su lado una masa inestable que preocupa a los gestores de la explotación, que solicitan una delimitación detallada del volumen potencialmente inestable y de su estado de estabilidad para delimitar una zona de seguridad y gestionar las actuaciones a realizar. La siguiente fotografía muestra el plano de rotura antecedente y los dos planos que preocupaban.



Figura 1: Fotografía del liso sobre el que deslizo la rotura antecedente (naranja) y de los planos de interés (rojos).

A partir del vuelo de dron y la reconstrucción fotogramétrica, se trabaja con una nube de puntos 3D que permite la caracterización de la superficie de deslizamiento planar de la rotura antecedente, así como su delimitación hacia la masa rocosa adyacente aún presente en el macizo. La siguiente figura muestra la masa rocosa potencialmente inestable delimitada por el plano de deslizamiento que define un volumen de 56.000m³. También se identifica un plano superior de estratificación paralelo al utilizado para deslizar la rotura antecedente, y que delimita un volumen menor de 16.500 m³ que se encuentra en las mismas circunstancias, por lo menos en relación a su disposición geométrica. Esta información es de gran valor para los gestores de la actividad extractiva ya que había cierta incertidumbre de por dónde pasaba la superficie de rotura en la parte del macizo que no había roto. La delimitación de la masa rocosa que queda por encima del liso de deslizamiento se utilizó para elaborar la cartografía que se muestra en la siguiente figura donde se realizó un replanteo de los puntos amarillos para trazar una zona de seguridad a 10 metros de la superficie del liso, ya que in situ no se identifica por los rellenos de material sueltos que cubren los bancos y plazas de las canteras.



Figura 2: Izquierda: Modelo 3D de la cantera, del plano de deslizamiento y del volumen potencialmente inestable representado por distancia al plano de deslizamiento. Derecha: cartografía de delimitación del volumen potencialmente inestable, el perímetro del volumen menor definido por un plano de estratificación superior al deslizamiento antecedente, y línea de seguridad trazada a 10 metros del liso.

Para el análisis de estabilidad se considera oportuno emplear cuatro métodos distintos y comparar los resultados: utilizando el test cinemático de Markland implementado en el programa Dips, el método de equilibrio límite mediante el programa RocPlane y equilibrio límite con métodos numéricos en 2D y 3D mediante los programas Slide2D y Slide3D, todos ellos de Rocscience. El programa Rocplane permite realizar fácilmente un análisis de sensibilidad paramétrica sobre el ángulo de fricción y las presiones de agua, y en el Slide2D y 3D se impone una geometría de alta resolución que proviene del modelo digital de elevaciones de 10 cm/px de resolución obtenido a partir del vuelo de dron.



Figura 3: Métodos utilizados para el análisis de estabilidad: Test de Markland, Rocplane, Slide2D y Slide3D.

Para los análisis de estabilidad se requieren la geometría y los parámetros de comportamiento geotécnico. Se utiliza un modelo conceptual los más simple posible, ya que se trata de un deslizamiento planar utilizando un plano de estratificación. Este plano contiene estrías que muestran lo que seguramente es un desplazamiento relativo debido a una flexión flexural del macizo, de modo que se puede considera que es un plano de estratificación que ha sido utilizado como falla para realizar un movimiento relativo entre estratos durante un plegamiento. En este escenario, se considera un modelo friccional de Mohr-Coulomb con la caracterización del plano mediante una cohesión y un ángulo de fricción. Se toman cinco muestras de la superficie de rotura antecedente y se les realiza ensayos de carga puntual, de corte directo sobre superficies existentes y superficies prefabricadas. En la siguiente figura se muestran las muestras ensayadas y se resumen los valores obtenidos. De la muestra M1 se considera que los valore son demasiados altos o demasiado bajos, mientras que los resultados de las muestras M2, M4 y M5 se consideran razonables y dentro del rango esperado.



Figura 4: Fotografía de las muestras tomadas y ensayadas en el laboratorio.

| ENSAYOS F | REALIZADOS | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
|--------------------|------------------------|------|------|------|------|------|
| CARGA PUNTUAL EN R | OCA (Mpa) | 4,30 | | 4,74 | | 4,43 |
| CORTE DIRECTO | Cohesión (Kg/cm²) | 0,16 | 0,14 | | 0,19 | |
| Junta preexistente | Ángulo de fricción(º) | 48,2 | 37,7 | | 33,9 | |
| CORTE DIRECTO | Cohesión (Kg/cm²) | 0,09 | | | | 0,04 |
| Junta prefabricada | Ángulo de fricción (°) | 31,9 | | | | 36,9 |

Tabla 1: Resultados de los ensayos de laboratorio.

La inclinación del plano de deslizamiento se mide con 260.000 puntos de la nube de puntos 3D (Figura 5) donde se calcula la pendiente en función de los puntos de alrededor, obteniendo un valor medio de la distribución de Gauss de 37,34 ° (con cohesión nula, sería el ángulo de fricción).



Figura 5: Vista 3D del plano de rotura antecedente y distribuciones gaussianas del valor de pendiente.

Si la cohesión fuera nula, es evidente que la estabilidad vendría dada por un ángulo de fricción mayor o menor de los 37,34° de inclinación del plano de deslizamiento, tal y como se observa en la Figura 6 (izquierda) donde se muestra un análisis de sensibilidad del factor de seguridad frente al ángulo de fricción considerando cohesión nula. En la Figura 6 (derecha) se muestra cómo se reduce el factor de seguridad a medida que se rellena el plano con agua ejerciendo presiones de agua, y en este caso considerando los resultados de laboratorio de la muestra M2, con 13 kPa de cohesión y 37,7° de ángulo de fricción, donde con un 35% de agua en el plano se obtiene el equilibrio estricto (FS=1).



Figura 6: Análisis de sensibilidad del factor de seguridad sobre el ángulo de fricción considerando una cohesión nula (izquierda) y sobre la cantidad de agua en el plano considerando los valores de la muestra M2 (derecha).

En la siguiente tabla se resumen los resultados obtenidos de los cuatro métodos empleados considerando los valores cohesión y ángulo de fricción de las muestras de laboratorio y también considerando cuatro escenarios teóricos. Se muestran dos valores ya que se analiza el volumen de 56.000 m³ (debajo) y el de 16.500 m³ (encima).

Se puede concluir que: 1) los factores de seguridad obtenidos son casi iguales independientemente del método utilizado; 2) la cohesión juega un papel fundamental en la estabilidad y su heterogeneidad espacial es la que controla la estabilidad, así como la presencia de agua que puede desencadenar la rotura con facilidad. En cualquier caso, la zona se debe considerar inestable y muy cercana a la rotura.

| Denémentares de la superfísie de noture | FS: | FS: | FS: | FS: | | |
|--|------------|----------|----------|----------|--|--|
| Parametros de la superfície de rotura | Markland | RocPlane | Slide 2D | Slide 3D | | |
| M1: $c=9$ KD2 $d=21.0$ (protabrigada) | Inostable | 0.885 | 0.898 | 0.937 | | |
| WII. C-8 KPa ϕ -31.5 (prejublicada) | mestable | 0.868 | 0.860 | 0.879 | | |
| MA: c=2 KP2 d=23 9 (preevisionte) | Inestable | 0.898 | 0.912 | 0.914 | | |
| with $c-2 \ RFa \psi = 33.5 \ (preexistence)$ | mestable | 0.893 | 0.892 | 0.898 | | |
| M5: $c=4$ KP2 $d=26.9$ (profabricada) | Inectable | 1.019 | 1.023 | 1.047 | | |
| $\psi_{13} = \psi_{13} = \psi$ | mestable | 1.010 | 1.003 | 1.017 | | |
| M2: $c=12$ KP2 $\phi=37.7$ (propyletente) | Estable | 1.126 | 1.152 | 1.208 | | |
| W_2 . C-15 KFa ψ -57.7 (preexistence) | LStable | 1.098 | 1.090 | 1.115 | | |
| Escenarios teóricos | | | | | | |
| Escenario teórico: c-13 KPa d-37 34 | Equilibrio | 1.113 | 1.000 | 1.195 | | |
| | Estricto | 1.084 | 1.071 | 1.102 | | |
| Escenario teórico: c=0 KPa d=37 34 | Equilibrio | 1.000 | 1.000 | 1.004 | | |
| | Estricto | 1.000 | 1.000 | 1.002 | | |
| Escenario teórico: c=0 KPa d=37 | Inestable | 0.987 | 0.988 | 0.992 | | |
| Escenario teorico: $c=0$ KFa $\psi=37$ | mestable | 0.987 | 0.988 | 0.99 | | |
| Eccenaria taórica: c=0 KBa d=26 | Inestable | 0.952 | 0.952 | 0.956 | | |
| Escenario teorico: $c=0$ KPa $\phi=30$ | mestable | 0.952 | 0.952 | 0.955 | | |

Tabla 2: Resultados de los análisis de estabilidad.

3. CASO 2: ESTUDIO DE GEOMETRIA DE EXPLOTACIÓN PROPUESTA

El segunda caso que se expone en esta comunicación trata sobre el análisis de una geometría de explotación propuesta en una cantera. El objetivo de los gestores de la explotación es excavar con taludes verticales, que definen de 88° de pendiente, para poder extraer material que hoy en día se encuentra en los bancos del lado este de la cantera. Se solicita un análisis de estabilidad de la geometría propuesta y una evaluación de las afectaciones que tendría sobre el peligro de desprendimientos.

Las siguientes dos figuras muestran: primero el modelo 3D de la cantera obtenido mediante el vuelo de dron y la colocación de puntos de control con GPS-RTK, mirando desde el oeste hacia el este; y la segunda figura, muestra el modelo 3D sintético que se ha elaborado siguiendo las indicaciones y requerimientos de los gestores de la explotación. A priori, ya se identifica que la geometría propuesta puede ser muy conflictiva, tanto en términos de estabilidad local, como global, como para el peligro de desprendimientos.



Figura 7: Modelo 3D de la cantera obtenido mediante el vuelo de dron y la reconstrucción fotogramétrica.



Figura 8: Modelo 3D sintètico de la geometría propuesta para los bancos del lado este de la cantera.

A partir de la nube de puntos en 3D, se calculan los vectores normales de cada punto y se representan por orientación y buzamiento. Se ajustan planos utilizando el plugin Facets (Dewez et al 2016) de Cloud Compare. Se interpretan los planos mediante la supervisión de experto, utilizando las fotografías originales, la malla 3D texturizada, la nube de puntos, y las medidas que se hayan podido tomar a campo. No todos los planos que se ajustan a la nube de puntos son realmente familias de discontinuidades. Las que sí que lo son se filtran con una ventana de apertura tanto para la orientación como para la pendiente para cada familia y se exportan, obteniendo las familias de juntas presentes en el macizo rocoso que se muestran en las siguientes figuras en una vista 3D, en la tabla de valores y en la proyección estereográfica. Este procedimiento permite utilizar las medidas de miles de planos, como las 4000 de este caso.



Figura 9: Modelo 3D con los planos ajustados sobre los puntos correspondientes a una de las cinco familias.

| Familia | Medida sobre plano identificado | Plano modal según el análisis estadístico | Nº de planos medidos | RMS |
|-----------|---------------------------------------|---|-------------------------|------|
| F1 | 301/81 | 294/74 | 658 | 0.07 |
| F2 | 181/54 | 183/60 | 2340 | 0.07 |
| F3 | 251/50 | 252/51 | 159 | 0.06 |
| F4 | 223/77 | 217/73 | 620 | 0.07 |
| F5 | 340/50 | 339/50 | 266 | 0.06 |
| Total | | | 4043 | |

Tabla 3: Orientación y buzamiento de las familias medidas sobre el modelo 3D, el valor del plano modal según el análisis estadístico, el número de planos utilizados y el RMS obtenido.



Figura 10: Proyección estereográfica de las cinco familias identificadas

Se toman muestras bloques y se llevan a laboratorio para obtener propiedades de cohesión y fricción de algunos de los planos identificados. Se realizan análisis de estabilidad mediante test cinemático donde se identifican los mecanismos de rotura planar y en cuña como principales mecanismos de rotura. La siguiente figura muestra las proyecciones estereográficas de 4050 planos (izquierda) y de los planos modales (derecha), ambos con el test de Markland para roturas planares analizando un talud orientado 270/88 que describe una de las tres orientaciones de la geometría propuesta.



Figura 11: Proyección estereográfica del test de Markland para el talud 270/88 con 4050 planos (izquierda) y solo con los planos modales (derecha)

Una vez identificados los mecanismos de rotura y las familias involucradas, se realizan análisis de estabilidad con el método de equilibrio límite con RocPlane y Swedge (Figura 10), obteniendo valores claramente de inestabilidad, con volúmenes potencialmente afectados que superan los 100 m³. La siguiente tabla 4 resume los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad realizados.



Figura 12: Resultados del programa Swedge para la zona 265/88 (izquierda) y zona 295/88 (derecha)

| Talud futuro | Mecanismo de | Volumen | Factor de | Familias |
|--------------|--------------|-------------------------------|-----------|--------------|
| | Totura | estimado (m) | seguriuau | Involuciauas |
| | Planar | $154 \text{ m}^{3}/\text{m}$ | 0.81 | F3: 252/51 |
| 265/88 | Cuña | $1/10 \text{ m}^{3}/\text{m}$ | 0.65 | F1:301/81 |
| | Cuna | | 0.05 | F4:223/77 |
| | Planar | 154 m ³ /m | 0.81 | F3; 252/51 |
| 270/88 | Cuño | $1.45 \text{ m}^{3}/\text{m}$ | 0.66 | F1:301/81 |
| | Culla | 143 111 / 111 | 0.00 | F4:223/77 |
| | Planar | 24 m ³ /m | 0.46 | F1:301/81 |
| 295/88 | Cuão | $271 m^{3}/m$ | 0.74 | F1:301/81 |
| | Cuna | $2/1 \text{ m}^2/\text{m}$ | 0.74 | F4:223/77 |

Tabla 4: Resultados de los análisis de estabilidad con Rocplane y Swedge.

Se daba la circunstancia que el banco superior ya se estaba empezando a ejecutar con la geometría propuesta, de modo que se podía comprobar si los resultados de los análisis de estabilidad coincidían con alguna rotura existente en la parte del frente con 88° de pendiente y orientaciones oeste. Y sí, se identificaron diversas roturas, cuatro de las cuales, de relevancia, ya que se desarrollaban con los mecanismos y familias involucradas descritos en la tabla anterior, y con volúmenes parecidos, de entre 40 a 170 m³. La siguiente figura muestra una fotografía de dron donde se aprecia una rotura planar que ha dejado ya descalzado un volumen mayor que también rompe deslizando por el mismo plano, con una grieta de tracción bien desarrollada. Las siguientes imágenes muestran el modelo 3D de la zona y la delimitación del volumen inestable estimado en 112 m³, valor que si le sumamos la parte inferior ya rota se acerca mucho a los 154 m³.



Figura 13: Fotografía de dron de la cicatriz de una rotura planar y de un volumen potencialmente inestable.



Figura 14: Modelo 3D en formato malla texturizada (izquierda) y volumen potencialmente inestable delimitado, coloreado por cota y estimado en 112 m³.

Del mismo modo, en una zona del banco superior donde la excavación se ha realizado obteniendo la pendiente deseada de 88°, se identifican tres roturas en cuña que coinciden perfectamente con las identificadas con los test cinemáticos y con los análisis con Swedge. Las siguientes figuras muestran la fotografía de dron de las tres roturas en este talud vertical, la misma zona en el modelo 3D en formato de malla texturizada, y finalmente la estimación de volumen que se realiza considerando el plano de excavación ajustado al resto de plano que se ha ejecutado sin roturas. Los volúmenes estimados son (de izquierda a derecha en las siguientes imágenes) de 101 m³, 47 m³ y 171 m³, coincidiendo con los obtenidos en los análisis de estabilidad con Swedge.



Figura 15: Fotografía de dron (superior), modelo 3D (intermedia) y reconstrucción de volúmenes de rotura (inferior).

Finalmente, se realizan simulaciones de propagación de desprendimientos con RockGIS, considerando bloques de 1 m³, 10 m³ y 100 m³ para el escenario actual y la propuesta (Figura 14). Debido a que la geometría se modifica mucho entre el escenario actual y la propuesta, para poder comparar los resultados, se analiza cuántas hectáreas de talud susceptible de generar desprendimientos representa cada punto de salida. Así, debido a que se pasa de 5 a 6 bancos, con longitudes totales de cresta de talud de 1.8 km a 3.5 km, y con superficies de talud de 3.68 ha a 7.12 ha, se generan 40 puntos de salida para el escenario actual y 75 puntos de salida para el escenario de la propuesta futura, obteniendo un valor similar de 0.92 y 0.95 ha/punto de salida (Tabla 5).

| Escenario | Nº de bancos | Long. cresta de bancos (m) | Superficie de taludes (ha) | Puntos de salida | Superficie representativa (ha/punto) |
|-----------|--------------|----------------------------------|----------------------------|---------------------|--|
| Actual | 5 | 1843 | 3,68 | 40 | 0,92 |
| Propuesta | 6 | 3534 | 7,12 | 75 | 0,95 |



Tabal 5: Puntos de salida y superficie susceptible de producir desprendimientos en cada escenario.

Figura 16: Simulaciones de desprendimientos para bloques de 1m³ en escenario actual (superior) y propuesta (inferior).

Los bloques de 1 m³ y 10 m³ se simulan sin fragmentación, y los bloques de 100 m³ se simulan sin y con fragmentación. Los resultados no se muestran en detalle por motivos de formato y brevedad de la comunicación, pero, en resumen, las energías de impacto se duplican en el escenario propuesto debido a que se incrementa la altura de caída libre de 60 a 120 metros con la geometría propuesta. Las energías de impacto se duplican y la fragmentación genera una mayor dispersión de los bloques aunque reduce su alcance. Finalmente, se considera relevante anotar que el modelo sintético carece de rugosidad en las paredes casi verticales, aportándole muy poca divergencia a las trayectorias en comparación con las obtenidas con el modelo 3D de la cantera actual con rugosidades reales descritas con detalle ya que se utiliza un modelo digital de elevaciones obtenido con el dron de 10 cm/px.

12. CONCLUSIONES

En los dos casos presentados se ha utilizado el vuelo de dron como sistema de adquisición de datos con el que se ha generado una nube de puntos 3D de muy alta resolución (más de 100 puntos por metro cuadrado) utilizando técnicas de fotogrametría digital. El tratamiento de las nubes de puntos permite una caracterización del patrón de discontinuidades de forma masiva muy eficaz y potente, que además de mejorar la cantidad y calidad de los datos de trabajo, reduce enormemente la exposición al riesgo de desprendimientos y roturas de los trabajos de campo al no tener que pasar horas midiendo planos con la brújula sobre los taludes, típicamente muy inestables en canteras en explotación. Los modelos 3D son muy útiles para identificar y delimitar volúmenes como se ha visto en los dos casos mostrados. También el modelo 3D del terreno es una parte imprescindible y muy relevante en la propagación de desprendimientos, y es una información imprescindible para realizar simulaciones de propagación de calidad.

En relación al primer caso expuesto, la metodología mostrada permite la delimitación con precisión del volumen potencialmente inestable y la generación de cartografías de detalle para delimitar una zona de seguridad. Los análisis de estabilidad realizados con test cinemáticos, equilibrio limite analítico con RocPlane y equilibrio límite con métodos numéricos con Slide2D y Slide3D muestran resultados muy consistentes. Los ensayos de laboratorio permiten tener un rango de valores de la cohesión y el ángulo de fricción del plano de deslizamiento, y el modelo 3D de precisión del liso de la rotura antecedente permite conocer muy bien su pendiente a partir de la medida sobre 260.000 puntos. Aun así, existe una gran incertidumbre sobre la variación espacial de la cohesión en el plano de deslizamiento que controla la estabilidad. Del mismo modo, las presiones de agua son las que pueden desencadenar la rotura, según el análisis realizado, con un 35% de la superficie del liso llena de agua.

En el segundo caso, las roturas observadas concuerdan con las resultantes de la caracterización de las discontinuidades y de los análisis de estabilidad, reforzando su validez. La geometría propuesta conlleva peligros asociados a las roturas caracterizadas, así como un incremento en las energías de impacto en caso de producirse desprendimientos, en gran parte, debido al hecho de doblar las alturas de caída libre y reducir los anchos de los bancos que podrían conseguir parar algunos bloques.

REFERENCIAS

- Dewez, T. J. B., Girardeau-Montaut, D., Allanic, C., and Rohmer, J.: FACETS : A CLOUDCOMPARE PLUGIN TO EXTRACT GEOLOGICAL PLANES FROM UNSTRUCTURED 3D POINT CLOUDS, Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci., XLI-B5, 799-804, doi:10.5194/isprs-archives-XLI-B5-799-2016, 2016.
- Matas G. (2020) Modelling fragmentation in rockfalls. Tesis doctoral del programa de Ingeniería del Terreno. Dpto. de Ingeniería de Ingeniería Civil y Ambiental (Universitat Politècnica de Catalunya. UPC-BarcelonaTech).
- Ruiz-Carulla R. (2018) Rockfall analysis: Failure, fragmentation and propagation characterization. Tesis doctoral del programa de Ingeniería del Terreno. Dpto. de Ingeniería de Ingeniería Civil y Ambiental (Universitat Politècnica de Catalunya. UPC-BarcelonaTech).Z

ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO DEL TALUD NW DE LA CORTA MINERA DE COBRE LAS CRUCES

Daza Sánchez Antonio, Gutiérrez–Ravé Caballero Jesús, López Pineda Germán, Carreras Medina Manuel y Viñals Moreno Antonio.

Grupo "Seminario Antonio Carbonell" RNM244. EPS de Belmez. Universidad de Córdoba. Escuela Politécnica Superior de Belmez (Universidad de Córdoba) me1dasaa@uco.es jgutierrezrave@uco.es

RESUMEN

Se realiza el análisis de la rotura poligonal de taludes con cinco dovelas que admiten diferentes presiones de agua, también cualquier rango de continuidad estructural en el relevo de la superficie de rotura de las dovelas. El método desarrollado en la EPSB calcula el drenaje y ha permitido el dictamen geotécnico con el seguimiento retrospectivo del coeficiente de seguridad, en el análisis del deslizamiento del talud NW de la corta minera de Cobre Las Cruces.

Palabras clave: Rotura poligonal, relevo discontinuo, saturación, presión de agua, tensiones naturales.

1. INTRODUCCIÓN

La estabilidad de taludes requiere un modelo de cálculo para el deslizamiento poligonal del terreno conociendo la presión del agua, las tensiones naturales y la caracterización geomecánica de rocas blandas. El equilibrio límite requiere el equilibrio de fuerzas horizontales y la corrección del deslizamiento global del talud NW de la Corta Minera de Cobre Las Cruces en 2019 (Gerena-Sevilla), éste es el objetivo del método utilizado de "Rotura poligonal y relevo discontinuo" donde el inicio de la fractura por la base de rotura de las dovelas requiere un porcentaje de continuidad o relevo discontinuo, que depende de la inclinación y resistencia al corte de discontinuidades, también de la disipación de la presión de agua y de la deformación por voladuras. El análisis geotécnico considera que no se moviliza la fuerza cortante vertical entre las dovelas, el deslizamiento global del talud se basa en los parámetros residuales del terreno y las permeabilidades multicapa.

El método ha sido aplicado en taludes de baja permeabilidad con deslizamientos poligonales (Benamejí, Lignitos de Meirama) y en la vigilancia de taludes mineros en la cuenca carbonífera del Guadiato (San Ricardo, Cervantes, San Antonio) y actualmente en el análisis del deslizamiento del talud NW de la Corta de Cobre las Cruces se ha conocido la deformación y la presión hidrostática con piezómetros ha cuantificado la saturación del talud. Las deformaciones progresivas no han sido causadas por la sismicidad, son causadas por las tensiones inducidas por voladuras que evolucionan a la rotura con la presencia de agua. Con ensayos se deduce la resistencia al corte de discontinuidades y con Geotécnica Sísmica se han medido las tensiones naturales (K_0 =1'6) y el ángulo de fricción. La estabilidad requiere considerar las discontinuidades y la presión de agua, también las tensiones naturales y el control de vibraciones para evitar dañar la roca remanente.

2. MATERIALES

Después de sectorizar el terreno se inicia el seguimiento de la estabilidad de los taludes mediante la auscultación del comportamiento, en superficie no se detecta grieta de tracción, al iniciarse los desplazamientos de hasta 1 mm/día y se disipan las presiones de poro, el control por satélite (figuras 1, 2 y 3) y topográfico que se establece en puntos de control. Necesitamos conocer la dirección y velocidad de los desplazamientos que aportan la inclinación del plano de fractura de las dovelas inestables y grietas de tracción con desarrollo significativo que requiere la vigilancia de deformaciones, ello hasta que está suficientemente claro el mecanismo de rotura que origina el movimiento activo del terreno sobre el plano de rotura conocido con inclinómetros. El análisis directo del talud conociendo los parámetros geomecánicos residuales, las tensiones y los módulos de deformación obtenidos con Geotecnia Sísmica para el análisis del talud NW de Cobre Las Cruces. El análisis inverso de taludes se realiza "a posteriori", después del deslizamiento con el estado tensional y deformaciones, a partir de los desplazamientos reales, volúmenes y parámetros resistentes.

Las familias importantes de discontinuidades en el deslizamiento (figura 4) son la estratificación de las margas azules del mioceno con buzamiento 3ºE, la J1 subvertical a 50ºN con dirección NW–SE y es la grieta en la pista norte de la mina, y la J2 vertical con dirección E–W de la grieta lateral.

En el macizo rocoso si no disponemos de piezómetros se hace difícil cuantificar presiones de agua diferentes a la freática, no es nuestro caso ya que disponemos de medidas de piezómetros que disipaban las presiones de poro. Cuando el terreno de baja permeabilidad contiene agua y apenas se permite su circulación se mantiene la presión de agua en el macizo rocoso cuando posee discontinuidades cerradas. El drenaje con sondeos horizontales habría disminuido la presión del agua en el talud, la evacuación sostenida de unos 10 l/min/dren puede rebajar el nivel freático minimizando efectos negativos y prevenir el flujo ascensorial. El drenaje del talud reduce la carga que actúa en el terreno, se estima que los sondeos horizontales, con una profundidad de 30 m, drenarían parte del talud y la separación horizontal entre drenes se considera como la longitud horizontal media de una dovela. Podría existir agua colgada o confinada en alguna dovela y es importante conocer esta distribución de presiones. La instrumentación piezométrica en la cuenca del Guadiato con un 40% de saturación provocó inestabilidad, se dan presiones de agua hasta de 7 kg/cm² a 100 m de profundidad.

Actualmente en Cobre Las Cruces el 70% de saturación marca el equilibrio límite del deslizamiento, hubiese sido importante disminuir la presión del agua en el talud, la variación del nivel piezométrico inicia la fractura en estos terrenos de baja permeabilidad o con variada permeabilidad multicapa. Se han considerado las isopiezas de los últimos años estableciéndose el freático con una determinada saturación, que puede ser suficiente para iniciar la rotura del talud desde el equilibrio límite, se conforma un frente húmedo que hace subir el freático con los aportes altos de lluvia y de la presencia de agua en el entorno de la mina elevando la saturación.

Se ha introducido el término "relevo discontinuo" en el inicio de la fractura por el pie o por el fondo del talud como porcentaje de la continuidad del plano de rotura inicial de cada una de las cinco dovelas consideradas en la tabla 1, junto a la rotura poligonal se presenta el dibujo del ajuste con una curva (figuras 5 y 6). Un relevo discontinuo inferior al 35% representa margas duras o pizarras (nivel 4 en Cobre Las Cruces) y juntas rugosas y cerradas a través del macizo rocoso (tabla 1); en el rango de relevo discontinuo del 35 al 55% están los niveles 2 y 3 de margas y tenemos juntas abiertas que consideran la fractura pico. A las margas meteorizadas y a los planos de rotura que poseen discontinuidades entre el 55 y 75% se le aplican parámetros geomecánicos residuales con corte artificial o triturado compactado <1 cm. Por último, en el relevo discontinuo del 75 al 95%, nivel 1 superficial de margas o para juntas pulidas, el valor residual de resistencia al corte se obtiene de arcilla triturada húmeda (tabla 1).



Figura 1: Fotos satélite de la Corta de Cobre las Cruces antes y después del deslizamiento del NW-SE.



Figura 2. Deslizamiento global Cobre Las Cruces



Figura 3: Perfil de satélite antes y después del deslizamiento.

3. METODOLOGÍA

La aplicación del método "Rotura poligonal y relevo discontinuo" en distintos terrenos o macizos rocosos para rotura poligonal/curva permite la corrección del movimiento y un desmonte en coronación o el empuje horizontal sobre un muro o pilotes. Es útil en cimentaciones con la carga portante de las dovelas pasivas como una sobrecarga vertical. Las dovelas activas y pasivas cumplen el equilibrio de fuerzas incluyendo las horizontales y exteriores. Se admiten variables de presión de agua como nivel freático y multicapa que puede afectar a las cinco dovelas con distinta permeabilidad (figuras 5 y 6), además el acuífero superficial de alteración en la 1ª dovela (grieta de tracción) incrementaría la saturación, también algún acuífero confinado puede conectar con la rotura e incrementa la presión de agua en la dovela afectada. Conociendo las fuerzas que actúan y la resistencia al corte se determina el empuje horizontal en el análisis de equilibrio límite que debe predecir las variables con los tanteos, por ello es útil para análisis retrospectivos sin considerar la deformación del terreno. El coeficiente de seguridad "FS" se puede determinar con el cociente entre el sumatorio de la resistencia del terreno al deslizamiento y el sumatorio de fuerzas cortantes desestabilizadoras, para cada aumento de porcentaje de continuidad del plano de fractura de cada dovela supone un sistemático decrecimiento de la cohesión y del ángulo de fricción (tablas 2 y 3) hasta llegar a la inestabilidad global o no convergencia del sistema de relevo discontinuo en la rotura inicial de las dovelas, así valores de FS inferiores al equilibrio límite supone un incremento del desplazamiento del talud.

La superficie de rotura por el pie o el fondo de talud es automática en el perfil de las figuras 5 y 6, con la inclinación de la rotura " Ψ " y la distancia en la base "D" de las dovelas hasta disponer la altura del talud "H" y el área de las dovelas "S", se introducen en la hoja de cálculo de las tablas 2 y 3. Esto junto a los parámetros geomecánicos del relevo discontinuo (tabla 1) permite conocer el proceso de reducir la resistencia al corte en la pre–rotura. El método se ha implantado en una hoja de cálculo, la metodología consiste en el análisis mecánico de cada dovela en que se ha dividido el talud deslizante y según las fuerzas desde las dovelas activas hacia las pasivas (tablas 2 y 3), supone que no se movilizan tensiones cortantes en las caras verticales de contacto de las dovelas que subestima el factor de seguridad. Introduciendo la inclinación y distancia de la base de rotura se tiene la forma de la superficie deslizante, también la altura de la grieta de tracción de pre–rotura inicia la 1ª dovela que es función de la altura y ángulo de talud, la separación de la 2ª y 3ª dovela justifica la cabeza de talud.

Variables de cada dovela son la presión de agua y el relevo discontinuo en rotura (tabla 1), con la saturación desde condiciones secas/drenadas a saturadas al 90%. La presión de agua "u" puede ser la hidrostática (freática) obtenida en la hoja de cálculo de las tablas 2 y 3, la fuerza hidrostática en el plano de rotura "U" es el producto de la presión "u" por la distancia en la base de rotura "D". La cohesión "C" y el ángulo de fricción básico "Ø" (entre el efectivo y el residual) dependen del porcentaje de relevo discontinuo en las dovelas. Cuando el freático es inferior a la horizontal del pie del talud en las dovelas pasivas se dispone presión de agua nula.

| RELEVO | DISCO | NTINUO EN | N ROTUR | A INICIAL | (응) |
|---------|---------|------------|----------|-------------|---------------------|
| (%) FRI | CCIÓN E | BÁSICO(Ø) | COHESIO | N BÁSICA(T | /m ²) |
| 0 | 28,00 | | 30,00 | PIZARRA/TOB | A/Cu |
| 10 | 26,00 | | 25, 00 | PIZARRA/TOB | A/FRAC |
| 25 | 24,00 | | 20, 00 | ARENA/MARGA | ARENA |
| 35 | 22, 00 | | 15, 00 | NIVEL3/4.DU | RA |
| 45 | 20,00 | | 10, 00 | NIVEL2.AZUL | MASIVA |
| 55 | 18, 00 | | 6,00 | NIVEL1.PREC | ONSOLI |
| 65 | 16, 00 | | 3,00 | MARGA AZUL. | MET 2 |
| 75 | 14,00 | | 1, 00 | MARGA CLARA | .MET 1 |
| 85 | 12,00 | | 0,00 | RESIDUAL.NI | VEL1/2 |
| 100 | 10, 00 | | 0,00 | RESIDUAL.ME | Т 1/2 |
| PRESIÓN | DE AGU | JA EN ISOP | IEZAS DI | E SATURACIÓ | ON T/m2 |
| 8 1ª | ACTIVA | 2ªACTIVA 3 | 3ªACTIVA | 4ªPASIVA 5 | ^a PASIVA |
| 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 10 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 25 | 1,00 | 2,00 | 1, 00 | 0,00 | 0,00 |
| 35 | 5,00 | 5,00 | 2,00 | 0,00 | 0,00 |
| 45 | 10,00 | 15, 00 | 5,00 | 0,00 | 0,00 |
| 55 | 20,00 | 30, 00 | 10,00 | 0,00 | 0,00 |
| 65 | 30,00 | 40,00 | 15, 00 | 0,00 | 0,00 |
| 75 | 40,00 | 50,00 | 20,00 | 0,00 | 0,00 |
| 85 | 45,00 | 60,00 | 25,00 | 0,00 | 0,00 |
| 100 | 50,00 | 70,00 | 30, 00 | 0,00 | 0,00 |

Tabla 1. Relevo discontinuo en Cobre Las Cruces.

Se puede estimar la separación entre drenajes como la longitud horizontal media de una dovela "Lmedia". El flujo hacia el pie del talud depende del nivel freático y de la isopieza de saturación (desplegando el porcentaje en la figura 5) obteniendo la presión de agua (Tabla 1) en la base de las dovelas. En terreno multicapa se introduce la permeabilidad lateral "K" en cada dovela para obtener el caudal de circulación o dren "Q" (1) (Q = Lmedia · Qfiltración/m). La potencia mojada "e" medida en la vertical de la cabeza del talud desde el freático a la rotura y el gradiente hidráulico "i" es el cociente entre la diferencia de potencial o carga hidráulica "H–h" (altura de talud menos la profundidad menor del freático) y la longitud horizontal recorrida en rotura "L". La velocidad de filtración media "Vm" (Vm = K i /n) es la relación de la velocidad de descarga de Darcy y la porosidad "n", la baja porosidad indica velocidad de filtración alta. Así la interacción entre caudal de drenaje y la saturación sería:

$$Q = \operatorname{área} [K(H-h)/L] = e L [K (H-h)/L] = K e (H-h)$$
(1)

En la hoja de cálculo de las figuras 5 y 6 se representa la línea de flujo del acuífero freático según la isopieza de saturación (%) del talud, que es introducida en una selección desplegable, y la permeabilidad lateral del terreno en cada dovela que es la suma de K de poro y K de falla o discontinuidad abierta.

Si a mayor profundidad existe un macizo rocoso más impermeable "K2" se presupone un ángulo de incidencia "i" de líneas de corriente con ángulo de refracción "t" sub-vertical en profundidad (tg i / tg t=K/K2) que no da red de filtración al pie de talud, por el contrario, si en el terreno inferior a la superficie de rotura la permeabilidad es mayor entonces la red de filtración se transmite o refracta adoptando la posición sub-horizontal hacia la base del talud. La profundidad de la referencia que delimita la red de flujo paralela al nivel freático se ha estimado como la superficie de rotura en las dovelas pasivas.



Figura 4: Rotura y grieta: discontinuidades J1 y J2, estratificación alto-bajo E.

| DESLIZAMIENTO GLOBAL IN | IICIAL.POLIGC | NAL : | (RELE ====== | VO D1 | ISCONTINUO |
|--|--|--|--------------------|------------------|--|
| TALUD COBRE LAS CRUCES.ALTURA(H)106,18 m | SATURACIÓN DISCONTINUO | 1ª ' 1ª 1(| 75 % 00 % | 75 100 | SATURACIÓN DISCONTINUO 2ª |
| $\sigma_{\text{Ccompmeson}}$ 100,00 kg/cm ² | DISCONTINUO | 3ª 10 | 00 % | 100 | DISCONTINUO4 ª 5 ª |
| M.POISSON 0,50 | *Módulo Yound | 1 (-)(| Gpa 2 | | |
| *σttracciór 18,10 kg/cm2 | *Módulo Young | g (+)(| Gpa 6 | Áng | ulo global=28º |
| | | | | | |
| DISTANCIA FN IA RASF DFI. DIAN | DOVELA: | 1 ° A | CTIVA | | 114 50 |
| SUPERFICIE DE LA DOVELA (m2) | | (S1) | | | 5.614,93 |
| PESO ESPECÍFICO APARENTE (T/m | n3) | (y 1) | | | 1,90 |
| INCLINACIÓN O BUZAMIENTO DE E | PLANO ROTURA | (ψ1) | | | 30,00 |
| ANGULO FRICCIÓN BÁSICO.ROTURA COHESION BÁSICA.ROTURA INICIA | A INICIO DISCONI AL DISCONTINUA I | TINUA() | 0 1) C1) | | 10,00 0,00 |
| PRESION DE AGUA EN ISOPIEZA I | DE SATURACIÓN T/ | ′m2 (1 | 11) | | 40,00 |
| PESO DE LA DOVELA EN POSIBLE | ROTURA | . (W1) | | | 10.668,37 |
| RESISTENCIA AL CORTE EN EL PI | LANO DE ROTURA | (N1) | | | 9.239,08 |
| ESFUERZO TANGENCIAL EN LA ROT | TURA | .(T1) | | | 5.334,18 |
| FUERZA HIDROSTÁTICA EN PLANO | DE ROTURA(Ton) | (U1) | | | 4.580,00 |
| | DOVELA: | 2ªA | CTIVA | | |
| DISTANCIA EN LA BASE DEL PLAN | NO DE ROTURA(m) | (D2) | | | 200,00 |
| SUPERFICIE DE LA DOVELA (m2) | | (S2) | | | 18.071,92 |
| PESO ESPECIFICO APARENTE (T/n | n3) | (γ2) | | | 1,95 |
| INCLINACION O BUZAMIENTO DE E | PLANO ROTURA | (ψ2) | | | 3,00 |
| ANGULO FRICCIÓN BÁSICO.ROTURA COHESION BÁSICA.ROTURA INICIA PRESION DE AGUA EN ISOPIEZA I PESO DE LA DOVELA EN POSIBLE ESFUERZO NORMAL EN LA BASE DI DESIGENCIA AL CODER EN EL DI | A INICIO DISCON AL DISCONTINUA 1 DE SATURACIÓN T/ ROTURA E ROTURA | <pre>TINUA() T/m2 () T</pre> | 02) C2) J2) | | 10,00 0,00 50,00 35.240,24 35.191,95 |
| ESFUERZO TANGENCIAL EN LA ROI FUERZA HIDROSTÁTICA EN PLANO | DE ROTURA (Ton) | (U2) | | | 1.844,33 |
| | DOVELA: | 3 ª A | CTIVA | | |
| DISTANCIA EN LA BASE DEL PLAN | NO DE ROTURA(m) | (D3) | | | 200,00 |
| DESO ESDECÍTICO ADADENTE (T/r | ~ 2) | (33) | | | 9.558,60 |
| INCLINACIÓN O BUZAMIENTO DE E | NJ, PLANO ROTURA | (¥3) (#3) | | | 3,00 |
| | | (43) | 20 | | |
| COHESION BÁSICA.ROTURA INICIA PRESION DE AGUA EN ISOPIEZA I PESO DE LA DOVELA EN POSIBLE ESFUERZO NORMAL EN LA BASE DE | A INICIO DISCONI AL DISCONTINUA I DE SATURACIÓN T/ ROTURA E ROTURA | /m2 () /m2 () (W3) (N3) | 23) 23) 13) | | 10,00 0,00 20,00 19.117,20 19.091,00 |
| RESISTENCIA AL CORTE EN EL PI ESFUERZO TANGENCIAL EN LA ROT FUERZA HIDROSTÁTICA EN PLANO | JANO DE ROTURA TURA DE ROTURA(Ton) | .(R3) .(T3) (U3) | | | 2.660,95 1.000,52 4.000,00 |
| RESULTADO | | | | | |
| TENSIÓN HORIZONTAL (LATERAL G TENSIÓN LATERAL NATURAL (Acele | EOSTÁTICA) T/m ² | "TH" | "TH" | | 201,74 325 ,00 |
| SUMATORIO DE FUERZAS RESISTEN SUMATORIO DE FUERZAS DESESTAB | TES ILIZADORAS | .(FR) .(FM) | | | 7.804,69 7.460,49 |
| COEFICIENTE DE SEGURIDAD D | EL TALUD | (FS) | | | 1,00 |
| | | | | | 1 00 |
| COEFICIENTE DE SEGURIDAD A | DOPTADO | (FS) | | | 1,00 |
| EMPUJE HORIZONTAL SOBRE MURO/ | ANCLAJE PIE Hor | iz.(EH |) | | (19,21) |
| DESMONTE EN CABEZA (TONELADAS | /METRO) (| Wdesm | onte) | | (44,35) |
| DESMONTE EN CABEZA (METROS CUB | TCOS/WEIKO) (Wd | esmon | τε/γ) | | (22,73) |
| IALUD:106,18SATURACIÓN 1AC75 %DISCONTINUO 1AC100 %DISCONTINUO 3AC100 % | SATURACION DISCONTINUO 2A DISCONTINUO PA | C SIVA | | 75 100 100 | ଚ ଚ ଚ |

_

--

_ _

Tabla 2. Deslizamiento global inicial Cobre las Cruces

| HIPOTESIS PROFUNDA AN | TERIOR A RO | TURA (RELEV | O DISCONTINUO) |
|--|---|--|--|
| TALUD COBRE LAS CRUCES. ALTURA(H) 154,50 m | SATURACIÓN 1 DISCONTINUO 1 | l ^a 10 % 1 l ^a 100 % 6 | .0 SATURACIÓN 55 DISCONTINUO 2ª |
| $\sigma_{\text{C}^{\text{compression}}}$ 100,00 kg/cm ² | DISCONTINUO 3 | 3ª 65 % | 0 DISCONTINUO 4ª5ª |
| M.POISSON 0,50 | *Módulo Young | (-)Gpa 2 | |
| *ottracciór 18,10 kg/cm2 | *Módulo Young | (+) Gра б | Ángulo global=28º |
| DIGUNATA EN LA DAGE DEL DI | DOVELA: | 1 ^a ACTIVA | 114 50 |
| SUPERFICIE DE LA DOVELA (m? | ANO DE ROIORA (| (S1) | 5 614 93 |
| PESO ESPECÍFICO APARENTE (1 | -/ r/m3) | (V1) | 1.90 |
| INCLINACIÓN O BUZAMIENTO DE | E PLANO ROTURA | (ψ1) | 30,00 |
| ANGULO FRICCIÓN BÁSICO.ROTU COHESION BÁSICA.ROTURA INIC | JRA INICIO DISC CIAL DISCONTINU | CONTINUA(Ø 1) VA T/m2 (C1) | 10,00 0,00 |
| PRESION DE AGUA EN ISOPIEZA PESO DE LA DOVELA EN POSIBI ESFUERZO NORMAL EN LA BASE RESISTENCIA AL CORTE EN EL ESFUERZO TANGENCIAL EN LA F FUERZA HIDROSTÁTICA EN PLAN | A DE SATURACIÓN LE ROTURA DE ROTURA PLANO DE ROTUF ROTURA NO DE ROTURA (TO | T/m2 (u1) (N1) A (R1) (T1) n) (U1) | 0,00 10.668,37 9.239,08 1.629,10 5.334,18 0,00 |
| DISTANCIA EN LA BASE DEL PI SUPERFICIE DE LA DOVELA (m2 PESO ESPECÍFICO APARENTE (1 INCLINACIÓN O BUZAMIENTO DE | DOVELA: LANO DE ROTURA (2) C/m3) E PLANO ROTURA | 2 ^a ACTIVA m) (D2) (S2) (γ2) (ψ2) | 207,00 22.401,58 1,95 15,00 |
| ANGULO FRICCIÓN BÁSICO.ROTU | JRA INICIO DISC | CONTINUA (Ø 2) | 16,00 |
| COHESION BÁSICA.ROTURA INIC PRESION DE AGUA EN ISOPIEZA PESO DE LA DOVELA EN POSIBI ESFUERZO NORMAL EN LA BASE RESISTENCIA AL CORTE EN EL ESFUERZO TANGENCIAL EN LA F FUERZA HIDROSTÁTICA EN PLAN | CIAL DISCONTINU A DE SATURACIÓN LE ROTURA DE ROTURA PLANO DE ROTUF ROTURA NO DE ROTURA (TC | A T/m2 (C2) T/m2 (U2) (N2) A (R2) (T2) m) (U2) | 3,00 0,00 43.683,08 42.194,62 12.720,11 11.306,01 0,00 |
| | DOVELA: | 3ªACTIVA | |
| DISTANCIA EN LA BASE DEL PI | LANO DE ROTURA(| m) (D3) | 300,00 |
| SUPERFICIE DE LA DOVELA (m2 | 2) | (S3) | 23.795,29 |
| PESO ESPECÍFICO APARENTE (1 | [/m3) | (ɣ3) | 2,00 |
| INCLINACIÓN O BUZAMIENTO DE | E PLANO ROTURA | (ψ3) | 3,00 |
| ANGULO FRICCIÓN BÁSICO.ROTU COHESION BÁSICA.ROTURA INIC PRESION DE AGUA EN ISOPIEZA PESO DE LA DOVELA EN POSIBI ESFUERZO NORMAL EN LA BASE RESISTENCIA AL CORTE EN EL ESFUERZO TANGENCIAL EN LA F FUERZA HIDROSTÁTICA EN PLAN | URA INICIO DISC CIAL DISCONTINU A DE SATURACIÓN LE ROTURA DE ROTURA PLANO DE ROTUR ROTURA NO DE ROTURA (TC | CONTINUA (Ø3) (A T/m2 (C3) (M3) (N3) (M3) (A (R3) (T3) (M3) | 16,00 3,00 0,00 47.590,58 47.525,36 14.527,68 2.490,70 0,00 |
| RESULTADO | | | |
| TENSIÓN HORIZONTAL (LATER TENSIÓN LATERAL NATURAL(A | AL GEOSTÁTICA) : celeración sísm: | r/m ² "TH" ica<0,06g)"TH" | 293,55 |
| SUMATORIO DE FUERZAS RESI SUMATORIO DE FUERZAS DESE | STABILIZADORAS. | (FK) (FM) | 18.027,59 |
| COEFICIENTE DE SEGURID. | AD DEL TALUD | (FS) | 1,56 |
| OFCIONES | | | |
| COEFICIENTE DE SEGURID. | AD ADOPTADO | (FS) | 1,00 |
| EMPUJE HORIZONTAL SOBRE M | URO/ANCLAJE PIE | Horiz.(EH) | (10.177,70) |
| DESMONTE EN CABEZA (TONEL | ADAS/METRO) | (Wdesmonte) | (23.504,39) |
| DESMONTE EN CABEZA(METROS | CUBICOS/METRO) | (Wdesmonte/y) | (12.053,53) |
| TALUD: 154,50 SATURACIÓN 1AC 10 DISCONTINUO 1AC 100 DISCONTINUO 3AC 65 | % SATURACION % DISCONTINUO 2A % DISCONTINUO PA | C 6 SIVA | 0 % 5 % 0 % |

_

. _

_

_

Tabla 3. Deslizamiento global hipótesis profunda Cobre las Cruces

| PERMEABIL/DAD LATERAL K (cm/s)= Kporo+Kfractura | 0,0001 | 0,00001 | 0,00001 | 0 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|--------------------|-------------|-------------|--------------|----------|---------------------|--------|---|----------|----------------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|---------------------|-------------|--------------|-------------|---------|-----|-------------|--------------|--------------|--------------|---------|---|-------------|---------------|
| DOVELA | 1 ACTIVA | 2 ACTIVA | 3 ACTIVA | 4 PASIVA | 5 PASIVA | | | | | | | | 8 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PRESIÓN DE AGUA T/m ² FREÁTICA | 20,85065788 | 31,27598682 | 10,42532894 | 0 | 0 | 20% | | | | | | | | | | | | | | | | | | | - Hereiter | | | | | | | | | | | | | |
| ZA DE ACIÓN % ATICO) | % | Υ | -28 | -106,1843825 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ISOPIE SATURJ (FREÅ | 20 | X | 0 | 498,6117226 | | | | | | | | | 200 | | | | | | | | | | | | and a second second | | | | | | | | | | | 1 | | |
| CAUDAL DRENAJE PIE Q(litro/min)= K *e*(H-h) Distancia Dren | 0,02 | 66'0 | 49,84 | 94,77 | 121,84 | | | | | | | | | 5. 3 55.0 | | | | | | - | | | | | | | | / | | | / | | / | / | , , | | | |
| CARGA HIDRÁULICA H-h (m) | 10,47 | 20,93 | 78,18 | 106,18 | 106,18 | | | | | | | | 400 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | , | ; | | | | | |
| POTENCIA MOJADA e(m) "Vertical" | <mark>9,</mark> 57 | 28,72 | 47,86 | 67,00 | 86,15 | 95,72 | | | | | | | | | | | | / | / | | / | | | | | | | | | | , | | | | | | | |
| ISOPIEZA DE SATURACIÓN (FREÁTICO) | 10% | 30% | 50% | 70% | %06 | "e" máxima= | | | | | | - | ade. | | | | | | | | | | | | | | | | 4 | | | | | Į | | | - | |
| VERTICAL ENTRE DOVELAS 3 y 4 | | | 0,00 | | | **** | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | • | | | | | A | | | | |
| Superficie Dovela S (m ²) | 5614,93 | 18071,92 | 9558,60 | 00'0 | 00'00 | 33245,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Profundidad mayor BASE DOVELA | 85,25 | 95,72 | 106,18 | 106,18 | 106,18 | | | | | Л | | 100 | 200 | | | | | | | | | | | 1 | | ' ' | | | | | | | | | | 0 | | - |
| Profundidad menor BASE DOVELA | 28,00 | 85,25 | 95,72 | 106,18 | 106,18 | | | | | JÓN Y DRENA | | | | | | | | | | | | | | | <u>'</u> | | | | | | | | | / | / | | 0 87Av 16 3 | |
| ÁNGULO General Talud | 28,00 | h (30%)= | h (10%)= | | | n Drenes" | | | | ZA DE SATURAC | | - | 100 | - | _ | | | | | - | | , | ; | | | - | | | | | J | | / | | | | 1 0 001 v2 | $R^2 = 0,993$ |
| ALTURA DEL TALUD H (m) | 106,18 | | | | | = Lmedia "Separació | | | | NAL CON ISOPIE | | | | | | | | | | , | , | | | | | | | | | | | | | | | | 10-3C-0C | 1 |
| PROFUNDIDAD GRIETA TRACCIÓN | 28,00 | | | | | 99,72 | | | | COTURA POLIGO | | 0 | | | | | - 07- | | i v | , / | -40 | | | | | -09- | | | | -80 | | | | | -100 | | | -120 |
| Longitud horizontal rotura L (m) | 99,16 | 199,73 | 199,73 | 00'0 | 0'00 | 498,61 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| plano rotura T INCLINACIÓN | 30 | 3 | 3 | 0 | 0 | | Y | 0 | -28 | 0 | -85,25 | 0 | -85,25 | 0 | -95,71719125 | 0 | -95,71719125 | -106,1843825 | -106,1843825 | -106,1843825 | -106,1843825 | -106,1843825 | -106,1843825 | -106,1843825 | -106,1843825 | 106 1843875 | -106 1843825 | | | | | | | | | | | |
| DISTANCIA base rotura D (m) | 114,50 | 200,00 | 200,00 | 00'0 | 00'0 | | X | 0 | 0 | 99,15990873 | 99,15990873 | 99,15990873 | 99,15990873 | 298,8858 | 298,8858157 | 298,8858157 | 298,8858157 | 498,6117226 | 498,6117226 | 498,6117226 | 498,6117226 | 498,6117226 | 498,6117226 | 498,6117226 | 498,6117226 | 498,011/220 | 498 6117226 | AL VILLE | CUKVA I | -28 | -85,25 | -95,71719125 | -106,1843825 | -106,1843825 | -106,18 | | | |
| DOVELA | 1 ACTIVA | 2 ACTIVA | 3 ACTIVA | 4 PASIVA | 5 PASIVA | | DOVELA | | 1 ACTIVA | | | | 2 ACTIVA | | | | 3 ACTIVA | | | | 4 ACTIVA | | | 5 ACTIVA | | Horizontal | de Talud | CONTRACT OF | CUKVAA | 0 | 99,15990873 | 298,8858157 | 498,6117226 | 498,6117226 | 498,61 | | | |

Figura 5. Deslizamiento global inicial en Cobre Las Cruces

| a AD | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | t | | | | | | | | |
|--|--------------------|--------------------|-------------|--------------|----------|---------------------------------|--------|---|---|---------------|-------------|-------------|-------------|----------|--------------|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--|---------|------|---|----------------------------|-------|
| PERMEABILID. LATERAL K (cm/s)= Kporo+Kfractu | 0,0001 | 0,00001 | 0,000001 | 0 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| DOVELA | 1 ACTIVA | 2 ACTIVA | 3 ACTIVA | 4 PASIVA | 5 PASIVA | | | | | | | | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PRESIÓN DE AGUA T/m ² FREÁTICA | 18,14693474 | 41,95360584 | 23,80667109 | 0 | 0 | 20% | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | _ | | | | | | | | | | | | |
| EZA DE ACIÓN % ÁTICO) | %0 | Υ | -28 | -154,5263292 | | | | | | | | 200 | 000 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ISOPI SATUR (FRE | 5 | X | 0 | 598,6954152 | | | | | | | | | | | | | - | | | | | | | | | | | | | | | / | | / | | 1 | | | | _ |
| CAUDAL DRENAJE PIE Q(litro/min)= K *e*(H-h) Distancia Dren | 0,04 | 4,76 | 116,98 | 200,02 | 257,17 | | | | | | | 004 | 005 | | | | | | | | | | | | | | | | / | / | | | 7 | | | | | | | |
| CARGA HIDRÁULIC A H-h (m) | 15,70 | 69,28 | 126,53 | 154,53 | 154,53 | | | | | | | | | - | | | | | | | | | | / | / | / | / | | | | , | | | | | | | | | |
| POTENCIA MOJADA e(m) "Vertical" | 13,88 | 41,65 | 69,41 | 97,18 | 124,94 | 138,83 | | | | | | | 400 | | | | | | | / | / | / | / | | | | | _ | | , , , | | | | | ļ | | | | | |
| ISOPIEZA DE SATURACIÓN (FREÁTICO) | 10% | 30% | 50% | 20% | 90% | "e" máxima= | | | | | | | | | | / | / | | / | | | | | | | | | , | / | | | | | | | | | | | |
| VERTICAL ENTRE DOVELAS 3 y 4 | | | 00'0 | | | | | | | | | | | / | | | | | | | | | | | | | ! | • | | | | | | ľ | | | | | | |
| Superficie Dovela S (m ²) | 5614,93 | 22401,58 | 20795,29 | 0,00 | 0,00 | 48811,80 | | | | | | | 'n | | | | | | | | | | | | | 7 | | | | | | / | 1 | - | | | | | | |
| Profimdidad mayor BASE DOVELA | <mark>85,25</mark> | 138,83 | 154,53 | 154,53 | 154,53 | | | | | ALE | | | 0 | | | | | | | | | | | , i | / | | | | | / | / | 4 | | | | | | | 16,34 | |
| Profundidad menor BASE DOVELA | 28,00 | <mark>85,25</mark> | 138,83 | 154,53 | 154,53 | | | | the second s | CION Y DREN | | | 7 | | | | | | | | | | | | | | | / | [| / | | | | | | | | | 1x ² - 0.874x | 666,0 |
| ÁNGULO General Talud | 27,28 | h (30%)= | h (10%)= | | | in Drenes" | | | | ZA DE SALUKA | | - | | | | | - | | | | , , | | | | | 1 | ļ | | | | | | | | | | | | 7F-05x ³ + 0.00 | |
| ALTURA DEL TALUD H (m) | 154,53 | | | | | = L _{media} "Separació | | | and of the second se | NAL CON ISUPI | | | | | | | | 1 | , | | / | 1 | / | | | | | | | | | | | · | | | | | = > | |
| PROFUNDIDAD GRIETA TRACCIÓN | 28,00 | | | | | 119,74 | | | | KUTUKA PULIGU | | | | | -20 - | | / | -40 | | | Ę | <u> </u> | | | -80 | | | -100 | | -120 | | | | -140 | | | -160 | | | -180 |
| Longitud horizontal rotura L (m) | 99,16 | 199,95 | 299,59 | 0,00 | 0,00 | 598,70 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| plano rotura T INCLINACIÓN | 30 | 15 | 3 | 0 | 0 | | Y | 0 | 87- | 0 | C7'C8- | 0 | -85,25 | 0 | -138,8255423 | 0 | -138,8255423 | -154,5263292 | -154,5263292 | -154,5263292 | -154,5263292 | -154,5263292 | -154,5263292 | -154,5263292 | -154,5263292 | -154,5263292 | -154,5263292 | -154,5263292 | | | | | | | ······································ | | | T | | |
| DISTANCIA base rotura D (m) | 114,50 | 207,00 | 300,00 | 00°0 | 00'0 | | X | 0 | 0 | 5/ \$066CT 66 | 5/806601,66 | 99,159908/3 | 99,15990873 | 299,1066 | 299,1065548 | 299,1065548 | 299,1065548 | 598,6954152 | 598,6954152 | 598,6954152 | 598,6954152 | 598,6954152 | 598,6954152 | 598,6954152 | 598,6954152 | 598,6954152 | 0 | 598,6954152 | CURVA Y | -28 | -85.25 | CV55C8 821 | 24/120,001- | 15A 576370 | -104, 50 COLC | -154,53 | | | | |
| DOVELA | 1 ACTIVA | 2 ACTIVA | 3 ACTIVA | 4 PASIVA | 5 PASIVA | | DOVELA | | IACIIVA | _ | | | 2 ACTIVA | | | | 3 ACTIVA | | | 1.000 | 4 ACTIVA | | | S ACTTUA | FAILUR | | Horizontal | de Talud | CURVA X | 0 | 99 15990873 | 000 1065548 | 0+0701,922 | 100 605/157 | 7014650,020 | 598,70 | | | | |

Figura 6. Deslizamiento global profundo en Cobre Las Cruces.

| | SIN TENSIC | ONES NATURA | LES | TENSIONES NATURA $\sigma_{\rm H} = \sigma_{\rm V}$ (acelera | ALES en la rot ción=0'007g) | ura pie (K ₀ =1) Vv=1 mm/s | TENSIONES NATURA $\sigma_{\rm H}=1.6 \sigma_{\rm V}$ (aceleration) | LES MÁXIMA ación=0'025g | AS pie (K ₀ =1'6)) Vv=4 mm/s |
|-------------------------------|---------------------------------|--|--|--|--|--|--|--|--|
| SATURACIÓN Presión de agua | DESLIZAMIENTO GLOBAL INICIAL | HIPÓTESIS PROFUNDA Anterior a la rotura | FASE 1 + HIPÓTESIS PROFUNDA Posterior a Fase 1 | DESLIZAMIENTO GLOBAL INICIAL | HIPÓTESIS PROFUNDA Anterior a la rotura | FASE 1 + HIPÓTESIS PROFUNDA Posterior a Fase 1 | DESLIZAMIENTO GLOBAL INICIAL | HIPÓTESIS PROFUNDA Anterior a la rotura | FASE 1 + HIPÓTESIS PROFUNDA Posterior a Fase 1 |
| 10% | 1'47 | 1'56 | 1'90 | 1'43 | 1'54 | 1'84 | 1'40 | 1'52 | 1'80 |
| 25% | 1'45 | 1'55 | 1'82 | 1'42 | 1'53 | 1'82 | 1'39 | 1'51 | 1'79 |
| 35% | 1'43 | 1'53 | 1'84 | 1'39 | 1'51 | 1'78 | 1'37 | 1'50 | 1'75 |
| 45% | 1'35 | 1'48 | 1'74 | 1'32 | 1'46 | 1'69 | 1'30 | 1'45 | 1'66 |
| 55% | 1'23 | 1'40 | 1'58 | 1'20 | 1'38 | 1'53 | 1'18 | 1'37 | 1'50 |
| 65% | 1'14 | 1'34 | 1'45 | 1'11 | 1'32 | 1'40 | 1'09 | 1'30 | 1'38 |
| 75% | 1'05 | 1'27 | 1'32 | 1'02 | 1'25 | 1'28 | 1'00 | 1'24 | 1'26 |
| 85% | 0'96 | 1'21 | 1'20 | 0'94 | 1'19 | 1'16 | 0'92 | 1'18 | 1'14 |

Tabla 4. Factor de Seguridad en Cobre Las Cruces

4. RESULTADOS

El caudal de drenaje en el talud con sondeos horizontales y verticales contemplado en la hoja de cálculo de las figuras 5 y 6 hubiese permitido bajar el nivel freático y la presión de agua en terrenos de baja permeabilidad, un pequeño flujo drenado obtiene gran disminución de la presión de agua.

Los datos en el contorno de dovelas y los resultados están implantados en dos hojas de cálculo, "Rotura poligonal y relevo discontinuo" y "Rotura poligonal con isopieza de saturación y drenaje". El peso de la dovela "W" es el producto de la densidad aparente " γ " por la superficie "S", la fuerza normal en la base de fractura es N=W cos Ψ y la fuerza tangencial en la rotura T =W sen Ψ =N tg Ψ . La fuerza de resistencia al corte en la fractura: R =C D+[N–U] tg \emptyset . Siendo la fuerza normal efectiva "N–U", obtenemos para el equilibrio la suma de las fuerzas resistentes: FR = Σ [R cos Ψ]. De las fuerzas desestabilizadoras: FM = Σ [N sen Ψ].

$$\Sigma x=0 \qquad R \cos \Psi - N \sin \Psi = 0 \qquad (2)$$

$$\Sigma v=0 \qquad W - T \sin \Psi - N \cos \Psi = 0 \qquad (3)$$

El coeficiente de seguridad "FS" sería:

$$FS = \Sigma[R \cos\Psi] / [\Sigma[N \sin\Psi] + TH]$$
(4)

Otro coeficiente de seguridad es el optado para obtener el empuje horizontal "EH" que soportaría un muro o la componente horizontal de un anclaje en el pie:

$$FS = \Sigma[R \cos\Psi] / [\Sigma[N \sin\Psi] + TH - EH]$$
(5)

La tensión lateral natural puede introducirse como tensión horizontal "TH" cuando no se ha medido y se desea considerar, también puede incrementarse con la tensión cortante o aceleración horizontal de ondas sísmicas de un terremoto. Opcionalmente, si introducimos un determinado coeficiente de seguridad, podemos resolver el empuje horizontal "EH" (EH=FM-[FR/FS]+TH) a aplicar en el pie del talud con un muro o las toneladas de terreno excavadas del desmonte "Wd" en coronación por metro de talud, siendo "W1final" la diferencia del peso de la 1ª dovela "W1" menos "Wd".

$$T1 \text{ final} = (T1 \cos \psi 1 - EH) / \cos \psi 1$$

$$W1 \text{ final} = T1 \text{ final/sen} \psi 1 = (T1 \cos \psi 1 - EH) / (\cos \psi 1 \operatorname{sen} \psi 1)$$

$$Wd = W1 - (T1 \cos \psi 1 - EH) / (\cos \psi 1 \operatorname{sen} \psi 1) =$$

$$= W1 - [T1 \cos \psi 1 - (N1 \operatorname{sen} \psi 1 - (R1 \cos \psi 1/FS) + TH)] / (\cos \psi 1 \operatorname{sen} \psi 1)$$
(6)

5. CONCLUSIONES

Se ha implantado el método de "Rotura poligonal y relevo discontinuo" para la estabilidad del talud NW de la Corta Cobre Las Cruces (Sevilla) donde se ha producido un deslizamiento rotacional en 2019 con influencias hidráulicas de presiones de agua y una hipótesis más profunda y conservadora en un 20%. El análisis de la inestabilidad se ha realizado con la condición de equilibrio de fuerzas horizontales que permite evaluar déficit de peso en el pie de talud, además de otras opciones correctoras y planificar los taludes futuros que evite los efectos dinámicos de las voladuras en la roca remanente. Las características hidrogeológicas que influyen en la estabilidad son el nivel freático, la presión de agua y la permeabilidad, pueden deducirse estas características hidrogeológicas con la Geotecnia Sísmica (Daza et al., 2018). Otras conclusiones han sido:

- La ley de atenuación de la energía a considerar en las voladuras es la de campo cercano: $Vv=413'83 (D/Q^{0'5})^{-1'2322}$
- Se debe evitar estéril en la coronación del talud y utilizar el ángulo de fricción residual.
- En el futuro se debe medir el desplazamiento absoluto en los inclinómetros y el control de la cota Z ya que los planos subverticales que se movilicen dan escaso desplazamiento Y/X.
- Control sistemático de las grietas verticales que pudieran presentarse en las discontinuidades J1 (NW–SE) y J2 (E–W), también las tensiones naturales.

REFERENCIAS

Ayala Carcedo, F.J. et al., 1987. "Manual de Taludes" Instituto Geológico y Minero de España, Madrid.

- BSSC, 1998. "Building Seismic Safety Council". Edition 1997 NEHRP. Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings, FEMA 302–303, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. "Código Internacional de Edificación IBC (2006).
- Cantos, J., 1974. "Tratado de geofísica Aplicada". Sección de publicaciones de la Escuela de Minas, Madrid.
- Clark Davenport, G., Maldonado, A. y Negrillo, R., 1978. "Técnicas Geofísicas para la determinación de propiedades elásticas". Tecniterrae (Madrid).
- Coates, D. F., 1973. "Fundamentos de Mecánica de Rocas", Cap. VIII: Dinámica de Rocas. Centro de Inv. Minera. Ministerio de Energía, Minas y Recursos Naturales de Canada. Litoprint, Madrid (1973). Rock Mechanics applied to the design of underground instalations to resist ground shock from Nuclear Blast. 5º Symp. Rock Mechanics, Unv. Of Minnesota.
- Código Técnico de Edificación, 2006. CTE. Documento Básico Cimientos, SE. AENOR, 1993: "Control de vibraciones producidas por voladuras. UNE 22.381.93"
- Cuellar Mirasol, V., 1983. "*Propiedades dinámicas del suelo. Ensayos de campo y de laboratorio*". 75 pp. Laboratorio de Carreteras y Geotecnia. Ministerio de Fomento. Madrid.
- Cuellar Mirasol, V.,1989. "Uso Geotécnico de parámetros Geofísicos". Laboratorio de Geotecnia. CEDEX. Curso sobre Técnicas Geofísicas aplicadas al reconocimiento Geotécnico. Madrid, Octubre de 1989.
- Daza Sánchez, A., 2011. "*Aplicaciones industriales de los terrenos arcillosos de la provincia de Córdoba*" Tesis Doctoral "Cum Laude", Universidad de Córdoba. http://hdl.handle.net/10396/5231
- Daza, A., 1989. "Empuje hidrostático en taludes con baja permeabilidad". Capítulo de libro: Tomo homenaje a Jorge Porras Martín, de la Asociación Española de Hidrología Subterránea. IGME: "*Hidrogeología y Recursos Hidráulicos XIV*", pp 113–124. Madrid.
- Daza A., Gutiérrez-Ravé, J., Siles, J., Aroca, G., Almansa, C., Sánchez, M.D. y Viñals, A., 2016. "Innovación en Sísmica de Impactos para vibraciones del Terreno". 10° Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica. Edita: Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (Tomo I) ISSN 978–84– 945284–2–2, pp 147–156. A Coruña.
- Daza A., Gutiérrez-Ravé J. y Aroca G., 2018. "Geotecnia sísmica y modelo progresivo distensivo de la onda canal en el Terreno". "XIV Congreso Internacional de Energía y Recursos Minerales. Sosteniendo el Futuro" y "Slope Stability Symposium".ISBN: 978-84-09-01295-4, 1:2245–2256. Sevilla.
- Denver, H., 1982. Modulus of Elasticity for Sand Determined by SPT and CPT. Proc. ESOPT.2. Amsterdam.
- González Montero, J., 1978. "Disgregación de rocas. Análisis de la alternativa: escarificación o voladura". Revista *Industria Minera*, Colegio de Ingenieros de Minas, agosto 1978, pp. 27–39.
- Hardin B.D. y Black W.L., 1968. "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay" y Soil Mech. Div., Proc. ASCE, Vol.94 nºSM2, Mar, pp. 353–369.

- Hardin B.D. y Dwevich V.P., 1972. "Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves" J. Soil Mech. Found. Dic. Proc. ASCE. Vol. 98 nº SM7.
- Hoek, E. & Brown, E.T., 1980. Underground Excavations in Rock. London, Instn. Mining Metall, 532 pp.
- Hoek, E. & Bray, J., 1981. Rock Slope Engineering. London, Instn. Mining Metall, 458 pp.
- Imai T., Yoshimura Y., 1975. "The relation of mechanical properties of soils to P and S-wave velocities for ground in Japan". Technical note OYO Corporation.
- Imai, T. y Tonouchi K., 1982. "Correlation of N value with S-ware velocity and Shear Modulus. In Proceedings of 2nd European Symposium of Penetration Testing, Amsterdam, pp. 67–72.
- Kokusho, T., 1987. "In-situ dynamic soil properties and their evaluation" Proceeding 8th Asin Regional *Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Kyoto, 2: 215–240.
- Lunne, T., Lacasse, S. and Rad, N.S. (1994). General Report: SPT, CPT, PMT, and recent developments in insitu testing. *Proceeding*, 12th ICSMFE. Rio de Janeiro, 4: 2339–2403.
- Mayne, P.W., 2001. "Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests" Institute Georgia USA. *Proceedings, International Conference on In-situ Measurement of soil properties y case histories (In situ 2001)* Bali, Indonesia, May 21–24, 2001, pp. 27–48.
- Olalla C., 2007. COICCP "Recomendación al estudio geotécnico del Código Técnico de Edificación". Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Madrid.
- Ramirez Oyanguren, P. y Alejano Monge L., 2004 "Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes" ETSIM de Madrid, 285 pp.
- Robertson, P.K. y Campanella, R.G., 1983. "Interpretation of cone penetration tests: sands". *Canadian Geotechnical Journal*, 20: 719–733.
- Shibata, T.,1970. "Relations between transverse wave velocity in ground and N value of penetration test". Read before the 5th soil engineering studies anno uncement meeting.
- Stagg, K.G., Zienkiewicz, O.C., Hoek, E., Deere, D.V., Hendron A.J., Morgenstern, N.R., Rogerts, A., 1970. Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica. John Wiley y Sons, London 1968. Ed. Blume, Madrid, 398 pp.
- Tezcan, S. S., Keceli, A., & Ozdemir, Z., 2006. Allowable bearing capacity of shallow foundations based on shear wave velocity. Geotechnical & Geological Engineering, 24(1), 203-218.

ANÁLISIS ESPACIO-TEMPORAL DE LA EXPOSICIÓN A LOS DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS CONSIDERANDO LA ESTACIONALIDAD TURÍSTICA EN LA ISLA DE MALLORCA (ESPAÑA).

ROBERTO SARRO (1), MÓNICA MARTÍNEZ-CORBELLA (1), CRISTINA REYES-CARMONA (1), HÉCTOR AGUILERA (1), MIQUEL ÀNGEL COLL (2), JUAN ANTONIO LUQUE (1), JORGE PEDRO GALVÉ (3), JOSÉ MIGUEL AZAÑÓN (3), ILENIA GRAZIAMARIA GALLO (1), ANNA BARRA (4), MARÍA CUEVAS-GONZÁLEZ (4), ORIOL MONSERRAT (4), ADRIÁN RIQUELME (5), ROSA MARÍA MATEOS (1)

 (1) Grupo de Investigación de Observación de la Tierra, Riesgos geológicos y Cambio Climático Instituto Geológico y Minero de España (IGME-CSIC)
 r.sarro@igme.es; m.martinez@igme.es; c.reyes@igme.es; ja.luque@igme.es; h.aguilera@igme.es; galloilenia94@gmail.com; rm.mateos@igme.es

> (2) Grupo de Investigación de Turismo, Movilidad y Territorio Universidad de las Islas Baleares miquelangel.coll@uib.es

> > (3) Departamento de Geodinámica Universidad de Granada jpgalve@ugr.es; jazanon@ugr.es

(4) Departamento de Teledetección. División de Geomática Centro Tecnológico de Telecomunicaciones de Cataluña (CTTC) anna.barra@cttc.cat; mcuevas@cttc.es; oriol.monserrat@cttc.cat

> (5) Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Alicante ariquelme@ua.es

RESUMEN

En el siguiente trabajo se presenta una nueva metodología para evaluar la exposición al riesgo por desprendimientos rocosos a escala municipal considerando la estacionalidad turística. Esta metodología se ha planteado a través de análisis multicriterio en el que como resultado final se obtiene lo que se ha denominado Índice de Elementos Expuestos (IEE). La metodología está formada por los siguientes pasos: (i) selección de los indicadores; (ii) procesamiento de datos; (iii) normalización de los indicadores; (iv) determinación del peso específico de los indicadores, (v) obtención de la IEE, y, finalmente, (vi) obtención del mapa de elementos expuestos por municipio, y su grado de variación de la exposición teniendo en cuenta la estacionalidad turística. Para estimar el valor del IEE se han presentado siete factores con los que evaluar la exposición de tipo: social (S), infraestructural (I) y ambiental (A).

1. INTRODUCCIÓN

Los desprendimientos de rocas son procesos altamente peligrosos que se producen en las zonas montañosas o escarpadas, a lo largo de todo el mundo. Los daños ocasionados por estos fenómenos suelen ser muy graves debido a las altas velocidades y energías que alcanzan los bloques durante su

caída (Crosta et al., 2015; Hungr et al., 2014; Sarro, 2019), llegando a causar muertes y daños significativos sobre las infraestructuras o las áreas urbanas. Dentro de las acciones clave para la gestión de los riesgos geológicos, y como paso previo a la implantación de medidas preventivas, destaca la necesidad de estimar los potenciales impactos que estos riesgos pueden tener tanto sobre la población como las infraestructuras. Los impactos económicos de los desprendimientos de rocas se suelen clasificar en dos categorías: (a) impactos económicos directos que se asocian a los trabajos de mantenimiento, rehabilitación, etc. que hay que realizar después de estos eventos y (b) impactos económicos indirectos, como daños a la propiedad, lesiones o muertes, o impactos ambientales (Vessely et al., 2017). Generalmente, los estudios sobre el impacto social ocasionado por los desprendimientos de rocas, únicamente se abordan desde la perspectiva de los análisis estadísticos de las pérdidas económicas ocasionados sobre las personas o infraestructuras, o de la inversión necesaria en medidas de protección. Así, no hay referencias sobre el impacto social más allá de las evaluaciones de pérdidas económicas (Mateos et al., 2020). La percepción de riesgo por parte de la sociedad es uno de los principales factores que condicionan el comportamiento de las personas y por lo tanto tiene un impacto decisivo en la capacidad de mitigación, protección y capacidad de resiliencia de las comunidades (Kjekstad & Highland, 2009).

Cuando coinciden zonas de interés turístico con zonas de alta susceptibilidad a los riesgos geológicos, se produce una variación temporal en la consideración de los elementos vulnerables (Fuchs et al., 2012). Varios ejemplos que evidencian esta situación pueden encontrarse realizando una breve búsqueda en las noticias más reseñables sobre movimientos de laderas que han tenido lugar en los últimos años, como los siete turistas resultaron heridos en un desprendimiento de rocas en la playa de Navagio, en la isla griega de Zante en el 2018, o los 33 fallecidos y los más de 500 turistas extranjeros y sus guías que tuvieron que ser rescatados en Nepal después de un deslizamiento de tierras en agosto del 2014. Todos estos eventos tienen como denominador común la agravación del riesgo por una mayor exposición debida al turismo.

Por otra parte, en la actualidad el turismo tiene una gran influencia sobre la economía de los destinos turísticos, como factor de desarrollo y competitividad. Esta circunstancia ha provocado que se lleven a cabo análisis del impacto que tendrían nuevas variables y como condicionarían esta actividad en un contexto socio-económico cada vez más inestable (Duro & Farré, 2015; Murray Mas et al., 2017; Nadal et al., 2004; Ramis Coll, 2018). En este trabajo, se presenta una metodología para analizar la exposición a los desprendimientos de rocas en la Serra de Tramuntana en la isla de Mallorca (España), uno de los destinos turísticos más importantes del continente europeo con 16,5 millones de visitantes al año, en donde la exposición debida al turismo conduce a una intensificación del riesgo.

2. CONTEXTO GEOGRÁFICO Y GEOLÓGICO

El Archipiélago Balear se localiza en el Mediterráneo occidental y está formado por cuatro islas principales: Mallorca, Menorca, Ibiza y Formentera. La isla de Mallorca es la mayor de ellas, con una superficie de 3640.16 km2. Geomorfológicamente se distinguen tres grandes unidades en la isla: la Serra de Tramuntana (al NO), las Serres de Llevant (al E) y los Llanos Centrales.

La Serra de Tramuntana, con una orientación NE-SO, es una alineación montañosa paralela a la costa noroccidental de la isla. Presenta una línea de cumbres con altitudes superiores a 600 m, una anchura media de unos 15 km, y una longitud máxima de 90 km. La estructura geológica de la Serra determina la geomorfología de esta región, con una gran asimetría entre la vertiente meridional de la Serra, menos abrupta, y la vertiente septentrional/costera, más escarpada y con gran desarrollo de acantilados. La costa norte apenas presenta desarrollo de playas, tan sólo existen pequeñas calas generalmente relacionadas con la desembocadura de los torrentes. Los relieves alineados de la Serra están separados por valles longitudinales de cierta entidad que se abren al mar en los extremos de la Serra.

La región de Tramuntana abarca 16 municipios con una población total de 115000 habitantes, con la cara norte mucho más densamente poblada y urbanizada. Destacan los municipios turísticos de Andratx y Calvià al sur de la sierra, con un enorme desarrollo urbanístico en las últimas décadas. La carretera Ma-10 (111 km) constituye la carretera principal de la región y tiene una circulación intensa de automóviles, estimada en un promedio diario de 7200 vehículos. La economía de la región se fundamenta exclusivamente en el turismo, que representa el 95 % de sus ingresos.

En los últimos 30 años la Serra de Tramuntana ha experimentado un gran desarrollo urbanístico, en concreto los municipios turísticos de Calvià y Andratx, aumentando considerablemente el riesgo a los movimientos de ladera. Un claro ejemplo de ello es Cala Llamp cerca de Andratx donde la expansión urbanística se ha realizado en una ladera costera de elevada pendiente.

Geológicamente, la isla de Mallorca se considera una prolongación de la Cordillera Bética que emerge en el Mar Mediterráneo. En la Serra de Tramuntana afloran, mayoritariamente, las rocas sedimentarias que pertenecen a las Zonas Externas de la Cordillera Bética. Las distintas unidades litológicas que se encuentran son las siguientes: Areniscas, arcillas, margocalizas y margas con intercalaciones de yesos; Calizas masivas, calizas nodulosas y dolomías; Margas y margocalizas, generalmente de colores blanquecinos; Conglomerados, calcarenitas, margas y calizas arrecifales; Limos, arcillas y gravas.

3. DATOS Y METODOLOGÍA

3.1 Datos

De cara a establecer los indicadores de exposición a los desprendimientos en la Serra de Tramuntana, se han recopilado datos de tipo infraestructural o espacial y tipo social.

Los primeros se han obtenido de la base de datos del Servei d'Informació Territorial de les Illes Balears (SITIBSA) (*Servei d'Informació Territorial de Les Illes Balears*, 2022). La información recopilada, está formada, tanto por elementos puntuales críticos, como por áreas o zonas sobre las que el impacto de un desprendimiento puede tener especial repercusión.

Como ejemplo de los elementos puntuales destaca la red de carreteras de la isla de Mallorca. Dado que la red incluye diferentes tipologías, se ha decidido tener en cuenta únicamente aquellas carreteras catalogadas como de primer, segundo y tercer nivel, que son por las que transitan más del 97% de los vehículos. Además, también hemos considerado la intensidad media diaria de vehículos (IMD) que circulan por ellas. Otras redes de comunicación, que se han tenido en cuenta son aquellas de tipo ferroviario. Por último, de la misma base de datos, también se han incluido aquellas infraestructuras críticas que pueden verse afectadas durante una emergencia como son los centros Sanitarios, Hospitales, Centros Educativos, y Centros Deportivos (Figura 1).

En cuanto a la información de áreas, se ha puesto énfasis en aquellas de tipo medioambiental, en particular aquellas con denominación Natura 2000 y Espacios Naturales Protegidos.

Para el caso de los indicadores sociales se ha utilizado tanto catálogo de datos estadísticos facilitada por el Instituto Nacional de Estadística (INE) (*Instituto Nacional de Estadística*, 2019), como los datos del Instituto de Estadística de las Islas Baleares (IBESTAT), (*Institut d'estadística de Les Illes Baleares*, 2022) con los que ha sido posible realizar un análisis demográfico, y medir la evolución temporal del sector turístico (Figura 1).



Figura 1. Ejemplos de datos de tipo infraestructural o espacial y tipo social, recopilados para elaborar el Índice de Elementos Expuestos a los desprendimientos rocosos en la Serra de la Tramuntana.

3.2 Metodología

La nueva metodología se ha propuesto introduciendo un índice multicriterio para evaluar la exposición a la caída de rocas a escala regional en el que se ha definido un Índice de Elementos Expuestos (IEE). La metodología sigue los siguientes pasos (i) selección de los indicadores; (ii) tratamiento de los datos; (iii) normalización de los indicadores; (iv) determinación del peso específico de los indicadores, (v) obtención del IEE, y, finalmente, (vi) obtención del mapa de elementos expuestos por un municipio, ajustando los valores a la función de distribución beta, y la variación de la exposición a los desprendimientos a escala municipal según la temporada turística. Para estimar el valor del IEE se han presentado siete factores para evaluar la exposición ambiental (E), infraestructural (I) y social (S) (Ver Tabla 1).

De indicadores de tipo social se han definido tres, en el que se ha considerado el grado de presión humana por cada temporada turística (Alta-Media-Baja), el nivel de estudios, y la edad de la población. Para calcular el indicador del grado de presión humana (IPH) a escala municipal, para ello se realizó una estimación en base a la población residente obtenida del padrón, y a la población flotante (número de turistas). En el caso de la población flotante, los datos se obtuvieron por municipios a partir del número total de plazas turísticas multiplicado por la ocupación promedio para cada una de las temporadas (Alta-Media-Baja). Para el indicador de población mayor de 64 años y menor de 16. Para el indicador sobre educación, se ha tenido en cuenta aquellas personas analfabetas, sin estudios o estudios primarios. Este indicador no pretende tener en cuenta la falta de conocimiento que pueda tener esta población sobre el riesgo en la zona de estudio (por ejemplo, donde se producen), sino la capacidad de entendimiento de información científica y de asimilación de estrategias didácticas para comprender cómo ocurren estos fenómenos geológicos y qué medidas de protección implantar frente a ellos.

| ID | Tipo | Indicador | Fórmula |
|----|------------------|---|--|
| S1 | Social | Población en edad vulnerable por municipio | Número de habitantes >64 y <16 / Habitantes del municipio |
| S2 | Social | Población con bajo nivel de estudios por municipio | Número de habitantes analfabetos, sin estudios, o estudios primarios / Habitantes del municipio |
| S3 | Social | Grado de presión humana por temporada turística | Número Personas por km2 en cada municipio en temporada baja, media y alta |
| 11 | Infraestructural | Densidad de viviendas por municipio | Número total de viviendas / área del municipio (km2) |
| 12 | Infraestructural | Longitud de red de transporte por municipio | Media ponderada de la Longitud de vías según tipología / área del municipio (km2) |
| 13 | Infraestructural | Densidad de infraestructuras criticas | Media ponderada del número de infraestructuras criticas / área del municipio (km2) |
| E1 | Ambiental | Densidad de Espacios Naturales Protegidos | Área de espacio natural protegido / área del municipio (km2) |

Tabla 1. Indicadores utilizados para calcular el Índice de Elementos Expuestos (IEE)

En cuanto a los indicadores de tipo infraestructural, en ellos se ha recogido información sobre el número de viviendas a escala municipal, la distribución de la red de transporte y la densidad de infraestructuras críticas. La densidad de viviendas por municipio se ha obtenido dividiendo el número total de viviendas por municipio obtenido en el INE, por el área de cada uno de los municipios. Para la red de transporte se ha considerado tanto la red de carreteras (con sus diferentes tipologías) como la red de ferrocarril. En el caso de la red de carreteras se ha tenido en cuenta el IMD. Para ajustar el nivel de exposición de cada tipo de vía se ha realizado una media ponderada, en la que las carreteras principales se han multiplicado por 0.4, la red ferroviaria por 0.3, las carreteras secundarias por 0.2 y las terciarias por 0.1. Por último, para el indicador de infraestructuras críticas, se han tenido en cuenta los centros sanitarios, los hospitales, los centros educativos, los centros deportivos y centros industriales, por ser aquellos en los que hay una mayor concentración de población (en muchos casos vulnerable), y por ser infraestructuras esenciales en la gestión de una situación de emergencia. En este caso también se ha llevado a cabo una media ponderada.

Finalmente, de tipo ambiental solo se ha seleccionado un indicador. Para su obtención se ha calculado la densidad de espacios naturales protegidos que existe en cada termino municipal. Para ello, hemos utilizado la información del SITIBSA sobre zonas de Red Natura.

A continuación, para asegurar que todos los indicadores sean comparables, se llevó a cabo una normalización de las variables. Gracias a este paso, se ha conseguido armonizar todos los indicadores utilizados, expresándolos en valores adimensionales para facilitar la ponderación y la comparación. En primer lugar, se estandarizaron las variables mediante la siguiente ecuación (Ecuación1):

$$I_{in} = \frac{I_i - \mu_i}{\sigma_i} \tag{1}$$

Donde, I_{in} es el valor normalizado de los valores del indicador I_i ; μ_i es la media de todos los valores del indicador estudiado, y σ_i es su desviación típica.

Una vez obtenidos los valores normalizados de los indicadores, se re-escalaron mediante una traslación (transformación lineal) con el objetivo de que grandes variaciones de uno o más indicadores no dominen la contribución del resto de los indicadores. Para ello, simplemente se aplicó la diferencia respecto al menor valor normalizado observado entre todos los indicadores estudiados (Ecuación 2).

$$I_{it} = I_{in} - I_{n'min} \tag{2}$$

Donde I_{it} es el indicador transformado, I_{in} es el indicador normalizado y $I_{n'min}$ es el menor valor normalizado obtenido entre todos los indicadores.

A continuación, se obtuvieron los Índices de Elementos Expuestos sociales, infraestructurales y ambientales (IS, II y IA, respectivamente) ponderando los indicadores transformados:

$$IS, II, IA = 0.7 \sum_{i=1}^{3} I_{it}, 0.2 \sum_{i=1}^{3} I_{it}, 0.1 I_{it}$$
(3)

En donde, I_{it} es el valor del indicador estandarizado transformado correspondiente a cada tipo. Para calcular el Índice Global de Elementos Expuestos (IEE), hubo que aplicar un método heurístico para dar más importancia a los aspectos sociales, seguidos de los infraestructurales y, por último, los medioambientales. Así, el peso asignado a cada factor está relacionado con su relevancia en los impactos a corto plazo sobre la sociedad y la economía de la Sierra de Tramuntana. Por último, para calcular el Índice de Elementos Expuestos Global se ha realizado la suma de cada tipología de índice.

$$IEE = IS + II + IA \tag{4}$$

Además, con el objetivo de hacer una mejor representación de los resultados obtenidos, se ha calculado la distribución probabilística beta, para clasificar el IEE con base en su probabilidad de ocurrencia. Así, se ha definido 4 categorías correspondientes a grado de elementos expuestos Bajo, Medio, Alto y Muy alto.

4. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Como resultado de la metodología mostrado en el apartado anterior, se obtiene una tabla (Ver Tabla 2) con el IEE para cada uno de los municipios y para cada una de las temporadas: Temporada Baja (TB), Temporada Media (TM) y Temporada Alta (TA). El mapa de exposición (Figura 2) muestra el grado de exposición a las caídas de rocas de cada municipio de la sierra de Tramuntana para cada temporada turística. Estos resultados muestran un aumento del nivel de exposición durante la temporada turística alta, que afortunadamente es el periodo de menor ocurrencia de desprendimientos de rocas.

Por otra parte, de cara a mostrar cómo es la variación del IEE en cada uno de los municipios se ha realizado la representación por diferencias relativas en donde se puede observar qué municipios se ven más afectados entre una temporada y otra. Para ello se ha calculado la diferencia entre el valor obtenido en la temporada media y en la temporada baja, y se ha comparado con la diferencia obtenida entre la temporada alta y temporada baja (Figura 2). Los resultados se han representado en una gráfica, que ha permitido identificar aquellos municipios que sufren un mayor cambio en la exposición dependiendo de la temporada turística en la que nos encontremos. Así, se puede identificar que municipios como Calviá, Deia, Andraxt, Pollenca y Fornalutx, sufren un gran cambio en el nivel de exposición a los desprendimientos de rocas en función de la temporada turística en la que nos encontremos, mientras que para otros como Bunyola, Escorca o Esporles, el nivel de exposición no sufre un cambio significativo a lo largo de todo el año.

Así, se puede concluir que la metodológica que se presenta en este trabajo contribuye a un conocimiento completo y simplificado de los riesgos asociados a los desprendimientos de rocas en los 13 municipios existentes en la Serra de Tramuntana durante las tres temporadas turísticas. Este es un paso muy significativo a la hora de calcular de manera fiable el riesgo por desprendimiento de rocas pudiendo ser analizado considerando la distribución espacial de la exposición proporcionada por el IEE unido al valor de los elementos, el mapa de susceptibilidad de desprendimiento de rocas y la vulnerabilidad del elemento en riesgo. Este estudio puede proporcionar a las autoridades de protección civil y a otros responsables de la toma de decisiones, una mejor capacidad para evaluar los riesgos por caída de rocas considerando las diferentes épocas del año.
| ID | Nombre | Temporada Baja | Temporada media | Temporada alta |
|----|-------------|----------------|-----------------|----------------|
| 0 | Andratx | 1.335 | 1.410 | 1.455 |
| 1 | Banyalbufar | 0.413 | 0.439 | 0.444 |
| 2 | Bunyola | 1.049 | 1.058 | 1.061 |
| 3 | Calvià | 4.572 | 5.046 | 5.337 |
| 4 | Deiá | 0.457 | 0.552 | 0.575 |
| 5 | Escorca | 0.729 | 0.729 | 0.729 |
| 6 | Esporles | 0.902 | 0.922 | 0.925 |
| 7 | Estellencs | 0.382 | 0.420 | 0.425 |
| 8 | Fornalutx | 0.444 | 0.478 | 0.487 |
| 9 | Pollença | 1.661 | 1.816 | 1.853 |
| 10 | Puigpunyent | 1.366 | 1.380 | 1.383 |
| 11 | Sóller | 1.853 | 2.068 | 2.100 |
| 12 | Valldemossa | 0.559 | 0.590 | 0.596 |

Tabla 2. Índice de Elementos Expuestos (IEE) para cada uno de los municipios y para cada una de las temporadas



Figura 2. Resultado del IEE para la temporada alta, y grafico con las diferencias de IEE según la temporalidad turística en cada municipio de la Serra de Tramuntana.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio se ha desarrollado en el marco del proyecto RISKCOAST (Ref: SOE3/P4/E0868) financiado por el programa Interreg SUDOE a través del Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER).

REFERENCIAS

- Crosta, G. B., Agliardi, F., Frattini, P., & Lari, S. (2015). Key issues in rock fall modeling, hazard and risk assessment for rockfall protection. In *Engineering Geology for Society and Territory—Volume 2: Landslide Processes* (pp. 43–58). Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-319-09057-3 4
- Duro, J. A., & Farré, F. X. (2015). Estacionalidad turística en las provincias españolas: Medición y análisis. *Cuadernos de Turismo*, *36*, 157–174. https://doi.org/10.6018/turismo.36.230921
- Fuchs, S., Birkmann, J., & Glade, T. (2012). Vulnerability assessment in natural hazard and risk analysis:

Current approaches and future challenges. *Natural Hazards*, 64(3), 1969–1975. https://doi.org/10.1007/s11069-012-0352-9

- Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. In Landslides (Vol. 11). Springer Berlin Heidelberg. https://doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y
- Institut d'estadística de les illes balears. (2022). https://ibestat.caib.es/ibestat/inici
- Instituto Nacional de Estadística. (2019). INE. https://www.ine.es/
- Kjekstad, O., & Highland, L. (2009). Economic and Social Impacts of Landslides. In K. Sassa & P. Canuti (Eds.), Landslides – Disaster Risk Reduction (pp. 573–587). Springer Berlin Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-540-69970-5 30
- Mateos, R. M., López-Vinielles, J., Poyiadji, E., Tsagkas, D., Sheehy, M., Hadjicharalambous, K., Liscák, P., Podolski, L., Laskowicz, I., Iadanza, C., Gauert, C., Todorović, S., Auflič, M. J., Maftei, R., Hermanns, R. L., Kociu, A., Sandić, C., Mauter, R., Sarro, R., Bejar, M., Herrera, G. (2020). Integration of landslide hazard into urban planning across Europe. *Landscape and Urban Planning*. https://doi.org/10.1016/j.landurbplan.2019.103740
- Murray Mas, I., Yrigoy Cadena, I., & Blázquez-Salom, M. (2017). The role of crises in the production, destruction and restructuring of tourist spaces. The case of the Balearic Islands. *Revista Investigaciones Turísticas*, 13. https://doi.org/10.14198/INTURI2017.13.01
- Nadal, J. R., Font, A. R., & Rosselló, A. S. (2004). The economic determinants of seasonal patterns. Annals of Tourism Research, 31(3), 697–711. https://doi.org/10.1016/j.annals.2004.02.001
- Ramis Coll, M. Á. (2018). Análisis socio-espacial de la estacionalidad turística en Mallorca. http://dspace.uib.es/xmlui/handle/11201/4444
- Sarro, R. (2019). *Simulación de desprendimientos rocosos para la gestión de emergencias e infraestructuras* [PhD Thesis]. Universidad de Alicante.
- Servei d'Informació Territorial de les Illes Balears. (2022). http://www.caib.es/sites/sitibsa/ca/inici-65424/?campa=yes
- Vessely, M., Richrath, S., & Weldemicael, E. (2017). Economic Impacts from Geologic Hazard Events on Colorado Department of Transportation Right-of-Way. *Transportation Research Record*, 2646(1), 8– 16. https://doi.org/10.3141/2646-02

CARACTERIZACIÓN DE LOS DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS EN LAS CARRETERAS DE LA SERRA DE TRAMUNTANA DE MALLORCA

Joan M. RIUS GIBERT (1) y Raül AGUILÓ GONZÁLEZ (1)

(1) Direcció Insular d'Infraestructures
 Departament de Mobilitat i Infraestructures
 Consell de Mallorca
 jmrius@conselldemallorca.net

RESUMEN

Los desprendimientos rocosos son una de las principales incidencias geológicas que provocan tanto pérdidas económicas como de vidas humanas. Su caracterización es importante puesto que la gran variabilidad en su magnitud, desde pocos dm³ hasta miles de m³, implica diferentes posibles soluciones de protección. Como se trata, en general, de masas rocosas de diversos bloques que, una vez desprendidos del macizo rocoso, circulan por una ladera a una cierta velocidad hasta que se paran o hasta que algún elemento los detiene, la investigación de la zona de alcance de un posible desprendimiento, requerirá disponer de información detallada de las características geométricas y geológicas del frente rocoso y de la ladera, así como de desprendimientos precedentes. Además, en el caso de posibles infraestructuras lineales afectadas, como son las carreteras, esta caracterización se ha de extender a lo largo de su trazado. En este sentido, en la administración competente en la isla de Mallorca en materia de carreteras, el Consell de Mallorca, y dada la especial dinámica de desprendimientos que se producen en las carreteras de la Serra de Tramuntana, se ha venido realizando una labor doble de protección contra desprendimientos rocosos desde hace más de 10 años. Por un lado, se ha tenido que ir actuando de forma correctiva en zonas muy activas de este tipo de incidencias, saneando y protegiéndolas con elementos adicionales como son las pantallas dinámicas, por ejemplo. Por otro lado, se ha realizado una labor de recopilación datos de eventos de desprendimientos que ha servido para la caracterización de este tipo de incidencias. Así, no solo se han recopilado datos de eventos que hayan afectado a las carreteras, sino también de otros eventos que se han producido sin afectación directa a carreteras pero en zonas cercanas, así como de frentes rocosos susceptibles de producir desprendimientos. Se presentan pues, en esta comunicación, las diferentes tareas realizadas para constituir y actualizar la base de datos de desprendimientos rocosos de Tramuntana (con más de 100 eventos) y que han servido, mediante la aplicación de modelos de simulación de caída de bloques, para el dimensionamiento de instalaciones de protección contra desprendimientos que actualmente siguen funcionando en sus carreteras.

1. INTRODUCCIÓN

Los desprendimientos rocosos en las carreteras de montaña son una de las principales amenazas a la seguridad de las mismas así como a sus usuarios. Se trata de masas rocosas de uno o varios bloques de roca que una vez desprendidos de un frente rocoso, circulan por una ladera a una cierta velocidad hasta que se paran o hasta que algún elemento los detiene. Una de las principales características de los desprendimientos es la gran variabilidad en su magnitud que, de todos modos, pueden provocar daños materiales importantes y pérdidas de vidas humanas. Para prevenir estos efectos, se aplican diferentes métodos de protección contra desprendimientos: unos pasivos como pantallas estáticas y

dinámicas (no actúan hasta que llegan los bloques movilizados), y otros activos como mallas de cables o alambres fijadas, mediante anclajes y bulones, sobre la superficie del macizo rocoso, etc. (actúan fijando los bloques en el frente previamente a su posible movilización).

Por consiguiente, hay toda una serie de variables y parámetros a tener en cuenta para el dimensionamientos e instalación de este tipo de elementos. Unos relacionados con la geología y geomorfología de la zona: tipo de material del macizo rocoso, características geomecánicas, pendientes y tipología del terreno o laderas afectadas. Otros más relacionados con aspectos tanto antrópicos como climáticos, etc. Así, una más detallada caracterización de los desprendimientos rocosos redundará en un más ajustado dimensionamiento, mediante modelos de simulación de caída de bloques rocosos, en el proyecto de elementos de protección y en una mejor funcionalidad de los mismos.

Por lo que respecta al entorno de las carreteras de Mallorca, la Serra de Tramuntana es la principal cadena montañosa de la isla de Mallorca. Está orientada de noreste a sudeste en la parte septentrional de la isla. Sus cotas máximas de hasta casi los 1500 m se presentan en la zona central de la misma. Aunque su geología es relativamente variada, a lo largo de toda la Serra afloran macizos calizos de edad jurásica que en sus frentes forman grandes acantilados. El diferente grado de alteración de la roca y su fracturación provocan una susceptibilidad elevada al desprendimiento de masas rocosas. El principal factor desencadenante es el agua de lluvia que se infiltra por grietas y fracturas y provoca la inestabilización de masas y bloques rocosos. Además, el clima típicamente mediterráneo, con episodios lluviosos con puntas de gran intensidad, provoca que algunos de los citados desprendimientos rocosos sean de gran magnitud (Mateos et al., 2010).

La administración competente en la isla de Mallorca en materia de carreteras, el Consell de Mallorca (CIM), dada la especial dinámica de desprendimientos rocosos que afectan a las carreteras de la Serra de Tramuntana, ha venido realizando tareas de protección contra desprendimientos rocosos desde hace varias décadas y, con una labor doble desde 2010. Por un lado, se ha tenido que ir actuando de forma correctiva en zonas muy activas de este tipo de incidencias, saneando y protegiendo estas zonas con elementos adicionales como son las pantallas dinámicas, por ejemplo. Por otro lado, se ha realizado una labor de recopilación datos de eventos de desprendimientos en un registro de incidencias que conforma una base de datos con geolocalización que ha servido para la caracterización de este tipo de incidencias. De todos modos, se dispone de datos de desprendimientos de una forma más o menos sistemática desde el año 2005. Pero es a partir del año 2010 desde cuando se recopilan datos de forma exhaustiva de la mayoría de eventos. Es decir, cuando se produce un desprendimiento, se toman datos diversos del evento: número y tamaño de bloques rocosos desprendidos y su recorrido, características de los mismos, de las áreas fuente, del terreno por donde han transitado, etc., registrando esta información en una base de datos georreferenciada.



Figura 1.- Localización de desprendimientos en las carreteras de la Serra de Tramuntana de Mallorca y mapa de peligrosidad de su zona suroeste obtenido a partir de datos de incidencias y modelos de simulación de caída de bloques.

Como ya se ha indicado, a lo largo de los años se ha tenido que actuar desde el CIM para restituir y reparar diversos tramos de carreteras afectados por todo tipo de desprendimientos rocosos. Desde simples actuaciones de retirada de bloques a actuaciones de instalación de elementos de protección contra desprendimientos, pasando por reparaciones de todo tipo de elementos e instalaciones de las carreteras (Rius y Aguiló, 2017). Además, para poder dimensionar esos elementos de protección adecuadamente en los correspondientes proyectos, se ha usado la información disponible del citado registro de desprendimientos. Por otro lado, en esta base de datos geolocalizada también se incluyen los diferentes elementos de protección contra desprendimientos instalados a lo largo de la carretera junto con su efectividad, entendida como el número de bloques que detiene, puesto que esta información también se recopila de forma exhaustiva. Se presenta, pues, en esta comunicación, el citado registro de desprendimientos rocosos y las tareas adicionales realizadas para la caracterización de los desprendimientos rocosos a partir de los datos recopilados (materiales y volúmenes implicados, alcances, áreas de desprendimientos, fragmentación de bloques, etc.). Concretamente, se ha seleccionado de todo el registro de desprendimientos rocosos, algunos de ellos de los que se ha podido recabar, mediante trabajos de campo e investigación de información de base, gran cantidad de datos para su caracterización (tamaño y número de bloques, su distribución in-situ, eventos antecedentes, etc.) y que se presentan en los párrafos siguientes.

Con esta información, se ha podido delimitar, por un lado, una zonificación de peligrosidad contra desprendimientos en las carreteras de la Serra (figura 1b) y, por otro lado, se ha podido aplicar en algunos casos diferentes modelos de simulación de caída de bloques que han servido para el dimensionamiento de protecciones específicas, como son pantallas dinámicas, en los correspondientes proyectos constructivos que se han ido ejecutando y que continúan actualmente en funcionamiento en las carreteras.

2. LOS DESPRENDIMIENTOS EN LA SERRA DE TRAMUNTANA Y EL CLIMA

La caracterización de eventos geológicos como son los desprendimientos rocosos requiere tener conocimiento del entorno donde se producen, tanto a nivel geográfico y geológico como de las condiciones climáticas del mismo. Así, la Serra de Tramuntana, situada al noroeste de la isla de Mallorca, constituye su cadena montañosa más grande, con una superficie comprendida entre los 800 y los 1100 km², y con una cota máxima de 1445 metros, el Puig Major de Son Torrella. Tiene unos 90 km de longitud, entre el cabo de sa Mola (Andratx) y el cabo de Formentor (Pollença) y unos 15 km de anchura media. Presenta una clara diferencia de relieve entre las vertientes orientadas hacia el interior de la isla, vertiente sureste, de relieves más suaves, y los relieves costeros, al noroeste, más escarpados.

Por lo que respecta a la geología, la Serra, que discurre paralela a la costa con dirección SO a NE constituyendo una zona abrupta, está formada por pliegues superpuestos constituidos por dolomías, margas y calizas del Jurásico y Cretácico, que se deslizan sobre materiales del Trías, junto con niveles de conglomerados, calizas detríticas, margas y arcillas del Mioceno. Su estructura geológica es muy compleja, con abundantes fallas longitudinales y transversales y diversos cabalgamientos. Los materiales atravesados son de tipologías diversas, siendo los más frecuentes las calizas del Lias como materiales más competentes y las lutitas y yesos del Keuper como los menos competentes. En las zonas de materiales competentes, forman diferentes escarpes y acantilados. La meteorización y alteración de estos frentes rocosos provoca frecuentes desprendimientos rocosos con volúmenes de hasta miles de metros cúbicos, como es el caso de la avalancha de rocas de Son Cocó con un volumen implicado de unos 300.000 m³ (Mateos et al, 2010).

En el entorno geográfico de la Serra existen diversas poblaciones, con pequeños núcleos, urbanizaciones y casas de campo diseminadas. Una extensa red de comunicaciones con carreteras y caminos cruza los diferentes valles de la misma. Estas instalaciones se ven afectadas

sistemáticamente por diferentes procesos geológicos, el más recurrente de los cuales es el desprendimiento de masas rocosas. Las principales carreteras de la Serra de Tramuntana, de titularidad del Consell Insular de Mallorca, forman una red de comunicación viaria de unos 600 km, la mayoría de los cuales pertenecen a la red de segundo y tercer orden de la isla, pero que en algunos casos, son la única vía de comunicación a núcleos habitados y pueblos. La carretera más importante de la zona es la llamada carretera de la Serra, la Ma-10, que atraviesa longitudinalmente la Serra de Tramuntana desde Pollença hasta Andratx con una longitud total de 111 km y salva desniveles desde prácticamente el nivel del mar hasta los casi 900 m en constantes subidas y bajadas con una orografía complicada. Hay que destacar la variedad orográfica y climática de las dos vertientes norte y sur de la Serra, hecho que afecta de forma decisiva a la red viaria. La vertiente norte es más escarpada y con zonas con alta humedad y poca insolación, sobre todo en periodo invernal, mientras que la vertiente sur, con relieves más suaves, presenta menor humedad y mayor insolación.

El clima es típicamente mediterráneo, con periodos muy húmedos y también con sequías importantes. También se producen episodios locales de grandes intensidades de precipitación en estos periodos húmedos. Como se ha comentado, el principal factor desencadenante de inestabilidades de ladera es el agua de lluvia. Su infiltración por grietas y fracturas provoca un efecto doble: por un lado, aumenta las presiones en ellas provocando el incremento de la magnitud de las grietas y su apertura, redundando en la inestabilización de masas y bloques rocosos. Por otro lado, la humedad en estas grietas, la alteración de sus superficies y su relleno con material granular superficial, implica el desarrollo de vegetación que con sus raíces provoca también el incremento de la magnitud de las grietas y su apertura con el mismo efecto sobre masas y bloques rocosos. Así pues, esta climatología está íntimamente relacionada con la actividad general de movimientos de ladera y desprendimientos rocosos que se producen en la Serra de Tramuntana (Mateos et al., 2007).

De hecho, de froma más general, se han referenciado diferentes factores desencadenantes de la actividad de desprendimientos rocosos (Corominas, 2006). En el caso de la Sierra de Tramuntana, (Mateos et al, 2007) establecieron factores desencadenantes comunes para la actividad de desprendimientos de rocas. Uno de ellos es la precipitación, indicándose como valor límite el de 130 mm de precipitación en un periodo de 24 h. Además, también hay que tener en cuenta otros aspectos específicos aparte de la precipitación diaria, como la precipitación acumulada previa o periodos de hielo – deshielo diarios (Mateos et al, 2012), (Sarro et al., 2014). Así, el principal factor desencadenante de los desprendimientos de rocas en la Serra de Tramuntana son las precipitaciones. Todos los períodos con actividad significativa de caída de rocas están relacionados con períodos húmedos con fuertes lluvias. En los años recientes, se han registrado diversos periodos húmedos. Uno de ellos fue, aproximadamente entre los años 2008-2010, en que hubo muchas inestabilidades tipo deslizamientos de tierras y desprendimientos rocosos. Fue el período más húmedo de los últimos 40 años. (Mateos et al, 2012) establecen un valor límite menor de intensidad máxima diaria de precipitación de 90 mm/día, o valores de precipitación previa acumulada de 800 mm. Se informó un máximo de 1.409,2 mm de lluvia acumulada durante un período de 90 días en otoño de 2008 con algunos grandes desprendimientos de rocas a finales de 2008 y valores máximos entre 28,6 mm y 150,2 mm de lluvia en 24 h en toda la Serra en un período de 10 días antes de un evento significativo de desprendimiento de rocas. Además, este efecto desencadenante de desprendimientos rocosos, se puede ver magnificado por ciclos de hielo-deshielo que se puedan producir en grietas y fractura con acumulación de agua en ellas, cuando estos periodos húmedos coinciden en época invernal. Aunque no sea la isla de Mallorca una zona especialmente fría, en los inviernos en la Serra se producen con cierta frecuencia periodos en los que las temperaturas nocturnas bajan sobradamente de los 0 °C, especialmente en las cotas más elevadas (Mateos et al, 2012).

Posteriormente, se ha producido algún otro episodio de grandes desprendimientos con precipitaciones importantes que permiten confirmar y acotar los valores indicados. El último gran

período húmedo registrado y analizado hasta la fecha fue el del invierno de 2017. Durante los meses diciembre de 2016 y enero de 2017 se produjeron varios eventos de caída de rocas con diferentes volúmenes de roca involucrados a lo largo de la Serra con diferentes incidentes en carreteras y caminos (Rius y Aguiló, 2017). Las condiciones desencadenantes de los eventos de desprendimiento de rocas se analizaron a partir de los datos meteorológicos registrados en diferentes estaciones meteorológicas situadas en la Serra de Tramuntana y próximas a los 3 principales eventos de desprendimiento de rocas del episodio (figura 2a): Estellencs-Sa Tanqueta (192B), Sóller-IES Guillem Colom (104A) y Pollença (460A). Se seleccionó otra estación meteorológica (Son Massip Escorca) ya que suele ser la zona más lluviosa de la cordillera y está situada entre Sóller y Pollença.

Se analizaron diferentes datos (lluvia diaria, temperaturas diarias, condiciones del viento) a partir de diciembre de 2016 y se puede indicar que se produjeron dos episodios principales de lluvia (tabla 1): finales de diciembre y mediados de enero que desencadenan un episodio de eventos principalmente durante la segunda quincena de enero. Se registraron valores máximos de alrededor de 800 mm de lluvia para la parte central de la Serra, más o menos distribuidos equitativamente entre dos eventos de lluvia. También se registraron valores máximos de alrededor de 100 mm/día para la misma área. Los valores máximos de enero se produjeron el día 20 y se desencadenaron los eventos de desprendimiento de rocas indicados. Para el resto de las áreas, los valores más bajos de lluvia diaria (alrededor de 50 mm/día) también desencadenaron eventos de desprendimiento de rocas de menor magnitud. Es importante señalar que estos valores de lluvia (total y máxima diaria) también se alcanzaron en diciembre pero no desencadenaron eventos de caída de rocas de proporciones como los de enero.

En consecuencia, se puede considerar que un efecto de la precipitación acumulada anterior habría condicionado el factor desencadenante. Otros factores a tener en cuenta son que no se produjeron precipitaciones previas significativas hasta noviembre (alrededor del 25% de la de diciembre) y no se produjeron ciclos de hielo-deshielo durante esos episodios de lluvia, excepto un único ciclo para la zona de Escorca, situada a 743 metros sobre el nivel del mar (msnm). Por lo tanto, no se esperaba la influencia de estos factores.

Entre los diversos eventos de desprendimientos desencadenados a finales de enero de 2017, los tres más destacables son los del 20 de enero en el Coll de Sóller, 25 de enero en Estellencs y el de desprendimiento de roca de Formentor que tuvo lugar el 30 de enero muestran una fuerte relación con los episodios de lluvia registrado por los pluviómetros más cercanos (figura 2b). Por lo que respecta al episodio de lluvia, se acumularon en el período de 10 días anterior un total de 204.2 mm. Como se ha indicado, se registraron valores menores pero similares en diciembre (en un evento de lluvia de una semana para el día 20) no desencadenando ningún evento de desprendimiento de rocas en la zona. Por lo tanto, se plantea considerar la lluvia precedente también como factor desencadenante. Así, un valor de más de 50 mm de lluvia diaria en los 10 días anteriores con una cantidad total de más de 200 mm en este período y una cantidad total de más de 375 mm de lluvia acumulada dentro de los 30 a 40 días anteriores habrían actuado como valores de precipitación desencadenante de este episodio de desprendimientos rocosos.



Figura 2.- a) Localización de eventos de 2017. b) Registro de precipitación y desprendimientos del evento.

| Estación meteorológica | Lluvia diciembre | Lluvia máx. diaria diciembre | Lluvia enero | Lluvia máx. diaria enero | Fecha desprendimiento |
|---------------------------|---------------------|---------------------------------|-----------------|-----------------------------|--------------------------|
| | (mm) | (mm/24h) | (mm) | (mm/24h) | |
| Estellencs | 231.2 | 74.8 | 259 | 52.4 | 26 Enero |
| Sóller | 408.8 | 131.6 | 405.8 | 100.2 | 20 Enero |
| Pollença | 170.7 | 46.2 | 204.2 | 58.4 | 30 Enero |
| Escorca | 399.6 | 115.4 | 366 | 90.6 | |

Tabla 1. Datos de precipitación en Tramuntana entre diciembre 2016 y enero 2017.

En definitiva, y teniendo en cuenta episodios anteriores en la misma Serra, el valor indicado de precipitación desencadenante de 90 mm/día se confirma como clave en un caso más. Además, se pueden indicar otros valores relevantes para este caso como serían de 50 mm/día con 200 mm en los 10 días anteriores, con más de 300 mm en los 30 días anteriores o 800 mm en los 60 días previos) pueden ser considerados como orden de magnitud de valores típicos que actuarían como factores desencadenantes combinados para este tipo de eventos de desprendimiento de rocas en la Serra de Tramuntana. En fechas posteriores y hasta la actualidad se han producido algunos otros periodos de precipitación y desprendimientos en la Serra de Tramuntana, en todo caso de menores cuantías y menores magnitudes en número y volúmenes de desprendimientos implicados.

3. REGISTRO DE DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS

La labor de recopilación de datos de todo tipo de eventos geológicos y su registro lleva realizándose ya desde hace bastantes años en lo que respecta a la Serra de Tramuntana de Mallorca. De hecho, se tiene conocimiento de deslizamientos y desprendimientos histótricos de hace más de 500 años. De todos modos, el primer análisis de movimientos de ladera con caracterización geomecánica y análisis de peligrosidad data de principios del siglo XXI (Mateos, 2001). Posteriormente, se han actualizado este tipo de registros incluyendo análisis con técnicas remotas y simulaciones (García Moreno, 2017). Actualmente, estos registros que abarcan toda la Serra de Tramuntana los actualiza el IGME en el marco del proyecto europeo RiskCoast y se dispone de una versión actual de 2022.

Por lo que respecta al registro de desprendimientos en las carreteras de Mallorca, cabe indicar que se inicia a partir del año 2010 de una forma continuada y detallada. Sus inicios datan de 2005 aunque no fue hasta 2010 cuando se empezaron a tomar datos específicos y de una forma más sistemática de desprendimientos rocosos. Además, la participación del CIM, colaborando con el IGME, en el proyecto europeo LAMPRE, impulsó la actualización de datos de desprendimientos y el registro de los nuevos eventos que se iban produciendo. Los datos entre 2005 y 2010 se rescataron de una anterior base de datos de incidencias generales en carreteras que gestiona el servicio de Conservación y Explotación de Carreteras del CIM. Se tuvo que discriminar, de entre miles de registros, los correspondientes a desprendimientos rocosos con la dificultad que la información disponible era muy simple y con poca información útil. Por ejemplo, hay registros con una única entrada de "piedras en la carretera", aparte del código de carretera y pk aproximado,. A partir de 2010 la información disponible mejora puesto que se pidió la inclusión de datos más precisos, fotografías, etc. a esa base de incidencias. Actualmente, cada incidencia se analiza desde un punto de vista geotécnico, a partir de visitas sobre el terreno de los técnicos de carreteras.

Así, el registro de incidencias por desprendimientos rocosos actual en carreteras de Mallorca tiene, a finales de 2021, un total de casi 300 registros repartidos a lo largo de las diferentes carreteras de la Serra (figura 1). La tabla 2 resume los datos de volúmenes implicados en los desprendimientos del actual registro de incidencias en las carreteras de la Serra. Cabe indicar respecto a los datos aportados que en más de una tercera parte de los eventos no se dispone del volumen y la mayoría corresponden a eventos anteriores a 2010, cuando solo se registraba el evento en la base de incidencias general, como se ha comentado y se puede ver en las columnas 2 y 3 de la tabla con muchos eventos de volumen incierto. Desde 2015, ya no hay prácticamente eventos sin información mínima del volumen implicado, como se puede ver en las columnas 4 y 5.

| Desprendimiento | 2005 - 2009 | 2010 - 2014 | 2015-2019 | 2020 - 2021 | Total |
|----------------------------|-------------|-------------|-----------|-------------|-------|
| Total registros | 107 | 45 | 88 | 56 | 296 |
| V incierto | 98 | 21 | - | - | 119 |
| $V < 1 m^{3}$ | 4 | 3 | 18 | 16 | 41 |
| $1 < V < 5 m^3$ | 4 | 13 | 55 | 30 | 102 |
| $5 < V < 10 m^3$ | - | 2 | 8 | 3 | 13 |
| $10 < V < 100 \text{ m}^3$ | - | 3 | 6 | 6 | 15 |
| $V > 100 \text{ m}^3$ | 1 | 3 | 1 | 1 | 6 |

Tabla 2. Datos de volúmen de desprendimientos del registro de incidencias

También es de destacar que los volúmenes de los eventos de magnitudes pequeñas, puedan representar eventos de mayor volumen total implicado sobre todo en los anteriores y cercanos a 2010, puesto que en esas fechas el registro se limitaba a tomar datos de la afectación sobre la carretera sin analizar la disposición de bloques a lo largo de la trayectoria, en la mayoría de casos. Además, por otro lado, también puede haber eventos significativos que no llegaran a la carretera y no quedaran registrados.

4. CARACTERIZACIÓN DE LOS DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS

Desde un punto de vista geotécnico, a partir de los datos presentados en los párrafos anteriores se puede indicar, en primer lugar, que la variabilidad de los tamaños de los desprendimientos rocosos en la Serra de Tramuntana es bastante elevada, de varios órdenes de magnitud. Así, se registran desprendimientos desde pocos dm³ hasta de miles de m³. En lo que respecta a las áreas fuente de desprendimientos, la mayoría se trata de frentes rocosos fracturados con diaclasación subvertical, que dependiendo de la altura del frente y su orientación implica una mayor dinámica de desprendimientos y mayores volúmenes implicados. En general, la orientación norte, presenta una mayor dinámica, tanto por presentar escarpes mayores como por su clima, con mayores precipitaciones y mayor humedad. Por tanto, mayor infiltración de agua de lluvia en grietas y fisuras y mayor propensión a producir desprendimientos.

Con toda la información recopilada se ha podido proceder a tareas de modelización de desprendimientos disponiendo de información con la que determinar de forma acotada valores de variables necesarias para la modelización de eventos de desprendimientos (volúmenes de bloques en los frentes susceptibles de movilizarse, características de las áreas fuente y del recorrido por las laderas, etc.). Concretamente, esa caracterización se ha realizado a partir de algunos de los eventos incluidos en la base de datos. De los casi 300 registros, aproximadamente de un 10 % de ellos se dispone de amplia información, incluyendo caracterización del área de desprendimiento (cicatrices en escarpes, diaclasación y fracturas, etc.), caracterización de la zona de movimiento (materiales y pendientes de las laderas, impactos en el terreno, fragmentación de bloques, etc.) y caracterización del área de detención (runout o alcance, impactos de bloques en carreteras, etc.). De ellos, se han seleccionado un total de 11 por su detallada información disponibles para realizar tareas de modelización de simulación de caída de bloques y que se presentan en la tabla 3 y en la figura 3 con algunos de sus datos más significativos.

La mayoría presentan una orientación a cara norte (más escapadas y húmedas) y entre los mecanismos de rotura en el frente que provocan el desprendimiento hay roturas planares, en cuña y vuelcos. Respecto a los volúmenes implicados, van desde los pocos m³ hasta algunos miles de m³. Las distancias recorridas van entre los pocos metros hasta algunos centenares. Un parámetro interesante relacionado es la relación H/L, que varía entre 0,5 y 1,1. Valores bajos implican recorridos largos, motivados por dos causas principales, grandes volúmenes y/o recorridos por laderas rocosas con mayor dificultad de detención de los bloques. Por otro lado, valores altos implican volúmenes movilizados más bajos con mayor facilidad de detención de bloques por obstáculos como zonas boscosas y/o laderas menos rocosas, canchales, etc. Es de destacar que el desprendimiento de Son Poc (figura 3c), aunque con recorrido de centenares de metros y relación

H/L = 0,5, no llegó a la carretera. En todo caso, los análisis realizados no descartan del todo esa posibilidad, dada la amplitud y orientación del frente implicado. Un posible desprendimiento en orientación este podría representar una mayor amenaza a la carretera implicada. Algunas zonas, como Estellencs, Gorg Blau y Formentor presentan una dinámica de desprendimientos muy eleveda y varios de ellos están entre los 11 analizados. Además, la zona de Es Frare está en la zona de Estellencs y la zona de sa Talaia está en la zona de Formentor. En algunos casos, como el de Formentor (figura 3h), el desprendimiento en el mismo escarpe es recurrente y su cicatriz se ha ido ampliando en sucesivos eventos.



Figura 3.- Imágenes representativas de los 11 eventos de desprendimientos analizados.

| | Carreter a | РК | Cota (m) | Orientació n | Fecha | Mecanism o | Volume n (m3) | Runou t (m) | H/L | Vol. Ctra (m3) |
|-------------|---------------|-------|-------------|-----------------|------------|---------------|------------------|----------------|------|-------------------|
| Estellencs | Ma-10 | 100,3 | 350 | Ν | 15/1/2010 | Planar | 500 | 100 | 0,50 | 107 |
| Es Frare 1 | Ma-10 | 103,4 | 350 | Ν | 12/10/2010 | Cuña | 250 | 112 | 0,89 | 64 |
| Son Poc | Ma-11 | 15 | 430 | S | 6/3/2013 | Vuelco | 4000 | 440 | 0,50 | 0 |
| Formentor 1 | Ma-2210 | 6,1 | 220 | Ν | 30/1/2017 | Cuña | 25 | 55 | 1,09 | 23 |
| Sa Llova 2 | Ma-10 | 102,3 | 205 | Ν | 11/9/2019 | Cuña | 9 | 40 | 0,50 | 5,6 |
| Formentor 2 | Ma-2210 | 5,8 | 195 | N | 1/11/2019 | Planar | 9 | 33 | 0,64 | 1,4 |
| Gorg Blau 2 | Ma-10 | 28,8 | 590 | Ν | 7/12/2019 | Planar | 13 | 45 | 1,11 | 1,5 |
| Formentor 3 | Ma-2210 | 6,5 | 260 | Ν | 20/4/2020 | Cuña | 30 | 165 | 0,84 | 5,4 |
| Talaia 2 | Ma-2210 | 4,5 | 280 | N | 7/9/2020 | Cuña | 9 | 130 | 0,92 | 2,4 |
| Es Frare 2 | Ma-10 | 103,2 | 315 | Ν | 11/3/2021 | Planar | 3 | 110 | 0,68 | 0,7 |
| Alaró | Ma-2100 | 15 | 350 | S | 18/11/2021 | Vuelco | 36 | 10 | 0,70 | 1 |

Tabla 3. Datos de los desprendimientos analizados

Otra característica que se ha detectado es la elevada fracturación de los bloques rocosos. Ya en los frentes rocosos hay zonas con intensa fracturación, pero también se produce una elevada fragmentación de bloques desprendidos en el trayecto desde el área fuente hasta la zona de detención, presumiblemente tanto por impactos con el terreno cuando es más rocoso, como por impactos entre bloques desprendidos. El análisis de la fragmentación de bloques en desprendimientos o avalanchas rocosas ha sido tratado anteriormente Crosta et al. (2007), Giacomini et al (2009), Ruiz Carulla et al. (2017) y se considera un aspecto clave a tener en cuenta por las implicaciones en la caracterización de eventos, tanto en la cantidad y volumen de bloques implicados como en la dispersión de trayectorias de los mismos bloques.

En consecuencia, en la tarea de caracterización de eventos que se lleva a cabo desde la institución de carreteras de Mallorca, desde 2018 se ha desarrollado una labor de estudio de la fragmentación de bloques de desprendimientos rocosos (Rius, Aguiló, 2021). En este sentido, se han realizado colaboraciones con la Universidad Politécnica de Catalunya (UPC), en el marco de los proyectos europeos, RockRisk y RockModels, para caracterizar algunos eventos en la Serra (Ruiz Carulla et al, 2020). El objetivo principal ha sido la caracterización de este proceso de fragmentación de bloques en desprendimientos rocosos para una mejor definición de los parámetros para su modelización. Así, también se está llevando a cabo una tarea de modelización de desprendimientos con el código RockGis (Matas, 2020) y mejorar el dimensionamiento de las protecciones necesarias en las carreteras afectadas por desprendimientos.

Así, en los 11 eventos de desprendimientos presentados en la tabla 3 se ha podido obtener datos de los bloques rocosos implicados en cada evento, tanto volúmenes en frente rocoso, en el recorrido de la ladera, número de bloques, volúmenes máximos y mínimos medidos. En la tabla 4 y en la figura 4 se presentan estos eventos con sus datos.

| | Volumen (m3) | IBSD (m3) | RBSD (m3) | <pre># bloques medidos</pre> | # bloques totales | Vol. Máx. Bloque (m3) | Vol. Min. Bloque (m3) |
|-------------|-----------------|--------------|--------------|------------------------------|----------------------|--------------------------|--------------------------|
| Estellencs | 500 | 500 | 464 | 599 | 599 | 30,6 | 0,125 |
| Es Frare 1 | 250 | 250 | 213 | 919 | 919 | 26,3 | 0,12 |
| Son Poc | 4000 | 4000 | 2000 | 38 | 1000 | 100 | 1 |
| Formentor 1 | 25 | 25 | 23,21 | 34 | 34 | 6 | 0,027 |
| Sa Llova 2 | 9 | 9 | 8,24 | 120 | 120 | 2,8 | 0,001 |
| Formentor 2 | 9 | 9 | 8,42 | 1101 | 1101 | 0,56 | 0,001 |
| Gorg Blau 2 | 13 | 13 | 12,8 | 297 | 297 | 0,94 | 0,01 |
| Formentor 3 | 30 | 30 | 22,6 | 147 | 147 | 2,1 | 0,01 |
| Talaia 2 | 9 | 9 | 2,42 | 18 | 50 | 1 | 0,01 |
| Es Frare 2 | 3 | 3 | 2,45 | 147 | 147 | 0,84 | 0,001 |
| Alaró | 36 | 36 | 36,3 | 82 | 82 | 7,3 | 0,027 |

Tabla 4. Caracterización de bloques en desprenidimientos



Figura 4.- a) Distribución de bloques por volumen en cada evento y, b) Relación entre número de bloques y fragmentos con el volumen del evento.

En la mayoría de los 11 casos analizados, se ha podido medir la práctica totalidad de los bloques, como se puede comprobar en la coincidencia de las columnas 5 y 6 de núm. de bloques medidos y núm. de bloques totales del evento de la tabla 4. En solo dos casos, la medición total de bloques no ha sido posible. En el caso de Sa Talaia (figura 3i), se midieron 18 de los 50 bloques detectados por encontrarse esos restantes en repisa del acantilado de difícil acceso. En el caso de Son Poc (figura 3c) se dispone de los datos aportados por el IGME (Sarro et al, 2014) donde se midieron un total de 38 bloques aproximándose el total de bloques a los 1000. En algún caso, se ha tenido que discriminar entre eventos relativamente próximos en el tiempo para determinar los implicados en cada evento, a partir de fotografías, ortofotos, etc. Es el caso de Formentor (figura 3f) con eventos en 2006, 2018 y 2019. También se puede detectar cierta correlación entre el volumen total del desprendimiento y el volumen máximo del bloque medido: para volúmenes máximos de desprendimiento de centenares o millares de m³, se presentan bloques con tamaños máximos de decenas de m³. Es el caso de Estellencs, Es Frare 1 y Son Poc. En el resto de casos con volúmenes máximos de decenas de m³, se presentan bloques con tamaños máximos del orden algo superior m³. Este valor del orden de m³ y hasta 5 m³ de volumen de bloque es un valor muy repetido en muchos de los eventos del registro disponible.

Con los datos de número de bloques y el volumen de cada bloque se puede obtener una correlación entre frecuencia de bloques y su volumen. En esta correlación se ha aplicado el modelo de fragmentación fractal desarrollado por Ruiz Carulla et al (2017) en el que se supone que la distribución de bloques de un desprendimiento a lo largo del recorrido sigue una ley exponencial entre la frecuencia relativa acumulada de bloques y su tamaño. En la tabla 5 y en la figura 5 se presentan los datos de aplicación de este modelo. Estos ajustes permiten ver que la distribución de bloques y tamaños siguen una tendencia, que será un dato importante en la calibración del modelo de simulación de caída de bloques en una ladera, puesto que determinará el tamaño de los bloques, su interacción con fragmentación por impactos entre ellos y con el terreno así como su distribución en la ladera por cambios de trayectoria por impactos.

| | # bloques | Exp. Ley potencial | R2 ley potencial |
|-------------|-----------|--------------------|------------------|
| Estellencs | 599 | -0,85 | 0,94 |
| Es Frare 1 | 919 | -0,99 | 0,97 |
| Son Poc | 38 | -1,312 | 0,92 |
| Formentor 1 | 34 | -0,54 | 0,89 |
| Sa Llova 2 | 120 | -0,56 | 0,98 |
| Formentor 2 | 1101 | -0,87 | 0,93 |
| Gorg Blau 2 | 297 | -0,94 | 0,94 |
| Formentor 3 | 147 | -0,94 | 0,91 |
| Talaia 2 | 18 | -0,71 | 0,98 |
| Es Frare 2 | 47 | -0,65 | 0,85 |
| Alaró | 82 | -0,65 | 0,94 |

Tabla 5.- Datos del ajuste de la ley potencial de la distribución de bloques



Figura 5.- Ejemplo de distribución de frecuencias y tamaños de bloques medidos en el recorrido (RBSD) y calculado con el modelo de fragmentación (RBSD-RFFM) con ajuste mediante ley potencial.

5. MODELIZACIÓN DE DESPRENDIMIENTOS

Como se ha indicado anteriormente, en la red de carreteras de la Serra, se han ejecutado una serie de actuaciones de protección contra desprendimientos mediante la instalación de pantallas estáticas y dinámicas. Su dimensionamiento se ha realizado, en cada caso, mediante estudios específicos (figura 6) incluidos en los correspondientes proyectos constructivos. Así, se han utilizado diversos programas comerciales de simulación de caída de bloques en laderas para determinar energías y alturas de protección necesarias en las correspondientes pantallas. Se resume en la tabla 6, las características de los modelos aplicados en diversas localizaciones de pantallas. Se puede observar que, en los últimos 10 años, se ha producido una evolución en la modelización de los desprendimientos rocosos, pasando de modelos de simulación de masa puntual y volumen único, a escala regional, como es el código STONE (Mateos et al, 2015), a modelos que consideran la fragmentación de los bloques, como es el código RockGis (Matas el al, 2020), pasando por diferentes modelos comerciales.



Figura 6.- Ejemplos de simulaciones de caída de bloques rocosos: a) Modelo a escala regional para toda la Serra desarrollado por el IGME y, b) modelo de detalle en frente rocoso de la zona de Formentor

| Localización | Año | Proyecto | Características |
|-------------------|------|----------|--|
| Ma-10 | 2012 | IGME | 3D, masa puntual, volumen único |
| Ma-11 pk 15 | 2013 | IGME | 3D, masa puntual, efectos inerciales, volumen único |
| Ma-10 pk 97 - 111 | 2014 | CIM | 2D, masa puntual, efectos inerciales, diversos volúmenes |
| Ma-10 pk 29 | 2016 | CIM | 2D, masa puntual, efectos inerciales, diversos volúmenes |
| Ma-2210 pk 6 | 2017 | CIM | 2D, masa puntual, efectos inerciales, diversos volúmenes |
| Ma-10 pk 108- 109 | 2017 | CIM - AT | 3D, bloque 3D, diversos volúmenes |
| Ma-10 pk 31 | 2018 | CIM - AT | 3D, bloque 3D, diversos volúmenes |
| Ma-2210 pk 5 - 6 | 2019 | CIM - AT | 3D, bloque 3D, diversos volúmenes |
| Ma-2210 pk 6 | 2020 | CIM | 3D, masa puntual, efectos inerciales, diversos volúmenes |
| Ma-10 pk 102 | 2020 | UPC | 3D, masa puntual, fragmentación de bloques |
| Ma-10 pk 38 | 2022 | CIM | 3D, masa puntual, fragmentación de bloques |
| Ma-1110 pk 14 | 2022 | CIM | 3D, masa puntual, fragmentación de bloques |

Tabla 6.- Tareas de modelización de desprendimientos

En los primeros resultados obtenidos (Ruiz Carulla et al, 2020), se puede indicar una aproximación más realista al evento, con fragmentos de bloques que se detienen en el recorrido creando depósitos de bloques a lo largo de él. También el área afectada queda ampliada en comparación con un solo bloque que sigue una única trayectoria, representando una mejor aproximación para el dimensionamiento de protecciones contra desprendimientos en carreteras.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su agradecimiento al IGME con los que han podido colaborar, con la posibilidad de participar activamente en distintos proyectos europeos, como LAMPRE, durante los últimos años. De igual forma, quieren expresar su agradecimiento a la UPC con lo que también se ha podido colaborar y participar activamente en otros proyectos europeos, como ROCKMODELS. Los resultados de estos distintos proyectos, como programas (STONE, ROCKGIS) y mapas de peligrosidad riesgos están siendo de mucha utilidad para el CIM.

REFERENCIAS

- Corominas J, 2006. El clima y sus consecuencias sobre la actividad de movimientos de ladera en España. Revista C. & G., 20(3–4):89–113.
- Crosta GB, Frattini P, Fusi F (2007) Fragmentation in the Val Pola rock avalanche, Italian Alps. Journal of Geophysical Research, 112: p. F01006.
- García-Moreno, I, 2017. Actividad de los movimientos de ladera de la Serra de Tramuntana (Mallorca). Aplicación de técnicas remotas (DInSAR) y simulación de desprendimientos rocosos. Tesis Doctoral. Universitat de les Illes Balears, 289 p.
- Giacomini, A. et al., 2009. Experimental studies on fragmentation of rock falls on impact with rock surfaces. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 46, pp.708–715.
- Matas G., Lantada N., Corominas J., Gili J.A., Ruiz-Carulla R., Prades A., 2017. RockGIS: a GISbased model for the analysis of fragmentation in rockfalls, *Landslides*, 14: 1565-1578.
- Matas, G., 2020. Modelling fragmentation in rockfalls. Tesis Doctoral. Universitat Politécnica de Catalunya, BarcelonaTech., 171 p.
- Mateos, R.M, 2001. Los movimientos de ladera en la Serra de Tramuntana (Mallorca). Caracterización geomecánica y análisis de la peligrosidad. Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid, 299 p.
- Mateos, R.M. et al., 2007. Regional prediction of landslides in the Tramuntana Range (Majorca) using probability by. Z. Geomorph. N. F., p.70176.
- Mateos, R.M.; García-Moreno, I., Azañón, J.M. and Tsige, M., 2010. La avalancha de rocas de Son Cocó (Alaró, Mallorca). Descripción y análisis del movimiento. *Boletín Geológico y Minero*,121 (2), 153-168. Madrid.
- Mateos, R.M., García-Moreno, I. & Azañón, J.M., 2012. Freeze-thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: The case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain). *Landslides*, 9, pp.417–432.
- Mateos, R.M.; García-Moreno, I., Herrera, G.; Reichenbach, P.; Sarro, R.; Rius, J.; Aguiló, R. & Fiorucci, F., 2015. Calibration and validation of Rockfall Modeling: Mallorca (Spain). Case Study. *Landslides*. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, Germany.
- Rius, J.M. y Aguiló, R., 2017. Inspección y mantenimiento de sistemas de protección contra desprendimientos rocosos en las carreteras de la Serra de Tramuntana de Mallorca. IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Santander. E.Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.). CIMNE,Barcelona, pp. 1062-1074.
- Ruiz-Carulla, R., Corominas, J., Mavrouli, O., 2017. A fractal fragmentation model for rockfalls. *Landslides*, 14, pp.875-889.
- Ruiz-Carulla, R., Matas, G., Corominas, J., Lantada, N., 2020. 3D analysis of a fragmental rockfall. World Landslide Forum 5, 10 p.
- Sarro, R. et al., 2014. The Son Poc rockfall (Mallorca, Spain) on the 6th of March 2013: 3D simulation. *Landslides*, 11, pp.493–503.

DESPRENDIMIENTO ROCOSO TRAS LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA "LOS GAVILANES" (ÁVILA, ESPAÑA). ACTUACIONES PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD.

Ildefonso JAMBRINA (1)

⁽¹⁾ Servicios Técnicos Globales de Explotación IBERDROLA ENERGÍAS RENOVABLES S.A. ijb@iberdrola.es

RESUMEN

En diciembre de 2019 la central hidroeléctrica "Los Gavilanes", situada en el término municipal de Gavilanes (provincia de Ávila, España) y propiedad entonces del grupo IBERDROLA, sufrió un súbito desprendimiento rocoso sobre el talud de desmonte existente en su trasdós, tras una etapa de copiosas lluvias. A consecuencia de ello, la central experimentó algunos desperfectos que provocaron incluso la interrupción de su producción, restituida inmediatamente. Esta comunicación expone las distintas actuaciones llevadas a cabo para la estabilización y el aseguramiento del talud afectado.

1. INTRODUCCIÓN

La central hidroeléctrica "Los Gavilanes", situada a 1,5km al este de la localidad de Gavilanes (Ávila) fue puesta en servicio en 1939 aprovechando dos arroyos tributarios del río Tiétar, en la vertiente Sur de la Sierra de Gredos. Con un salto bruto de 397m, consta de dos azudes conectados mediante túnel, un canal de derivación de 1,2km de longitud, una tubería forzada de 620m de desarrollo, y una central con dos grupos que suman una potencia máxima de 1,5MW.

En diciembre de 2019 y tras una etapa de intensas lluvias, se produjo un desprendimiento rocoso en la ladera adyacente a la central, que alcanzó su fachada trasera.

A continuación, se describen los trabajos llevados a cabo por IBERDROLA en enero y febrero de 2020 para el aseguramiento del talud tras la central, como ejemplo práctico de una actuación integral que garantiza a futuro la seguridad de la instalación.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

La central se emplaza sobre un macizo formado por granito biotítico con textura porfídica (IGME, 1980). Esta roca intrusiva leucocrática se caracteriza por la abundancia de moscovita y la presencia de frecuentes cristales de feldespato potásico de tamaño medio (3-4cm). Tectónicamente el macizo se encuentra compartimentado en bloques por dos familias principales de fracturas subverticales NNE-SSO y NO-SE, que suelen encajar la red fluvial de forma reticulada. En el entorno inmediato de la central no se han cartografiado fallas de entidad, si bien es probable que la Garganta del Chorro, en la que desagua la central, coincida con la de orientación NO-SE más próxima.

La central se ubica sobre una trinchera excavada en un lanchar: una superficie rocosa lisa, plana, inclinada y continua, marcada por un diaclasado descompresivo que condiciona la morfología de la ladera. Se encuentra parcialmente tapizada por un suelo orgánico poco desarrollado, retenido por el

enraizamiento vegetal.

Desde el punto de vista geomecánico (Ferrer et al., 2007), el macizo rocoso presenta buena calidad: resistencia a compresión simple superior a 100MPa, grado de meteorización I-II, RQD>90%, y hasta 4 familias de diaclasas, ordenadas por su importancia, como sigue:

| Familia | Buz/Dir.Buz | Espaciado | Continuidad | Rugosidad | Ap. / Rell. | observaciones |
|---------|--------------------|-----------|-------------|-------------|-------------|------------------|
| J1 | 40°/190° | 0.6-2.5m | >20m | Lig. rugosa | <1mm / No | Plano deslizam. |
| J2 | 55°/10° | 0.6-2.0m | >20m | Lig. rugosa | >5mm / Arc | Despegue trasero |
| J3 | 80°/50° | 0.6-2.0m | 10-20m | Lig. rugosa | <1mm / No | Despegue lateral |
| J4 | 85°/110° | 0.6-2.0m | 10-20m | Suave | 1-5mm / Ox | Despegue lateral |

Tabla 1. Fracturación del macizo en el emplazamiento de la central.

Por otra parte, las condiciones hidrogeológicas no resultan favorables: se observa una persistente escorrentía subválvea a través de las diaclasas más someras de la familia J1 (formadora de la lancha), con surgencia habitual por el talud trasero de desmonte y presencia de abundante vegetación higrófita. Este escenario presenta un RMR (Bieniawski, 1993) en torno a 70 (clase B, buena calidad), si bien su SMR (Montalar et al., 2001; Romana et al., 2017) ofrece valores en torno a 35 (clase IV), identificándose en el desmonte una potencial inestabilidad por rotura planar.



Figura 1 (izda.): fragmento de la hoja nº 578 (Arenas de San Pedro) del mapa geológico serie MAGNA 1:50.000, donde se ubican los azudes, las conducciones y la central. Figura 2 (dcha.): vista de la central y de la Garganta del Chorro.

3. DIAGNÓSTICO Y SITUACIÓN TRAS EL DESPRENDIMIENTO

La inspección *in situ* puso de manifiesto que el desprendimiento movilizó unos 135m³ de roca mediante rotura planar, deslizando sobre J1 y despegándose a partir de J2, J3 y J4. La geometría de la cicatriz presenta planta trapezoidal irregular (ver Figura 3), con un frente anterior de unos 9m de anchura, un frente posterior de unos 5m (desplazado hacia el oeste) y un fondo de unos 7m, todo ello con una altura media de unos 2,5m.

Los condicionantes principales de inestabilidad son intrínsecos al macizo rocoso (Ayala et al., 2006): su fracturación, el ambiente muy húmedo, la meteorización y la apertura de sus juntas por la acción radicular, de forma que ante el descalce que supuso el corte subvertical ejecutado en su día para el encaje de la central y la ausencia de sostenimiento alguno, han progresado paulatinamente, debilitando el talud desde su construcción, hace más de 80 años.

El factor desencadenante del colapso parece haber sido la persistente e intensa lluvia registrada los días anteriores en la zona, de forma que la infiltración subválvea se ha visto incrementada súbitamente y concentrada en la parte baja de la ladera, saturando y sobrecargando hidrostáticamente tanto las juntas J2 de despegue posterior (abierta y edafizada) como el propio plano de drenaje y deslizamiento, J1. Prueba de ello son los bloques relictos parcialmente movilizados que permanecieron metaestables

tras el evento sobre el plano de deslizamiento: en el escarpe norte se observaron placas rocosas volcadas y acuñadas entre sí (ver Figura 4a), mientras que en el extremo sureste resistía por rozamiento un bloque ligeramente desplazado que retenía algunas placas también volcadas (ver Figura 4b). El flanco oeste limitaba con una pequeña vaguada (por la que llega la tubería forzada) y el terreno se encontraba más alterado, por lo que su borde era más difuso (ver Figura 4a).



Figura 3: vista aérea de la central (fuente: SIGPAC®), donde se señalan la combinación de juntas de despegue que delimitan el desprendimiento (en amarillo y de izda a dcha: J4-J2-J3) y el vector de movimiento sobre el plano J1.



Figura 4 (a-b): vistas del desprendimiento desde aguas arriba y aguas abajo.

Los bloques deslizados se acumularon en el resguardo trasero de la central (ver Figura 5a), pero impactando contra su fachada y el portón del cuarto de transformador, rompiendo sus jambas de hormigón en masa (ver Figura 5b). Afortunadamente, el desprendimiento libró a la tubería forzada de sufrir daños.

Ante este escenario y teniendo en cuenta la climatología adversa que se preveía para las semanas siguientes, en primer lugar, se realizó una evaluación de riesgos sobre la estabilidad de los bloques metaestables y su entorno inmediato, que garantizase la operación de la central en condiciones de suficiente seguridad.

Un reconocimiento geotécnico y un análisis cinemático pormenorizados, realizados por los Servicios Técnicos de IBERDROLA, confirmaron la estabilidad temporal del conjunto y la factibilidad de la restauración de la operatividad de la central.



Figura 5 (a-b): bloques desprendidos, acopiados tras la central y detalle de la rotura interior de la fachada.

4. PLANIFICACIÓN DE ACTUACIONES

El desprendimiento dejó una compleja situación a resolver, donde se requería cubrir dos objetivos: la estabilización y aseguramiento del talud resultante, muy dañado y abierto por la rotura, y sobre el que permanecían bloques voluminosos e inestables a largo plazo y muy próximos a la central; y la reparación de los desperfectos sufridos por la propia instalación. Todo ello garantizando en todo momento la seguridad de las personas y de la central en operación. Para la consecución de estos objetivos, se planificaron y ejecutaron las siguientes actuaciones, ordenadas cronológicamente:

- a) Protección preventiva de la instalación: transformador, tubería forzada y fachada trasera.
- b) Desmontaje de bloques metaestables en flanco sureste y saneo manual.
- c) Desmontaje de bloques metaestables de fondo norte y saneo manual.
- d) Estabilización de los escarpes de la rotura.
- e) Restituciones varias: retirada general de escombros y de protecciones, y recolocación de cerramientos de seguridad.

Todas ellas se desarrollaron según lo planificado y sin incidentes, en un plazo de 6 semanas.

5. PROTECCIÓN PREVENTIVA DE LA INSTALACIÓN

Con el fin de garantizar la ausencia de daños materiales en la central, se tomaron una serie de medidas preventivas para la protección de los elementos más sensibles, como fueron:

- La colocación de una serie de vigas IPE-160 ancladas a los laterales del cuarto del transformador, a modo de barrera estática de seguridad frente a potenciales nuevos impactos contra el portón o la fachada trasera, que pudiesen llegar a afectar al transformador (ver Figura 6a).
- El cubrimiento del tramo final de la tubería forzada metálica con sacos terreros, como elemento amortiguador frente a hipotéticas proyecciones del taqueo de bloques metaestables (ver Figura 6c).
- La fragmentación de los bloques acumulados en el resguardo trasero y la retirada parcial de su escombro, conformando una banda de amortiguamiento para prevenir posibles daños por la caída de los bloques metaestables a taquear después (ver Figura 6b).

Una vez protegida la instalación, se procede con la etapa siguiente.

6. DESMONTAJE DE BLOQUES – FASE I

Desde un primer momento se observó que el conjunto de bloques que habían quedado precariamente

volcados o apoyados sobre la superficie de deslizamiento, debían ser retirados de forma ordenada en dos fases diferenciadas en función de su posición y configuración. La primera fase debía abordar el flanco sureste, donde convivían una serie de placas volcadas, retenidas por un voluminoso bloque paralelepipédico con unos 18Mg de masa, parcialmente desplazado y junto al borde del plano de deslizamiento.

El desmontaje del conjunto se realizó a su vez en 3 subfases:

- ✓ Una primera, dedicada a la colocación de una "cesta" confeccionada con malla TT 8x10-16mm e=2,7mm y red de cable #300xØ8mm que, amarrada y atirantada a terreno firme, abrazaba el bloque principal y cubría la parte superior de las placas volcadas. De esta forma se evitaban las proyecciones del taqueo posterior y se retenía el material rocoso, en caso de que se pudiese inducir su desestabilización (ver Figura 7a y b).
- ✓ Una segunda, separada a su vez en dos etapas, supuso la fragmentación secuencial de las placas volcadas con salida hacia el este, de manera que se eliminase el empuje sobre el bloque principal. Tras cada etapa, se saneó y vertió manualmente el material hacia el resguardo de amortiguamiento preparado al efecto (ver Figura 7c); y
- ✓ Una tercera fragmentó el bloque principal, procediendo después al derribo del material retenido mediante la suelta controlada de la cesta y el vertido dirigido hacia el resguardo (ver Figura 7d).

La fragmentación fue realizada cuidadosamente por equipos especializados en trabajos verticales, habilitados para el uso de artículos pirotécnicos categoría P2 sobre taladros de pequeño diámetro previamente perforados. A diferencia de los explosivos, los productos pirotécnicos liberan energía mediante deflagración, produciendo menores proyecciones, vibraciones y ruido ambiental.



Figura 6 (a-c). Protecciones: empalizada de protección del transformador; fragmentación mecánica de bloques caídos, para la formación de un resguardo trasero de amortiguamiento; y cubrimiento de la tubería forzada con sacos terrenos.



Figura 7 (a-d): colocación de cesta de protección y distintas fases de la fragmentación de bloques.

7. DESMONTAJE DE BLOQUES – FASE II

Despejado el flanco sureste, se acometió el desmontaje del fondo norte del desprendimiento, de peor calidad geomecánica y mayor energía potencial, conformado por placas rocosas volcadas acuñadas entre sí y cubiertas por derrubio de eluviales y suelos orgánicos, que hubieron de ser manualmente eliminados en primera instancia, para facilitar la fragmentación.



Figura 8 (a-b): saneo y limpieza previa en fondo norte, dado su mayor grado de alteración.

Antes de proceder al taqueo, nuevamente se instaló una protección consistente en la combinación de malla TT 8x10-16mm e=2,7mm y red de cable #300xØ8mm atirantada a terreno firme, con los objetivos de evitar las proyecciones y de retener el material tras su fragmentación.



Figura 9 (a-d): vistas de las protecciones metálicas (antes) y de la fragmentación realizada (después) en el fondo Norte.

8. ESTABILIZACIÓN DE LOS ESCARPES

Tras un proceso de saneo y limpieza superficial, se realizó un levantamiento geomecánico de detalle del afloramiento rocoso, con las siguientes conclusiones:

- ✓ El flanco este presentaba un aspecto sano con diaclasado cerrado, donde el riesgo de reproducir deslizamiento planar es bajo, si bien resulta conveniente prevenirlo mediante bulonado pasivo del escarpe al substrato, con anclajes tipo GEWI Ø25mm galvanizados (ver Figura 10a y c);
- ✓ El fondo norte presenta un aspecto degradado debido a la intensa fracturación, meteorización y bioturbación que afecta a las fracturas J2, donde persiste el riesgo por vuelco con progresión ascendente, si bien con menor volumetría involucrable. Por ello, se llevó a cabo la instalación a media altura de una hilada de bulones de anclaje tipo GEWI Ø25mm galvanizados, actuando como elementos pasivos de recalce; y el cubrimiento con malla TT 8x10-16mm e=2,7mm y red de cable #300xØ8mm, ambas galvanizadas en caliente y amarradas con bulones en la solera y en la lancha firme situada en su trasdós, actuando como elementos retenedores (ver Figura 10b y c);
- ✓ El flanco oeste, prácticamente inexistente ya que, dada su morfología y baja calidad mayoritariamente se desprendió y se saneó, no presentaba riesgo (ver Figura 10a), por lo que no se previeron acciones sobre él;
- ✓ Los sostenimientos y retenciones aplicados permiten alcanzar un coeficiente de seguridad a largo plazo superior a 1.5, en línea de lo recomendado por el anejo nacional del Eurocódigo 7 (AENOR, 2016).
- ✓ Las medidas de sostenimiento adoptadas favorecerán además la retención de suelo orgánico y el cubrimiento natural a medio plazo con tapiz vegetal, que con el tiempo mimetizará el tratamiento aplicado.



Figura 10 (a-d). Diferentes etapas en la estabilización de los escarpes: a) aspecto tras el saneo general; b) colocación combinada de bulones, malla TT 8x10-16mm e=2,7mm y red de cable #300xØ8mm; c) aspecto general del acabado, todo galvanizado en caliente; y d) detalle de encuentro entre el fondo norte y el lateral este.

9. CONCLUSIONES

En diciembre de 2019 y tras una etapa de intensas lluvias, se produjo un desprendimiento rocoso en la ladera adyacente a la central, que alcanzó su fachada trasera e interrumpió su operación. Cabe señalar que este emplazamiento nunca había mostrado indicios de inestabilidad en el pasado.

Un análisis detallado identificó diversos condicionantes geométricos y geomecánicos, si bien el desencadenante pareció ser la meteorología adversa e intensa sufrida días antes en la zona.

A resultas de ello, IBERDROLA ejecutó en enero y febrero de 2020 una serie de actuaciones para el aseguramiento del talud tras la central, consistentes en:

- ✓ La protección preventiva de la instalación: transformador, tubería forzada y fachada trasera.
- ✓ El desmontaje de bloques metaestables en flancos sureste y norte, y posterior saneo manual.
- ✓ La estabilización de los escarpes de la rotura, para evitar su evolución.
- ✓ La retirada general de escombros y de las protecciones previas, así como la recolocación de los cerramientos de seguridad en su perímetro.

Todas ellas permiten garantizar la seguridad de la instalación en el futuro.

Este tipo de eventos ponen de manifiesto la conveniencia de realizar, durante las inspecciones periódicas pautadas, la reevaluación de riesgos de los taludes y las laderas asociadas a las instalaciones hidroeléctricas, con criterios ajustados al actual estado del arte, más importante si cabe cuanta mayor antigüedad acumulan; así como de establecer planes de vigilancia y control adaptados tanto a la peligrosidad del talud como a la vulnerabilidad e importancia de la propia instalación, que permitan prevenir futuras inestabilidades y garantizar su operatividad.

REFERENCIAS

AENOR: Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales. UNE-EN 1997-1:2016.

Ayala, F.J., Andreu, F.J., Fe, M. and Ferrer, M., 2006. Manual de ingeniería de taludes. IGME. 456 pp.

- Bieniawski, Z.T., 1993. Classification of Rock Masses for engineering. The RMR system and future trends. *Comprehensive Rock Engineering*. Pergamon. Vol. 3 pp. 553-574.
- Fernández, P., Odriozola, J.M., Pedraza, J., Peón, A. and Ugidos, J.M., 1980. Mapa geológico y memoria de la hoja nº 578 (Arenas de San Pedro). *Mapa Geológico de España* E. 1:50.000. Segunda serie (MAGNA), primera edición. IGME.
- Ferrer, M. and González de Vallejo, L. I., 2007. *Manual de Campo para la descripción de macizos rocosos en afloramientos*. IGME. 83 pp.
- Montalar, E., Romana, M., Serón, J.B., 2001. La clasificación geomecánica SMR: aplicación, experiencias y validación. *V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Madrid pp. 393-404.
- Romana, M., Serón, J.B. and Tomás, R., 2017. Revisión del estado actual de la clasificación geomecánica Slope Mass Rating (SMR). *Ingeniería Civil*, 187: 53-60.

DETECCIÓN RÁPIDA DE MOVIMIENTOS DEL TERRENO CON EL USO DE CLINÓMETROS INALÁMBRICOS Y DE LARGO ALCANCE ALIMENTADOS CON BATERÍAS

Ángela LLUCH (1), Víctor SALINAS (1), Álvaro ARRÚE (1), Clàudia ABANCÓ (2), Igor SURLAN (3), Hugo BLANCO (3), Dragan KOKANOVI (3),

(1) Worldsensing, Barcelona, España *vsalinas@worldsensing.com*

(2) Departmento de Mineralogía, Petrología y Geología Aplicada Facultad de Ciencias de la Tierra Universidad de Barcelona, Barcelona, España

(3) Arcelor Mittal, Omarska, Bosnia y Herzegovina,

RESUMEN

Los episodios meteorológicos, cada vez más extremos, impactarán en la susceptibilidad del terreno a los deslizamientos. Junto con los nuevos usos del terreno, el riesgo se verá incrementado en grandes áreas. En años recientes, se han desarrollado sistemas de monitorización sin cables, con comunicación de largo alcance y de bajo consumo para el control preventivo de la inestabilidad de laderas y taludes, de potenciales deslizamientos de tierra y de excavaciones que pudieran afectar a infraestructuras y personas. En este artículo, se presenta un método para detectar de forma rápida un evento de deslizamiento de terreno a través de una red de clinómetros inalámbricos, con capacidad de comunicación de largo alcance y alimentados con baterías internas, así como su aplicación en el marco del proyecto AMICOS. El sistema es capaz de reportar alertas en tiempo cuasi real cuando se detecta un evento (latencia menor de 5 segundos para recibir todas las alertas de 25 sensores activados simultáneamente).

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos de tierra y la inestabilidad de taludes desencadenada por episodios de lluvia intensa son un serio riesgo que afecta a áreas habitadas e infraestructuras en todo el planeta. En España, por ejemplo, se estima que los deslizamientos de tierra causaron pérdidas de aprox. 42 millones de euros por año desde 1990 hasta el 2000 (Ayala y otros, 2004), convirtiéndose en el segundo riesgo geológico en términos de pérdida económica después de las inundaciones. Globalmente, los deslizamientos de tierra son responsables de más del 17% de todas las fatalidades desencadenadas por riesgos naturales (Lacasse y otros, 2009). Aunque el patrón de precipitaciones que puede esperarse debido al cambio climático es todavía incierto, todos los modelos predicen un incremento de los episodios de lluvia intensa en todo el mundo, lo cual incrementa la ocurrencia de deslizamientos e inestabilidades de ladera activados por los mismos.

Habitualmente, el control de taludes se limita a un inventario de inestabilidades, inspecciones periódicas y análisis de registros históricos de movimientos que hayan sido reportados. No obstante, cuando el riesgo de inestabilidad es alto, identificar los precursores y monitorizar los mecanismos potenciales de fallo permite obtener indicadores de posibles deslizamientos para evitar o reducir el

impacto de los mismos (Chae y otros, 2017). Las técnicas de monitorización de deslizamientos de terreno y de inestabilidad de taludes se pueden clasificar en dos grupos principales dependiendo de la localización de los sensores: a) in-situ, detección basada en sensores en el terreno (Reid y otros, 2008) y b) detección remota (Zhao y Lu, 2019). Los sensores in-situ se instalan en superfície o dentro del terreno, en las zonas de laderas inestables o en sus proximidades. Las técnicas de monitorización remota consisten en medir la ladera desde la distancia, la cual puede variar desde metros (en un área próxima) a kilómetros haciendo uso de dispositivos transportados por el aire o satélites. Al contrario de la monitorización remota, en su mayoría empleada en el control de la deformación de laderas, los sensores de movimiento. Los sensores geoespaciales y superficiales in-situ, tales como clinómetros inalámbricos o distanciómetros tipo láser, miden principalmente la deformación superficial de forma similar a las técnicas de monitorización remotas. Las medidas de deformación superficial incluyen los movimientos precursores antes de un gran colapso o del propio colapso.

Tradicionalmente, se ha recogido la información de los sensores in-situ de forma manual y con poca frecuencia. En los últimos años, y gracias a un incremento en la aplicación de tecnologías IoT, se ha habilitado la obtención remota y automática de los datos, mediante sistemas de bajo consumo y largo alcance. Estos sistemas permiten una mayor frecuencia de muestreo, y aumentan la adaptabilidad, la fiabilidad y la rentabilidad del control preventivo de: inestabilidades de taludes, potenciales deslizamientos de tierra y excavaciones que podrían afectar a infraestructuras.

Los principales grupos de sensores in-situ usados para el control preventivo de inestabilidad de climáticos asociados taludes miden: a) parámetros a factores desencadenantes de deslizamientos/inestabilidad de laderas (ej. precipitación, temperatura, presión atmosférica, etc.; ver ref. 8 de la Fig. 1); b) presión o volumen de agua subterránea (ver ref. 4 y 10 de la Fig. 1) y c) movimiento superficial o en profundidad (incluyendo desplazamientos horizontales y/o verticales; ver ref. 3, 6, 7, 9, 11 y 12 de la Fig. 1). Estos tipos de sensores también se usan para medir el comportamiento estructural de elementos para la protección de laderas o taludes inestables, para la interacción suelo-estructura (ej. la carga de anclajes de terreno, el empuje de tierras contra muros de retención, la inclinación de elementos estructurales, etc.) u otros parámetros relevantes para actividades industriales (ver ref. 2, 5, 13 y 14 de la Fig. 1).



Figura 1: Imagen general de un sistema de monitorización inalámbrica de largo alcance y bajo consumo basado en sensores en terreno in situ en una mina a cielo abierto. 1) Concentrador de datos; 2) Sonda de calidad del agua; 3) Extensómetro múltiple en sondeo; 4) Piezómetros; 5) Sensor de nivel de agua y transmisor de presión en la tubería; 6) Clinómetros inalámbricos con capacidad para detección de eventos; 7) Monitorización de fisuras con un sensor de desplazamiento; 8) Sensores de meteorología; 9) Inclinómetros fijos en perforaciones de suelo; 10) Reflectometría de Dominio de Tiempo (TDR); 11) ShapeArray (SAA); 12) Distanciómetros láser y clinómetro; 13) Sensor de nivel de combustible en tanque; 14) Nivel de agua.

La capacidad de un sistema de monitorización para leer en tiempo cuasi real depende de la relación entre la velocidad característica del fenómeno y la velocidad (frecuencia) de adquisición y transmisión de datos. En este sentido, los sensores in-situ tienen ventaja sobre los métodos remotos. No obstante, mientras que hasta la fecha los sistemas inalámbricos de bajo consumo soportan la monitorización en tiempo real para aplicaciones geotécnicas estáticas (p.e. presión de poros), supone un reto monitorizar en tiempo real procesos rápidos, como la detección temprana del colapso de una pared de roca. La elección de la instrumentación adecuada es crítica para una mejor respuesta. Algunos puntos clave para una buena selección son el nivel de ruido de los sensores y de los sistemas de adquisición, la vida útil del sistema, la robustez de los dispositivos y, especialmente, la capacidad de transmitir en tiempo real (Michoud y otros, 2013).

2. ELECCIÓN DEL SENSOR DE DETECCIÓN DE EVENTOS

No hay una norma universal para el diseño de un "Early Warning System" (EWS), ya que debe adaptarse al fenómeno a monitorizar y a sus parámetros relacionados, como son los parámetros de movimientos en superficie y profundidad medidos con fisurómetros, inclinómetros y extensómetros para controlar los deslizamientos de tierra, parámetros meteorológicos como precipitación y deshielo relacionados con desencadenamiento de los deslizamientos del terreno, o cambios en las condiciones de agua el interior del mismo, medidos con piezómetros o sensores de humedad (Michoud y otros, 2013).

El valor de los umbrales se basa normalmente en una combinación de sensores, para tener redundancia y robustez. La calibración de los umbrales de aviso es uno de los procesos más delicados en el diseño de EWS fiables. Se espera que los sistemas respondan eficientemente delante de un evento de interés, pero sin activar falsas alarmas ya que una alarma conlleva acciones correctivas con importantes consecuencias sociales y de seguridad.

En este artículo se presenta un método para detectar rápidamente un episodio de deslizamiento del terreno, basado en una red de clinómetros inalámbricos con largo alcance de comunicación y alimentados por baterías internas. Gracias a sus requerimientos mínimos de instalación, mantenimiento e interacción y su gran robustez y bajo coste, el sistema permite una gran escalabilidad. Los datos capturados de forma contínua a alta frecuencia se procesan en el mismo dispositivo y solo se transmiten valores indicativos con cierta periodicidad, sólo se envían mensajes de alerta inmediatos cuando se detecta alguna anomalía (se excede un umbral). Gracias a esta tipología de transmisión condicionada, la solución soporta un régimen de tiempo cuasi real con un bajo coste de energía.

2.1 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN

La solución EDS (por Event Detection Solution) está diseñada para ser un componente esencial en un sistema EWS. Tiene 3 capas principales (Figura 2): 1) Clinómetros inalámbricos con capacidad de detección de eventos, 2) Una o más puertas de enlace (Gateway) que reciben los mensajes de los sensores distribuidos (clinómetros EDM y otros sensores in-situ) y 3) Plataforma 'Connectivity Management Tool' (CMT) Edge (embebido en la Gateway) o Cloud (basada en la nube) para el manejo de los dispositivos, los datos y la conectividad. Además, el sistema cuenta con una aplicación móvil para la configuración de los dispositivos distribuidos.

Para su integración con un EWS, se publican los mensajes con protocolo MQTT, ya que este sistema añade latencia mínima a los mensajes de alerta.



Figura 2: Arquitectura de la solución "Event detection".

Los clinómetros adquieren continuamente datos de inclinación con una frecuencia de muestreo de 3.9 Hz). En base a estos datos, el dispositivo opera en modo de excepción: cambian su comportamiento normal a uno de alerta dependiendo de si se supera un cierto umbral (Figura 3, esquema de funcionamiento de la solución). Se definen dos umbrales por canal, uno superior, que será considerado excedido cuando el valor de la lectura instantánea del sensor sea mayor, y otro inferior, que será considerado excedido cuando el valor de la lectura instantánea del sensor sea inferior al umbral.

El sistema maneja dos tipos de mensajes: de alerta y de lectura. El dispositivo en estado normal transmite lecturas periódicas (que se utilizan como línea de base) con una periodicidad que va entre los 30 minutos y las 24 horas. Los valores ofrecidos en estas lecturas periódicas son el promedio de una ventana de alrededor de 8 segundos, y se añade la desviación estándar para filtrar medidas ruidosas.

Cuando un canal excede un umbral, el equipo reacciona pasando al estado de alerta, en el que se producen diversos cambios en su funcionamiento:

- a) En el instante en que una medida continua excede el umbral, se genera un mensaje de alerta que contiene información crítica (canal y umbral excedido, exceso) y que se publica por MQTT en tiempo cuasi real.
- b) A este mensaje de alerta le sigue, cierto tiempo después, un mensaje lectura (datos) equivalente a la lectura periódica, pero asíncrono (se genera en el momento en que es requerido y no acorde a una periodicidad) y que contiene los valores exactos en el momento de exceder el umbral. Como se trata de medidas instantáneas, la desviación estándar será siempre 0.
- c) Aumenta la tasa de medidas periódicas mientras se permanece en estado de alerta. La nueva periodicidad puede tomar valores entre los 30 segundos y 24 horas.

Es importante destacar que el sistema entrará o se mantendrá en estado de alerta cuando al menos uno de los canales esté fuera del rango establecido. En caso de salir del rango de forma secuencial para diversos canales (primero X, luego Y, por ejemplo), el sistema emitirá sendas alertas en el momento en que cada canal detecte el evento.

Finalmente, el sistema volverá a su estado normal si existe una ventana de 256 muestras donde todas ellas permanecen dentro de los umbrales establecidos para todos los canales. En este momento, se transmitirá un mensaje de lectura asíncrono (similar a b) que contiene los datos instantáneos que marcan el fin del estado de alerta y el retorno al estado normal.



Figura 3: Una ilustración simplificada de la operatividad de un clinómetro EDM para un solo canal y un solo umbral. Los círculos verdes muestran los mensajes transmitidos: 1) Mensaje de las lecturas periódicas en estado normal; 2) Mensaje de alerta en tiempo real; 3) Mensaje de lecturas asociado a la alerta; 4) Mensaje de lecturas periódicas en estado de alerta; 5) Mensaje de lecturas asociado a la restauración del umbral, una vez superado el tiempo de relajación.

La solución 'Event Detection' necesita ser integrada en un sistema de detección temprana (EWS), en combinación con otras tecnologías. El uso de software de terceros es necesario para captar y procesar las notificaciones para después desencadenar procesos o acciones que sean necesarias (SMS, correos, activación de sirenas, cierre de vallas, paro de maquinaria, etc).

3. ESPECIFICACIONES DE LA SOLUCIÓN' EVENT DETECTION'

3.1 Especificaciones del sistema

En la Tabla 1 se muestran las especificaciones del clinómetro y de la red IoT.

| CLINÓMETRO INALÁMBRICO | |
|------------------------------------|---|
| SENSÓRICA | |
| Reporte | Inclinación respecto a un eje (grados). |
| Canales | X, Y, Z |
| Frecuencia de adquisición continua | 3.9 Hz |
| Rango de lectura para cada canal | ± 90° |
| Medida de Ángulos independientes | 2 ángulos independientes respecto a la horizontal. |
| | No detecta giros alrededor del vector gravedad. |
| Calibración | Calibración individual de cada dispositivo |
| SISTEMA | |
| Estados de operación | Normal y Alerta |
| Umbrales | Superior e inferior para cada canal. Configurables en local y en |
| | remoto (vía radio). Pueden configurarse con valores a lo largo de |
| | todo el rango de medida. |
| Periodo de transmisión normal | Configurable entre 30 minutos y 24 horas |
| Periodo de transmisión Alerta | Configurable entre 30 segundos y 24 horas |
| Formato de datos - Lecturas | CSV y formato JSON a través de MQTT |
| Formato de datos – Alerta | Formato JSON a través de MQTT |
| Configuración del sistema | Aplicación móvil (local) y vía radio (remoto) |
| MECÁNICAS | |
| Modelo Caja | TIL90 |
| Medidas | 100 x 100 x 61 mm |
| Estanqueidad | IP 68 |
| Temperatura de operación | $-40^{\circ}C < T < 80^{\circ}C$ |

| ESTIMACIÓN BATERÍA | | | | | |
|---------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|--|--|--|
| Periodo de reporte 30 minutos | Baterias LM26500 (Li-MnO2) | espiral, tamaño C, batería de 3.6 V | | | |
| | Media (años) | Mínima (años) | | | |
| Perfil Temperatura de Singapore | 3.1 | 2.8 | | | |
| Perfil Temperatura de Barcelona | 3.2 | 2.8 | | | |
| Perfil Temperatura de Vilnus | 3.1 | 2.8 | | | |
| | | | | | |
| RED IoT | | | | | |
| COMUNICACIÓN | | | | | |
| Tecnología | Radio LORA | | | | |
| Modalidad | Comunicación STAR (a 1 gatew | ay) o MULTI-STAR (a varias | | | |
| | gateways) | | | | |
| SF | 7-8 | | | | |
| Sensibilidad | -127 dBm para SF7 | | | | |
| Pango de alcance | América del norte | Europa | | | |
| Kango de alcance | (Banda 902-928 MHz) | (Banda 686 MHz) | | | |
| Entorno rural | 7.5 km 6 km | | | | |
| Entorno rural sin visibilidad | 2 km 1.6 km | | | | |

Tabla 1. Especificaciones generales del sistema.

3.2 LATENCIA DEL SISTEMA

Se entiende por latencia del sistema el tiempo que dista entre la detección de un evento en el clinómetro y su publicación en el receptor. La latencia puede ser dividida en dos componentes:

- (1) Latencia de Radio: Es el tiempo que discurre entre que se declara el evento en el clinómetro hasta que el mensaje de alerta (al menos una copia) alcanza a la Gateway. Debe ser invariable de la modalidad de la plataforma (CMT edge o CMT cloud).
- (2) Latencia de procesado: Es el tiempo que tarda la alerta desde la gateway hasta que esta se publica por MQTT (capas de software, radio MAC, capa de aplicación, capa MQTT). En este caso, la versión CMT cloud añade el tiempo de la red desde y hacia el cloud.

Por lo general (>99% casos) la latencia de reporte del sistema está por debajo de 2 segundos para 10 clinómetros que de forma simultánea alcanzan un umbral y se sitúa por debajo de 5 segundos para 25 clinómetros que detecten un episodio en el mismo instante en todos ellos (Figura 4). Típicamente, la probabilidad de éxito alcanzada en la transmisión de datos con las técnicas implementadas es de >99.98%. Estos resultados se conocen a partir de tests realizados en laboratorio (Pérez-Arcas y otros, 2022).

Debido al poder limitado de la gateway para procesar la llegada de mensajes de alerta, en la versión CMT Edge aparece un incremento del tiempo requerido para procesar cada uno de los sucesivos mensajes recibidos. La solución CMT Cloud parece ser más estable en el tiempo de procesado para los sucesivos mensajes dado a su mayor capacidad de cómputo. Como era de esperar, la latencia de radio de ambas arquitecturas es muy similar.

5. APLICACIÓN DE CAMPO

La solución ha sido propuesta en el marco del proyecto de innovación "AMICOS": (Monitorización Autónoma y Sistema de Control para Plantas Mineras).



Figura 4: Eventos generados en 25 nodos al mismo tiempo en CMT Edge (izquierda) y CMT Cloud (derecha). En azul y naranja se muestran las contribuciones de latencia de la radio y el procesado, respectivamente. El eje Y muestra el tiempo en segundos, en el eje X aparecen los dispositivos utilizados en el test, ordenados por orden de llegada de los mensajes. (Datos de Pérez-Arcas y otros, 2022).

5.1. EL PROYECTO 'AMICOS'

Las presas de relaves en minería se encuentran dentro de las mayores estructuras de ingeniería del planeta. Los taludes de las presas hechos de tierra se usan para almacenar materiales de rechazo minero, mezclados con la tierra. La estabilidad de estas estructuras es compleja, ya que están sometidas a distintas fases de recrecimiento y porque se utilizan materiales de baja calidad en su construcción. El control en tiempo cuasi real de su estabilidad durante su ciclo de vida es de máxima importancia, no sólo en términos de seguridad sino también desde un punto de vista ecológico.

Bajo el marco del proyecto AMICOS financiado por la UE a través del EIT (Instituto Europeo de Innovación y Tecnología) se ha implementado la solución EDS de Worldsensing para ayudar en la mejora de las actividades mineras, reducir los costos de mantenimiento, mejorar la duración de las infraestructuras, mejorar en seguridad y reducir riesgos.

5.2. LA PLATAFORMA DE 'AMICOS'

El proyecto exige el desarrollo de una plataforma avanzada para la ingesta, visualización y gestión de datos: la plataforma AMICOS, cuyo submódulo IoT se fundamenta en la plataforma CMT ya mencionada. La plataforma AMICOS reúne no sólo la información IoT proveniente de la tecnología de Worldsensing (Clinómetros operando en "Event Detection", entre otros dispositivos) sinó también la de otros datos provenientes de diversas fuentes como son: datos InSAR (satélite), imágenes de drones e información de plataformas robóticas (UAV, UGV) con una variedad de sensores (RGB y cámaras IR cámaras, RGB-D y LiDAR, entre otros) que en conjunto proporcionan al usuario una visión global del estado de la infraestructura.

La plataforma (Figura 5, izquierda) consiste en un broker de entrada y salida de datos que pretende constituir la base de la digitalización en el control de la minería. Mientras que el análisis de los datos se realiza en los módulos de software integrados en la plataforma (módulo DSS, módulo 3D de visualización y módulo analítico), el input de estos se realiza a través de los diferentes submódulos. Se trata de una aproximación multi-escala y multi-sensórica. Los datos redirigidos por varias gateways hacia el sub-módulo IoT, se encriptan y no pueden ser descifrados hasta el final de la aplicación por motivos de seguridad.



Figura 5: Esquema de los módulos de software y servicios con la plataforma AMICOS como elemento integrador (izquierda) y flujo lógico de datos para el caso de la presa de Arcelor Mittal (derecha).

5.3. CASO DE USO: PRESA DE RELAVES EN BOSNIA

Este caso de uso integra diferentes tipos de datos con el objetivo de mejorar las actividades en las instalaciones de almacenamiento de relaves en la mina de Omarska ubicada en Bosnia y gestionada por Arcelor Mittal, la cual incluye el lago Gradina y la presa Medjedja (ver Figura 6). En concreto, se usan tres tipos de datos para su planificación y su monitorización:



Figura 6: Vista general de las diferentes instalaciones de la mina Omarska

1) Datos inSAR multi temporales (MT-InSAR) con la tecnología de SpaceEarth, los cuales sirven para la identificación de los puntos de la estructura con mayor movimiento y velocidad. El análisis cubre un área de interés de 7 x 7 Km donde se localizan el lago Gradina con la presa Medjedja y la mina a cielo abierto. Por lo general, durante el 2021, no se observaron cambios en la velocidad de deformación en la infraestructura, exceptuando las áreas donde se estaban llevando a cabo actividades mineras. Los informes basados en los mapas de velocidad se generan de forma trimestral. (Figura 7)



Figura7: mapas de velocidad de movimiento del terreno obtenidas con datos InSAR de la presa de residuos de Arcelor Mittal en las direcciones vertical (izquierda) y este-oeste (derecha).

2) Datos de sensores con tecnología IoT (dispositivos de Worldsensing). En concreto se instalaron:

-8 Clinómetros en modo 'Event Detection' se instalaron en la presa Medjedja con tal de proporcionar datos en tiempo cuasi real relativos al desplazamiento lineal indirecto y al asentamiento relativo y mejorar el control de los taludes de la presa. (Figuras 8 y 9). Los datos obtenidos muestran un comportamiento muy estable (Figura 10).

-2 Sensores de nivel de agua ('MiniWave ultrasonic level sensor') instalados uno en el lago Gradina y otro en la mina a cielo abierto Jezero (Figuras 8 y 9). Cada uno de ellos conectados a un data logger de Worldsensing con capacidad para captar lecturas analógicas. Con el objetivo de medir de forma contínua el nivel de agua del estanque. Estos sensores transmiten ondas y miden el tiempo que tarda en recibirse la señal de retorno desde el agua hasta el sensor. Ese tiempo se computa para obtener el nivel de agua.

-2 Gateways para recibir los datos vía radio, los cuales son almacenados en el servidor de éstas y su posterior publicación en la plataforma CMT desde donde los datos deben ser transferidos (a través del protocolo MQTT) a un software externo que forme parte de un EWS. (Figura 9 derecha).



Figura 8: Instalación de sensores IoT en la presa Medjedja (izquierda) y sensor de medida de nivel de agua con datalogger IoT (derecha).



Figura 9: Sensor de medida de nivel de agua (izquierda) y clinómetro inalámbrico en modo 'Event Detection'(derecha).



Figura 10: Datos registrados en los clinómetros inalámbricos en modo normal (sin eventos generados)

3) Imágenes de drones (con cámara RGB y cámara hiperespectral) con la tecnología de Hovering Solutions para realizar una inspección visual del perímetro de la presa de relaves y de los taludes, determinar el volumen del total de las instalaciones de la infraestructura, determinar la naturaleza de la superficie así como la identificación de su composición química y de los minerales existentes y verificar los posibles eventos generados con los clinómetros en modo 'Event Detection'.

5.4. Flujo de trabajo

El flujo de trabajo que presenta la arquitectura de AMICOS es el siguiente:

- 1. Se obtienen los datos InSAR en el módulo correspondiente proporcionados por SpaceEarth.
- 2. Se procesan los datos inSAR, se almacenan y se hacen accesibles para el resto de los módulos.
- 3. El módulo DSS recibe los datos inSAR a través de la plataforma AMICOS y los evalúa, resultando en un listado de puntos de interés. La plataforma AMICOS los ingiere.

- 4. Una vez disponibles, Arcelor Mittal visualiza los datos e instala clinómetros inalámbricos EDM en dichos puntos.
- 5. Los datos del submódulo IoT empiezan a llegar y se absorben por la plataforma.
- 6. La plataforma AMICOS está en modo escucha a la espera de recibir datos. Si se activa un evento en los clinómetros, la plataforma lo recibe de forma inmediata.
- 7. Cuando se genera una alarma, el submódulo del dron envía un mensaje para sobrevolar los clinómetros que han generado el evento y tomar fotos del área.
- 8. Una vez las fotos están disponibles en el submódulo del dron, la plataforma AMICOS las ingiere y las asocia a los clinómetros correspondientes.
- 9. Se toman decisiones o se emprenden acciones por los equipos de operaciones y seguridad de la mina.

Cabe destacar que la plataforma AMICOS genera dos niveles de alarma:

- 1. basada en los sensores (EDM): la alarma se desencadena en el sensor la cual llega a la plataforma. Ésta la muestra y la notifica a los usuarios.
- 2. basada en la propia plataforma, la cual permanentemente controla la información que recibe de forma periódica de los sensores instalados. Los umbrales de alarma pueden ser definidos en el propio software para así notificar a los usuarios. Estos umbrales se pueden usar como avisos y no como alarmas con la finalidad de captar la atención del usuario sobre el estado de ciertas áreas de la estructura.

El caso de uso completo a ser validado en la presa de Arcelor Mittal se esquematiza en la Figura 5.

6. CONCLUSIONES

La detección temprana de deformaciones y la identificación de factores desencadenantes de inestabilidad son los principales objetivos de los EWS para deslizamientos e inestabilidad de taludes. Su buen funcionamiento es crucial para implementar acciones correctivas tales como evacuaciones, cierre de carreteras o aprovisionamiento de recursos. En este artículo se ha presentado un método innovador para la detección de inestabilidades del terreno mediante el uso de una red de clinómetros inalámbricos, alimentados por baterías y con comunicación por radio.

Entre los principales beneficios de la solución 'Event Detection' (ED) está la rápida detección de movimiento del terreno así como la rápida transmisión de datos cuando éstos exceden un umbral de movimiento preestablecido, se ha comprobado que la latencia del sistema está por debajo de 5 segundos en el caso en que 25 sensores entren simultáneamente en alerta. Dada la excepcionalidad de que esto ocurra, este tiempo puede considerarse como el peor escenario posible, ya que difícilmente entrarán todos los dispositivos en alerta al mismo tiempo. La limitación de la red vendrá dada por el número de mensajes periódicos que se deban enviar en un ciclo de radio. El número de dispositivos operables por la red puede ser de cientos, dependiendo de los periodos de reporte.

Por otra parte, la solución del ED usa la tecnología de la red LoRa, la cual permite la comunicación por radio de largo alcance con una o varias gateways.

Otros beneficios del uso de de clinómetros en modo ED son: la facilidad de su instalación y puesta en marcha, la robustez y la habilidad para funcionar en condiciones climáticas adversas, la compatibilidad con sensores in situ conectados a data loggers integrados en el mismo sistema de monitorización inalámbrica y el bajo coste de la solución, permitiendo que la instalación sea escalable para adaptarse a los niveles de riesgo. Por último, el funcionamiento de los clinómetros en modo ED se ha optimizado para obtener una durabilidad de las baterías de más de 3 años (dependiendo del escenario que se considere).

La solución del ED explicada en este artículo se ha implementado como parte de la tecnología que engloba el proyecto 'AMICOS' para la digitalización de las actividades mineras, con tal de mejorar la gestión y la seguridad de éstas.

La solución de ED propuesta, por lo tanto, tiene el potencial de ser un componente clave en los EWS para deslizamientos del terreno, además de que tal y como ocurre en el proyecto 'AMICOS' se combina y se complementa fácilmente con otras tecnologías para tener redundancia de datos, para poder correlacionarlos y en definitiva obtener una visión global del estado del terreno y lo que ocurre.

AGRADECIMIENTOS

La publicación ha sido posible, parcialmente, gracias al proyecto AMICOS. Este Proyecto ha recibido financiación del "European Institute of Innovation y Technology (EIT). Este ente de la Unión Europea recibe soporte del programa de investigación y innovación Horizonte 2020.

REFERENCIAS

- Ayala, F. J., Olcina, J. y Vilaplana, J. M.: Impacto social de los riesgos naturales en España en el periodo 1990-2000 (II), Gerenc. riesgos, XXI, 17–29, 2004.
- Chae, B.-G., Park, H.-J., Catani, F., Simoni, A., & Berti, M. (2017). Landslide prediction, monitoring and early warning: a concise review of state-of-the-art. Geosciences Journal, 21(6), 1033–1070. https://doi.org/10.1007/s12303-017-0034-4
- Lacasse, S., Nadim, F., Lacasse, S., Nadim, F. (2009). Landslide Risk Assessment and Mitigation Strategy. In: Sassa, K., Canuti, P. (eds) Landslides – Disaster Risk Reduction. Springer, Berlin, Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-540-69970-5_3
- Michoud, C., Bazin, S., Blikra, L. H., Derron, M.-H., and Jaboyedoff, M. (2013): Experiences from site-specific landslide early warning systems, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 13, 2659–2673, https://doi.org/10.5194/nhess-13-2659-2013, 2013.
- Perez Arcas, J., Salinas, V., Figueras, F., Abancó, C., 2022. Rapid detection of landslide events using batteryoperated long-range wireless tiltmeters. In *Proceedings of the 11th International Symposium on Field Monitoring in Geomechanics.*, Londres.
- Reid, M. E., Baum, R. L., LaHusen, R., Ellis, W. L., la Husen, R., Ellis, W. L., LaHusen, R., & Ellis, W. L. (2008). Capturing landslide dynamics and hydrologic triggers using near-real-time monitoring. In Z. Chen, J. Zhang, Z. Li, F. Wu, & K. Ho (Eds.), 10th International Symposium On Landslides And Engineered Slopes (pp. 179– 191). Taylor & Francis Group.
- Zhao, C.; Lu, Z. Remote Sensing of Landslides—A Review. Remote Sens. 2018, 10, 279. https://doi.org/10.3390/rs10020279

EFECTO DE LOS INCENDIOS FORESTALES EN LA OCURRENCIA DE DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS

ROBERTO SARRO (1), IGNACIO PÉREZ-REY (2), ROBERTO TOMÁS (3), LEANDRO R. ALEJANO (4), LUIS ENRIQUE HERNÁNDEZ-GUTIÉRREZ (5) y ROSA MARÍA MATEOS (1)

 (1) Grupo de Investigación de Observación de la Tierra, Riesgos geológicos y Cambio Climático Instituto Geológico y Minero de España (IGME-CSIC) r.sarro@igme.es; rm.mateos@igme.es

> (2) Laboratorio de Geotecnia Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) ignacio.perez@cedex.es

> > (3) Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Alicante roberto.tomas@ua.es

(4) Departamento de Recursos Naturales e Ingeniería Ambiental Universidad de Vigo alejano@uvigo.es

(5) Instituto Volcanológico de Canarias (INVOLCAN) geologoluis@gmail.com

RESUMEN

Comprender las condiciones que producen los desprendimientos de rocas durante y después de un incendio forestal, es un gran reto al que se expone la comunidad científica, con el fin de precisar el riesgo por este tipo de eventos. El aumento de desprendimientos de rocas asociados con los incendios forestales está relacionado con varios factores, que afectan tanto al macizo rocoso donde se ubican las áreas fuente, como al área de propagación y a la zona de alcance. En cuanto a las áreas fuente, el efecto de los incendios forestales se focaliza, principalmente, en la alteración del macizo rocoso y sus propiedades: meteorización térmica, apertura de grietas, o la disminución de la resistencia de la roca. En el área de propagación se produce la pérdida de vegetación y un cambio en las condiciones del material del talud. Además, las propias actividades de extinción pueden desestabilizar bloques, y las temperaturas extremas que se alcanzan deterioran las medidas de protección instaladas.

1. INTRODUCCIÓN

Los incendios forestales son muy frecuentes en climas semiáridos y áridos, especialmente en los meses de verano cuando se concentran varios factores: altas temperaturas, fuertes vientos y escasas precipitaciones. Durante los incendios, las temperaturas pueden alcanzar cerca de los 400 grados centígrados, provocando importantes efectos físicos y químicos tanto en el suelo como en el macizo rocoso (Wotton et al., 2012). Según el Informe Anual de Incendios Forestales en Europa, Oriente Medio y Norte de África de 2019 (San Miguel et al., 2020), España, Portugal y Polonia son los países europeos con más incendios forestales. En las últimas cinco décadas, España ha registrado cerca de

600.000 incendios forestales que afectaron a unos 7,5 Mha. Durante los últimos años se ha producido una disminución tanto en el número de incendios como en la extensión de la superficie quemada. Sin embargo, la ocurrencia de grandes incendios forestales (aquellos cuya área afectada es superior a 500 ha) sigue siendo alta. Las características de los incendios forestales están cambiando peligrosamente, debido principalmente a alteraciones de las condiciones climáticas asociadas al calentamiento global, influyendo en la frecuencia, la gravedad y el alcance de los incendios forestales.

Además de los efectos ambientales propios de los incendios forestales, durante estos eventos también se produce un efecto en cascada de otros procesos como los movimientos del terreno, aumentando principalmente la frecuencia de flujos de derrubios (Cannon et al., 2010; Santi et al., 2013; Staley et al., 2018) y los desprendimientos de rocas (De Graff & Gallegos, 2012). Estos procesos post-incendio aumentan el riesgo para las infraestructuras y las personas dentro del área quemada. Diferentes estudios desarrollados durante la última década han analizado la ocurrencia de flujos de derrubios en zonas que habían sufrido incendios (Carabella et al., 2019; Cui et al., 2019; Nyman et al., 2011; Parise & Cannon, 2012). Después de un incendio forestal, se produce una alteración de las condiciones hidrológicas y del suelo al cambiar las tasas de evapotranspiración e infiltración, lo que aumenta la probabilidad de que se produzca un flujo de derrubios (Rengers et al., 2020). Este tipo de movimientos de laderas suelen ser muy peligrosos dada su extraordinaria rapidez y poder destructivo, siendo capaces de causar daños significativos y numerosas muertes con un solo evento (Dowling & Santi, 2014).

En el caso de los desprendimientos de rocas, se ha observado que existen muy pocos estudios que se centren en los efectos de los incendios forestales en la ocurrencia de este tipo de movimientos. Los desprendimientos de rocas también son fenómenos muy peligrosos debido a las altas velocidades y elevadas energías que los bloques alcanzan durante su caída. Esto explica a menudo la dificultad de tomar acciones preventivas lo suficientemente rápidas y efectivas, así como de diseñar medidas adecuadas de protección y mitigación (Jaccard et al., 2020; Sarro et al., 2014). Comprender las condiciones que conducen a los desprendimientos de rocas durante y después de un incendio forestal en diferentes contextos geológicos es crucial, dada la frecuencia de estos procesos en zonas montañosas, acantilados costeros y taludes (Sarro et al., 2018, 2020).

Hay algunos estudios en la bibliografía científica que informan del aumento de la caída de rocas durante y después de los incendios forestales (Gehring & Maringer, 2020; Melzner et al., 2019; Sarro et al., 2021). Esto ocurre por la confluencia de la fragmentación de las rocas por altas temperaturas, cambios en las condiciones mecánicas de las rocas y pérdida de la capacidad natural protectora que ofrece la vegetación. Así, en los suelos granulares se producen variaciones químico-mineralógicas: deshidratación, dihidroxilación u oxidación; mientras que en las rocas se presentan efectos mecánicos por dilatación térmica (Gomez-Heras et al., 2009). A esto se une, las consecuencias que tienen los incendios sobre la propia ladera, acelerando la erosión y modificando la topografía original (Rammer et al., 2015; Stoffel et al., 2006), lo que puede cambiar significativamente las trayectorias de los bloques durante su caída (Vick et al., 2019).

En este trabajo se revisan los efectos que producen los incendios forestales en la ocurrencia de desprendimientos de rocas. Para ello se ha seguido el esquema que se muestra en la Figura 1. Así, se han diferenciado tres zonas: el área desprendida o fuente donde se originan los desprendimientos de rocas, el área de propagación, que es la zona donde los bloques se mueven ladera abajo, y la zona de afectación potencial o de alcance, donde se detiene la mayoría de los bloques y sus fragmentos.

En cuanto al áreas fuente, los efectos post incendio que sufren los macizos rocosos que están directamente relacionados con los procesos que inician los desprendimientos, destacan la degradación térmica de la roca, o la generación de nuevas grietas y esfuerzos. La zona de propagación también se modifica, debido a la pérdida de vegetación que se produce por el fuego. La vegetación es extremadamente importante de cara a minimizar los efectos de los desprendimientos, reduciendo la velocidad y las alturas de rebote de las rocas durante su caída. En consecuencia, cuando se llevan a cabo simulaciones numéricas para conocer el riesgo por desprendimientos y evaluar las trayectorias seguidas por los bloques, es necesario considerar la perdida de esta vegetación y, principalmente, como varían el valor de los coeficientes de restitución y fricción. Por último, otro aspecto a tener en cuenta durante estos fenómenos, es como aumenta el impacto social y económico producido por desprendimientos de rocas asociados a incendios forestales.


Figura 1. Diagrama que muestra los principales efectos de los incendios forestales en la ocurrencia de desprendimientos rocosos, desglosando las áreas principales donde se producen esos efectos (modificado de Sarro et al., 2021).

2. EFECTOS DE LOS INCENDIOS SOBRE EL MACIZO ROCOSO: LAS AREAS FUENTE

Las altas temperaturas alcanzadas durante los incendios forestales pueden afectar de manera relevante a la matriz rocosa. La expansión térmica de los minerales constituyentes origina un aumento de las superficies de contacto entre ellos provocando cambios estructurales que afectan la resistencia de la roca (David et al., 1999; Hajpál & Török, 2004). Además, procesos como la deshidratación o la descarbonización pueden dar lugar a cambios relevantes en las propiedades mecánicas de las rocas (Sygała et al., 2013; Zhao, 2016). Los cambios químicos también provocan transformaciones polimórficas, fusión e incluso la desaparición de ciertos minerales (Gomez-Heras et al., 2009; Vázquez et al., 2015). Estos procesos están detrás del desarrollo de nuevas microfisuras y de la coalescencia y agrandamiento de las existentes que son responsables de importantes cambios en las propiedades físicas y mecánicas de las rocas después de un incendio. Por ejemplo, la pérdida de resistencia, especialmente en compresión, ha sido estudiada para granitos y areniscas, observándose disminuciones de hasta el 80% de su resistencia a la compresión simple cuando se alcanzan temperaturas de entre 800 a 1000 °C.

El efecto que produce la temperatura sobre las rocas ha sido ampliamente estudiado en ensayos de laboratorio (Biró et al., 2019; Liu & Xu, 2014; Yin et al., 2016). Estos estudios han evaluado los cambios en las propiedades químicas, físicas y mecánicas de las rocas cuando se las somete a un calentamiento controlado. La mayoría de estos estudios utilizan muestras regulares de roca intacta calentada en un horno siguiendo curvas de calentamiento estándar. Estas curvas de calentamiento suelen presentar tres etapas principales: una curva de calentamiento inicial, entre 1 a 15 °C/min, que comienza a temperatura ambiente y alcanza valores típicos de 200 a 1000 °C (esta parte de la curva representaría el inicio del incendio); una segunda etapa con temperatura constante durante un intervalo de tiempo que varía de 1 a 24 h (esta parte de la curva representa la duración del incendio); y una última etapa, el proceso de enfriamiento, reproducido de diferentes maneras: a veces enfriando las muestras dentro del horno a temperatura ambiente para simular el enfriamiento lento y natural de la roca, y otras realizándose de manera más rápida, sumergiendo las muestras en agua o incluso aplicando nitrógeno líquido para provocar un choque térmico que

reproduzca las operaciones de extinción.

El efecto del método de enfriamiento también es un factor de importancia en los macizos rocosos afectados por incendios forestales. Existen estudios previos en los que se señala que la reducción de los parámetros elásticos y de resistencia de las rocas es más relevante en muestras enfriadas con agua (enfriamiento rápido) que en muestras enfriadas al aire (enfriadas lentamente), ya que la densidad de grietas aumenta debido al choque térmico repentino (Kumari et al., 2017; Zhang et al., 2016).

Por otra parte, el efecto de la temperatura sobre la resistencia al corte ha sido escasamente estudiado. Algunos estudios se han focalizado en analizar la resistencia al corte de discontinuidades de roca que fueron sometidas a tratamientos térmicos a diferentes temperaturas (hasta 800 °C) mediante ensayos de corte directo (Khamrat et al., 2018; Kim & Jeon, 2019). Los resultados obtenidos muestran una disminución gradual de la resistencia máxima al corte a medida que aumenta la temperatura en condiciones normales de carga. Sin embargo, este efecto térmico se reducía gradualmente a medida que aumentaba la tensión normal. También se ha estudiado la variación del ángulo de fricción básico de granitos con el tratamiento térmico y distintos métodos de enfriamiento (Tang et al., 2022) observando un aumento del ángulo de fricción con la temperatura por la alteración de la superficie de contacto de las probetas empleadas para realizar los ensayos de tilt test.

Los incendios forestales afectan principalmente a los macizos rocosos expandiendo las partes externas provocando tensiones internas que superan la resistencia a la tracción de las fracturas existentes en las rocas. La presencia de matriz en las rocas detríticas provoca un efecto amortiguador de las dilataciones de los cristales minerales. Sin embargo, en macizos rocosos, la ausencia de matriz y el mayor empaquetamiento de los cristales aumentan los esfuerzos entre ellos a medida que se dilatan y se produce el efecto de agrietamiento. Considerando macizos rocosos con porosidad y formación mineral similar, se ha concluido que aquellos con una composición carbonatada son menos sensibles a la acción del fuego que los de composición silícea.



Figura 2. a) Fracturas en una roca caliza afectado por un incendio forestal en la sierra de Foncalent (Alicante, SE de España) con baja carga térmica. b) Imagen de microfísuras obtenida por microscopio electrónico de barrido en una probeta de granito procedente de las proximidades de Vila Real (N de Portugal), calentada en laboratorio hasta 600°C y enfriada por inmersión en agua en el Laboratorio de Mecánica de Rocas de la Universidad de Alicante.

3. CAMBIOS EN LA PENDIENTE: ZONA DE PROPAGACIÓN

Una de las consecuencias más visibles de los incendios forestales en relación al área de propagación es la eliminación de la cobertura vegetal, sin embargo, no es la única. Debido a las acciones de los incendios se llegan a producir variaciones en las propiedades del suelo y las rocas, que llega a modificar factores relevantes y/o parámetros de entrada que posteriormente tienen un papel relevante al aplicar modelos numéricos con los que evaluar la estabilidad de taludes.

3.1 Perdida de vegetación

La vegetación (en términos generales, árboles y arbustos) actúa como una barrera natural de protección frente a los desprendimientos de rocas. La vegetación no solo disminuye la intensidad de los desprendimientos de rocas, reduciendo la energía y la velocidad de las rocas que caen, sino que también reduce la frecuencia de los daños que pueden producirse debido a este tipo de eventos (Dupire et al., 2016; Moos et al., 2017). En el papel que juega la vegetación frente a los desprendimientos, intervienen el conjunto de partes de la misma, desde la barrera natural que conforman las copas y los troncos, hasta el papel extremadamente importante que tienen las raíces en la capacidad de retención del suelo.

Como resultado, el peligro de producirse desprendimientos de rocas en una ladera vegetada debe analizarse centrándose tanto en las características de la vegetación existente como en la dinámica de los desprendimientos de rocas. Cuando se producen los incendios forestales, se pierde la defensa natural que aporta la vegetación. Así, los incendios suelen causar daños importantes en los árboles, y queman por completo vegetación baja como los arbustos. Cuando las que se queman son las raíces que progresan entre las discontinuidades de las rocas, lo que se produce es una aceleración de los procesos de meteorización física.

Los efectos que un incendio forestal puede tener sobre la vegetación dependen principalmente de la intensidad y duración que haya tenido el fuego. Así, la recuperación total del medio después de un incendio, y en consecuencia de esa barrera natural frente a los desprendimientos, puede llevar desde unos pocos años hasta varias décadas, dependiendo de las condiciones climáticas.

3.2. Aumento de la ocurrencia de desprendimientos

Las características geomecánicas de un macizo se determinan, entre otras, por el número del conjunto de discontinuidades que se distribuyen por el macizo rocoso, así como la naturaleza de su relleno y la presencia o ausencia de agua (Lopez-Saez et al., 2016). Durante un incendio forestal, estas características se alteran drásticamente. Como hemos comentado anteriormente, se produce una degradación en las propiedades de la matriz rocosa que reduce la resistencia de la roca y aumenta la fracturación del material tanto con la desagregación del macizo rocoso inicial como con la rotura de los bloques durante su caída (es decir, aumenta la fragmentación). Como se ha expuesto, el aumento de desprendimientos de rocas después de un incendio forestal no solo está asociado con los efectos sobre el macizo rocoso sino también con la pérdida de vegetación. Dorren et al. (2006) expusieron que la energía alcanzada por los bloques caídos se veía reducida por la vegetación debido principalmente a: su rotación y traslación sobre las raíces (terreno más rugoso y con mayor fricción), su deformación al golpear en el tronco del árbol, y por la penetración de la roca durante el impacto. Por supuesto, con respecto a estas consideraciones, hay que tener en cuenta que existe una relación entre el tipo de bosque y su capacidad de retención (tanto en con respecto al número de bloques como a su volumen). Algunos estudios (Dorren et al., 2004; Jancke et al., 2013) sugieren que en zonas boscosas, se produce una reducción del 26% en la velocidad de las rocas caídas y la altura máxima de rebote disminuye en un 75%.

3.3. Influencia en los parámetros de modelización

La simulación numérica puede ayudar a determinar las trayectorias que siguen los desprendimientos de rocas, estimando el comportamiento cinemático que pueden seguir los bloques desprendidos. Los parámetros de entrada más importantes al realizar simulaciones numéricas de desprendimientos de rocas son los coeficientes de restitución y los coeficientes de fricción dinámica. El primero depende básicamente del ángulo de impacto y de las propiedades del suelo/roca, y el segundo determina la fuerza en sentido contrario al deslizamiento del bloque. El valor del coeficiente de fricción depende no solo de la forma de la roca sino también de las características de la superficie de la ladera. Ambos coeficientes cuantifican el control de la cantidad de energía perdida durante el impacto de un bloque sobre la superficie del talud. La estimación de los coeficientes de restitución y fricción es una tarea compleja que aún no se encuentra estandarizada. Esto se debe a la dificultad de calibrar y validar los parámetros del suelo en los diferentes modelos. Esta dificultad se agrava, si la simulación se realiza en una zona quemada, en la que el efecto del fuego es un factor a tener en cuenta en la calibración de estos

parámetros.

La severidad del impacto de los incendios forestales sobre la ladera depende de la duración, intensidad y frecuencia de los incendios. En el caso de incendios de baja intensidad, en los que las temperaturas alcanzadas no son muy elevadas, la afección a la vegetación es baja y sólo se ve dañada la capa más externa del suelo. Sin embargo, durante los incendios de alta intensidad, en los que las temperaturas alcanzadas son más elevadas, se produce un importante deterioro e eliminación de la cobertura vegetal que puede dar lugar a importantes alteraciones en las propiedades del suelo.

A pesar de la variación de los parámetros de entrada, la literatura sobre modelización de desprendimientos contempla pocos estudios que tengan en cuenta cómo varían los coeficientes de restitución y el coeficiente de fricción dinámica después de los incendios forestales. Uno de los pocos estudios, lo llevo a cabo (Sabatakakis et al., 2015), y en él se calcularon los valores de los coeficientes de restitución en cinco desprendimientos en el oeste de Grecia teniendo en cuenta zonas quemadas. Los resultados obtenidos mostraron que los valores de los coeficientes se reducían entre un 15% o 25% después del incendio. En España, un ejemplo lo tenemos en el estudio realizado por (Pérez-Rey et al., 2019) en Chandebrito (Pontevedra, España), en el que también se tuvo en cuenta la superficie quemada a la hora de calibrar los parámetros de restitución utilizados en la simulación de desprendimientos (Figura 3).



Figura 3. a) Algunas de las secciones tomadas para la realización de las simulaciones de caída de bloques en 2 dimensiones; b) Efecto del incendio en el macizo rocoso, en la fotografía pueden verse fragmentos de roca desprendidos debido a las altas temperaturas (modificado de Pérez Rey et al., 2019).

4. AFECCCIÓN POTENCIAL DURANTE Y DESPUÉS DEL INCENDIO FORESTAL

4.1. Extinción de incendios y desprendimientos rocosos

Como bien es sabido, la extinción de incendios forestales es una actividad compleja, que conlleva que los bomberos y retenes contra incendios, tengan que exponerse a un alto riesgo. A pesar de que se realizan muchos estudios sobre la exposición de los bomberos a gases o altas temperaturas durante la extinción de un incendio, poco se sabe sobre la exposición de los bomberos a los desprendimientos de rocas. El principal dato estadístico para evaluar el efecto de los desprendimientos de rocas en las actividades de extinción de incendios es el número de víctimas mortales. En los EE.UU., los datos proporcionados por la Administración de Incendios de los EE.UU. (USFA) muestran una tendencia general al alza en el número de fatalidades. En el período comprendido entre el 01/01/2000 y el 01/10/2019, hubo 99 heridos mortales en incendios forestales. Entre las causas de estos decesos, situada en cuarto lugar (16,2%), se encuentra las relacionadas con golpes contundentes por rocas. Y casi el 70% de estas muertes ocurrieron durante la extinción del incendio forestal (U.S. Fire Administration, 2020).

En España, falta información sobre este tipo de estadística; la información oficial registra únicamente 3 muertes causadas por impactos de rocas durante los últimos 10 años. Sin embargo, según información directa recopilada de entrevistas y cuestionarios realizados a bomberos españoles, sí que existe confirmación de que algunas actuaciones desarrolladas durante la extinción del fuego desencadenan desprendimientos de rocas. Las principales causas son: a) la desestabilización bloques al extender las mangueras; b) el movimiento del equipo de extinción de incendios (p. ej., camiones de bomberos) y el personal cerca de los bordes de taludes; c) el impacto del agua proyectada en taludes y acantilados por mangueras o medios aéreos.

4.2 Impacto en infraestructuras

La vulnerabilidad a los desprendimientos de rocas se puede evaluar para diferentes elementos en riesgo: población, edificios, infraestructuras, áreas ambientales o patrimonio cultural. Para ello es necesario conocer las características de estos procesos, los factores desencadenantes y la distribución espacial y temporal de los desprendimientos. En muchos casos se utilizan elementos de protección para hacer frente al riesgo de desprendimiento de rocas, como bulones, mallas de cables, hormigón proyectado o barreras dinámicas de protección (que suelen incluir sistemas de cables, anclajes y disipadores de energía).

Sin embargo, cuando se produce un incendio, estas medidas de protección pueden verse afectadas y/o dañadas por las altas temperaturas alcanzadas. Uno de los principales efectos de los incendios forestales sobre las barreras de protección es la afectación de los cables y disipadores de energía, cambiando sus propiedades de fricción/apriete con los anclajes. En esos casos, es necesario reemplazar cables, disipadores de energía y redes. Las altas temperaturas también pueden afectar a los otros elementos como las redes y pernos, haciendo que pierdan su capacidad de sujeción, y en consecuencia su capacidad como medida de protección.

4.3. Impactos económicos y sociales

Los desprendimientos de rocas son unos de los peligros naturales que mayores daños personales y materiales causan. Los impactos económicos de los desprendimientos de rocas se pueden clasificar en dos categorías: (a) impactos económicos directos que conllevan trabajos de protección, mitigación, etc. y (b) impactos económicos indirectos, como los daños que estos pueden producir sobre viviendas, personas, o el propio medio (Vessely et al., 2017). El impacto social generalmente solo se aborda mediante estadísticas sobre pérdidas económicas relacionadas con casas dañadas o pérdida de infraestructura, o inversión en medidas de protección contra ellas. No hay referencias a medidas de impacto social que no estén asociadas a una cuantificación de pérdidas económicas, dejando de lado otra forma de valoración como es la evaluación de la percepción del riesgo. La percepción de riesgo es uno de los principales factores que condicionan el comportamiento de las personas y por lo tanto tiene un impacto decisivo en la capacidad de mitigación, protección y recuperación de la comunidad. Esta percepción se encuentra influenciada por las formas en que se analiza, evalúa y gestiona el riesgo. Por ello, una comunicación fluida y ofrecer una información adecuada a los ciudadanos es fundamental.

Los incendios forestales provocan por sí mismos un impacto social, aumentando la sensación de vulnerabilidad. Cuando los incendios se producen en zonas abruptas o montañosas con bosques que cubren macizos rocosos propensos a sufrir desprendimientos, esta percepción se amplifica una vez extinguido el fuego. La amplificación del riesgo se refleja no solo en los efectos adversos producidos por los incendios forestales, sino también en la evidencia de encontrarse expuestos a otros riesgos. Un ejemplo de estos problemas en España, se pudo comprobar en el incendio forestal ocurrido en la zona de Chandebrito (Pontevedra, España) tras la ocurrencia de un incendio forestal. Motivado por una solicitud general de los habitantes de la zona, quienes trasladaron a las autoridades sus preocupaciones sobre la posible ocurrencia de desprendimientos de rocas, se realizó un estudio de riesgo a desprendimientos, lo que condujo a la instalación de varias medidas de protección.

5. CONCLUSIONES

Los desprendimientos de rocas pueden desencadenarse por una gran variedad de procesos naturales, como la lluvia, el estrés térmico cíclico, la actividad sísmica, etc. Sin embargo, existe escasa bibliografía sobre la influencia que tienen los incendios forestales en la ocurrencia de desprendimientos de rocas. El cambio climático y la expansión del desarrollo humano están

fomentando el efecto adverso de los incendios forestales sobre las personas y sus bienes, desencadenando diferentes efectos en cascada, incluidos desprendimientos de rocas. Por ello, es necesario desarrollar nuevas herramientas y métodos para identificar y cuantificar los peligros potenciales que plantean los desprendimientos de rocas en áreas quemadas teniendo en cuenta los escenarios de cambio climático.

Los incendios pueden inducir cambios físicos y químicos en los macizos rocosos, aumentando la fragmentación de la roca y disminuyendo la resistencia de la roca y las discontinuidades.

La trayectoria de caída de rocas (run-out) también se modifica cuando se pierde la vegetación. Los bosques son extremadamente importantes como medida de protección frente a los desprendimientos de rocas, ya que los árboles reducen la velocidad y la altura de rebote de las rocas que caen. En la modelización de caída de rocas, la pérdida de vegetación tiende a repercutir en los parámetros utilizados, en particular los coeficientes de restitución. La comparación de simulaciones previas y posteriores al incendio sería una herramienta eficaz para evaluar como varia el riesgo en taludes rocoso afectados por el fuego.

Se debe prestar especial atención a como son las características del incendio forestal (intensidad, duración, etc.) con el objetivo de buscar correlaciones con la intensificación de la actividad de la caída de rocas. Comparar las cartografías de la intensidad y la severidad del fuego con el inventario de caída de rocas (antes y después del incendio forestal) ayudaría a comprender su correlación.

Por otra parte, hay que considerar que las medidas de estabilización y protección pueden verse muy deterioradas por las altas temperaturas y pueden perder su funcionalidad. Por lo que sería recomendable una evaluación post-incendio de estos elementos.

Tampoco hay que olvidar, el aumento que puede producirse en la conciencia social después de un incendio forestal, al evidenciar otro tipo de peligros como los desprendimientos de rocas.

Por último, las acciones de extinción de incendios pueden aumentar la actividad de caída de rocas. Los bomberos y las autoridades de emergencia deben desarrollar estrategias para reducir el riesgo de caída de rocas durante los incendios forestales en colaboración con la comunidad científica.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a las empresas Paramassi y V-Traverca por ceder el uso de sus imágenes de desprendimientos de rocas provocados por incendios forestales y de barreras dinámicas afectadas por el fuego. Se agradece extensivamente al Consorcio Provincial de Bomberos de Alicante (España) por su apoyo y valiosa información.

REFERENCIAS

- Biró, A., Hlavička, V., & Lublóy, É. (2019). Effect of fire-related temperatures on natural stones. *Construction and Building Materials*, *212*, 92–101. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.333
- Cannon, S. H., Gartner, J. E., Rupert, M. G., Michael, J. A., Rea, A. H., & Parrett, C. (2010). Predicting the probability and volume of postwildfire debris flows in the intermountain western United States. *GSA Bulletin*, *122*(1–2), 127–144. https://doi.org/10.1130/B26459.1
- Carabella, Miccadei, Paglia, & Sciarra. (2019). Post-Wildfire Landslide Hazard Assessment: The Case of The 2017 Montagna Del Morrone Fire (Central Apennines, Italy). *Geosciences*, 9(4), 175. https://doi.org/10.3390/geosciences9040175
- Cui, Y., Cheng, D., & Chan, D. (2019). Investigation of Post-Fire Debris Flows in Montecito. *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 8(1), 5. https://doi.org/10.3390/ijgi8010005
- David, C., Menéndez, B., & Darot, M. (1999). Influence of stress-induced and thermal cracking on physical properties and microstructure of La Peyratte granite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 4(36), 433–448.
- De Graff, J. V., & Gallegos, A. J. (2012). The Challenge of Improving Identification of Rockfall Hazard after Wildfires. *Environmental & Engineering Geoscience*, 18(4), 389–397. https://doi.org/10.2113/gseegeosci.18.4.389
- Dorren, L. K. A., Berger, F., & Putters, U. S. (2006). Real-size experiments and 3-D simulation of rockfall on forested and non-forested slopes. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 6(1), 145–153. https://doi.org/10.5194/nhess-6-145-2006
- Dorren, L. K. A., Maier, B., Putters, U. S., & Seijmonsbergen, A. C. (2004). Combining field and modelling

techniques to assess rockfall dynamics on a protection forest hillslope in the European Alps. *Geomorphology*, 57(3–4), 151–167. https://doi.org/10.1016/S0169-555X(03)00100-4

- Dowling, C. A., & Santi, P. M. (2014). Debris flows and their toll on human life: A global analysis of debrisflow fatalities from 1950 to 201. Nat Hazards, 203–227. https://doi.org/10.1007/s11069-013-0907-4
- Dupire, S., Bourrier, F., Monnet, J.-M., Bigot, S., Borgniet, L., Berger, F., & Curt, T. (2016). The protective effect of forests against rockfalls across the French Alps: Influence of forest diversity. *Forest Ecology* and Management, 382, 269–279. https://doi.org/10.1016/j.foreco.2016.10.020
- Gehring, E., & Maringer, J. (2020). Disturbance calls for disaster: Why forest fires increase landslides and rockfall hazards. *Research Outreach*, 112, 122–125. https://doi.org/10.32907/RO-112-122125
- Gomez-Heras, M., McCabe, S., Smith, B. J., & Fort, R. (2009). Impacts of Fire on Stone-Built Heritage. Journal of Architectural Conservation, 15(2), 47–58. https://doi.org/10.1080/13556207.2009.10785047
- Hajpál, M., & Török, Á. (2004). Mineralogical and colour changes of quartz sandstones by heat. *Environmental Geology*, 46(3), 311–322. https://doi.org/10.1007/s00254-004-1034-z
- Jaccard, C.-J., Abbruzzese, J. M., & Howald, E. P. (2020). An evaluation of the performance of rock fall protection measures and their role in hazard zoning. *Natural Hazards*, *104*(1), 459–491. https://doi.org/10.1007/s11069-020-04177-4
- Jancke, O., Berger, F., & Dorren, L. K. A. (2013). Mechanical resistance of coppice stems derived from fullscale impact tests. *Earth Surface Processes and Landforms*, 38(9), 994–1003. https://doi.org/10.1002/esp.3381
- Khamrat, S., Thongprapha, T., & Fuenkajorn, K. (2018). Thermal effects on shearing resistance of fractures in Tak granite. *Journal of Structural Geology*, *111*, 64–74. https://doi.org/10.1016/j.jsg.2018.03.011
- Kim, T., & Jeon, S. (2019). Experimental Study on Shear Behavior of a Rock Discontinuity Under Various Thermal, Hydraulic and Mechanical Conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52(7), 2207– 2226. https://doi.org/10.1007/s00603-018-1723-7
- Kumari, W. G. P., Ranjith, P. G., Perera, M. S. A., Chen, B. K., & Abdulagatov, I. M. (2017). Temperaturedependent mechanical behaviour of Australian Strathbogie granite with different cooling treatments. *Engineering Geology*, 229, 31–44. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.09.012
- Liu, S., & Xu, J. (2014). Mechanical properties of Qinling biotite granite after high temperature treatment. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 71, 188–193. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2014.07.008
- Lopez-Saez, J., Corona, C., Eckert, N., Stoffel, M., Bourrier, F., & Berger, F. (2016). Impacts of land-use and land-cover changes on rockfall propagation: Insights from the Grenoble conurbation. *Science of The Total Environment*, 547, 345–355. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2015.12.148
- Melzner, S., Shtober-Zisu, N., Katz, O., & Wittenberg, L. (2019). Brief communication: Post-wildfire rockfall risk in the eastern Alps. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 19(12), 2879–2885. https://doi.org/10.5194/nhess-19-2879-2019
- Moos, C., Dorren, L., & Stoffel, M. (2017). Quantifying the effect of forests on frequency and intensity of rockfalls. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 17(2), 291–304. https://doi.org/10.5194/nhess-17-291-2017
- Nyman, P., Sheridan, G. J., Smith, H. G., & Lane, P. N. J. (2011). Evidence of debris flow occurrence after wildfire in upland catchments of south-east Australia. *Geomorphology*, 125(3), 383–401. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2010.10.016
- Parise, M., & Cannon, S. H. (2012). Wildfire impacts on the processes that generate debris flows in burned watersheds. *Natural Hazards*, 61(1), 217–227. https://doi.org/10.1007/s11069-011-9769-9
- Pérez-Rey, I., Riquelme, A., González-deSantos, L. M., Estévez-Ventosa, X., Tomás, R., & Alejano, L. R. (2019). A multi-approach rockfall hazard assessment on a weathered granite natural rock slope. *Landslides*, 16(10), 2005–2015. https://doi.org/10.1007/s10346-019-01208-5
- Rammer, W., Brauner, M., Ruprecht, H., & Lexer, M. J. (2015). Evaluating the effects of forest management on rockfall protection and timber production at slope scale. *Scandinavian Journal of Forest Research*, *30*(8), 719–731. https://doi.org/10.1080/02827581.2015.1046911
- Rengers, F. K., McGuire, L. A., Oakley, N. S., Kean, J. W., Staley, D. M., & Tang, H. (2020). Landslides after wildfire: Initiation, magnitude, and mobility. *Landslides*. https://doi.org/10.1007/s10346-020-01506-3
- Sabatakakis, N., Depountis, N., & Vagenas, N. (2015). Evaluation of Rockfall Restitution Coefficients. In G. Lollino, D. Giordan, G. B. Crosta, J. Corominas, R. Azzam, J. Wasowski, & N. Sciarra (Eds.), *Engineering Geology for Society and Territory—Volume 2* (pp. 2023–2026). Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-319-09057-3_359
- San Miguel, J., Durrant, T., Boca, R., Maianti, P., Liberta', G., Artes, T., Jacome, D., Branco, A., De Rigo, D.,

Ferrari, D., Pfeiffer, H., Grecchi, R., Nuijten, D., & Leray, T. (2020). *Forest fires in Europe, Middle East and North Africa 2019*. Publications Office of the European Union. http://op.europa.eu/en/publication-detail/-/publication/fdbbf4ee-1a63-11eb-b57e-01aa75ed71a1/language-en

- Santi, P., Cannon, S., & DeGraff, J. (2013). 13.16 Wildfire and Landscape Change. In J. F. Shroder (Ed.), *Treatise on Geomorphology* (pp. 262–287). Academic Press. https://doi.org/10.1016/B978-0-12-374739-6.00365-1
- Sarro, R., Mateos, R. M., García-Moreno, I., Herrera, G., Reichenbach, P., Laín, L., & Paredes, C. (2014). The Son Poc rockfall (Mallorca, Spain) on the 6th of March 2013: 3D simulation. *Landslides*, 11(3), 493– 503. https://doi.org/10.1007/s10346-014-0487-8
- Sarro, R., Mateos, R. M., Reichenbach, P., Aguilera, H., Riquelme, A., Hernández-Gutiérrez, L. E., Martín, A., Barra, A., Solari, L., Monserrat, O., Alvioli, M., Fernández-Merodo, J. A., López-Vinielles, J., & Herrera, G. (2020). Geotechnics for rockfall assessment in the volcanic island of Gran Canaria (Canary Islands, Spain). *Journal of Maps*, 16(2), 605–613. https://doi.org/10.1080/17445647.2020.1806125
- Sarro, R., Pérez-Rey, I., Tomás, R., Alejano, L. R., Hernández-Gutiérrez, L. E., & Mateos, R. M. (2021). Effects of Wildfire on Rockfall Occurrence: A Review through Actual Cases in Spain. *Applied Sciences*, 11(6), 2545. https://doi.org/10.3390/app11062545
- Sarro, R., Riquelme, A., García-Davalillo, J. C., Mateos, R. M., Tomás, R., Pastor, J. L., Cano, M., & Herrera, G. (2018). Rockfall simulation based on UAV photogrammetry data obtained during an emergency declaration: Application at a cultural heritage site. In *Remote Sensing*. https://doi.org/10.3390/rs10121923
- Staley, D. M., Tillery, A. C., Kean, J. W., McGuire, L. A., Pauling, H. E., Rengers, F. K., & Smith, J. B. (2018). Estimating post-fire debris-flow hazards prior to wildfire using a statistical analysis of historical distributions of fire severity from remote sensing data. *International Journal of Wildland Fire*, 27(9), 595. https://doi.org/10.1071/WF17122
- Stoffel, M., Wehrli, A., Kühne, R., Dorren, L. K. A., Perret, S., & Kienholz, H. (2006). Assessing the protective effect of mountain forests against rockfall using a 3D simulation model. *Forest Ecology and Management*, 225(1–3), 113–122. https://doi.org/10.1016/j.foreco.2005.12.030
- Sygała, A., Bukowska, M., & Janoszek, T. (2013). High Temperature Versus Geomechanical Parameters of Selected Rocks – The Present State of Research. *Journal of Sustainable Mining*, 12(4), 45–51. https://doi.org/10.7424/jsm130407
- Tang, Z. C., Peng, M. H., & Xiao, S. (2022). Basic friction angle of granite fracture after heating and rapid cooling treatments. *Engineering Geology*, 302, 106626. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2022.106626
- U.S. Fire Administration. (2020). *Firefighters fatalities report*. https://apps.usfa.fema.gov/firefighter-fatalities/fatalityData/reportBuilder
- Vázquez, P., Shushakova, V., & Gómez-Heras, M. (2015). Influence of mineralogy on granite decay induced by temperature increase: Experimental observations and stress simulation. *Engineering Geology*, 189, 58–67. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.01.026
- Vessely, M., Richrath, S., & Weldemicael, E. (2017). Economic Impacts from Geologic Hazard Events on Colorado Department of Transportation Right-of-Way. *Transportation Research Record*, 2646(1), 8– 16. https://doi.org/10.3141/2646-02
- Vick, L. M., Zimmer, V., White, C., Massey, C., & Davies, T. (2019). Significance of substrate soil moisture content for rockfall hazard assessment. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 19(5), 1105– 1117. https://doi.org/10.5194/nhess-19-1105-2019
- Wotton, B. M., Gould, J. S., McCaw, W. L., Cheney, N. P., & Taylor, S. W. (2012). Flame temperature and residence time of fires in dry eucalypt forest. *International Journal of Wildland Fire*, 21(3), 270. https://doi.org/10.1071/WF10127
- Yin, T., Shu, R., Li, X., Wang, P., & Liu, X. (2016). Comparison of mechanical properties in high temperature and thermal treatment granite. *Transactions of Nonferrous Metals Society of China*, 26(7), 1926–1937. https://doi.org/10.1016/S1003-6326(16)64311-X
- Zhang, W., Sun, Q., Hao, S., & Wang, B. (2016). Experimental Study on the Thermal Damage Characteristics of Limestone and Underlying Mechanism. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, *49*(8), 2999–3008. https://doi.org/10.1007/s00603-016-0983-3
- Zhao, Z. (2016). Thermal Influence on Mechanical Properties of Granite: A Microcracking Perspective. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49, 747–762. https://doi.org/10.1007/s00603-015-0767-1

ESTUDIO DE LA INESTABILIDAD OCURRIDA EN UN TALUD EXCAVADO EN LA FACIES KEUPER LOCALIZADO EN LA CARRETERA COMARCAL ENTRE LOS MUNICIPIOS DE SIGÜENZA Y ATIENZA

Julio GARZÓN-ROCA (1) y Meaza TSIGE (1)

 (1) Departamento de Geodinámica, Estratigrafía y Paleontología Facultad de Ciencias Geológicas Universidad Complutense de Madrid julgarzo@ucm.es, meaza@ucm.es

RESUMEN

Se presenta el estudio de las condiciones y las causas de inestabilidad ocurrida en un talud excavado en la facies Keuper localizado en la carretera comarcal CM-110 entre los municipios de Sigüenza y Atienza, en la provincia de Guadalajara. El talud ha sido sometido en varias ocasiones a diferentes medidas de estabilización, incluyendo el desvío de la calzada, la formación de bermas, la instalación de drenaje transversal o la ejecución de un muro de gaviones. Sin embargo, el deslizamiento sigue activo, como demuestra la reciente necesidad de disponer de escollera adosada al muro de gaviones en una gran parte de la longitud del talud ante el inminente colapso del muro. Los factores que provocaron la inestabilidad en su momento y que siguen condicionado la actividad de la misma están ligados a: a) las pobres propiedades mecánicas y mineralógicas del material, facies Keuper constituida por arcillas, margas y limolitas versicolores no cementadas, susceptible al agua (que puede reducir drásticamente su resistencia, así como provocar la disolución de los yesos y sales contenidos) y con abundantes superficies de debilidad predefinidas como consecuencia de los procesos de tectonización; b) la existencia de capas de calizas Triásicas-Jurásicas en la cabecera del talud que son aporte permanente de agua especialmente en la época de lluvia; c) el descalce y erosión de pie por un rio situado al pie del talud. Es interesante señalar que la presencia del Keuper se asocia a problemas geotécnicos potenciales en toda la zona de estudio, siendo habitual que se den problemas de estabilidad de taludes excavados en este material resultado de la ejecución de obras lineales.

1. INTRODUCCIÓN

En esta comunicación se estudia las condiciones de inestabilidad de un talud relativamente pequeño excavado en la facies Keuper localizado en las cercanías de la pedanía de Cercadillo (Sigüenza), en la provincia de Guadalajara. La facies Keuper es abundante en la región Centro y Este de la Península Ibérica y se caracteriza por el predominio de depósitos de naturaleza evaporítico-cohesiva formados por arcillas abigarradas, limolitas y margas, en la que generalmente se encuentran también una abundancia de yesos y otras sales. El comportamiento geomecánico particular de este material hace que sea habitualmente problemático. Por una parte, los materiales del Keuper son susceptibles al agua, quien puede reducir drásticamente sus parámetros resistentes, así como provocar la disolución de los yesos y sales contenidos. Por otra parte, la facies Keuper presenta comúnmente procesos de tectonización del material y superficies de debilidad predefinidas, no siendo raros los paleodeslizamientos que pueden afectar a la estabilidad de taludes excavados en este material, dando lugar a la reactivación de estos.

Un ejemplo notorio de problema geotécnico relacionado con la estabilidad de los taludes en la facies Keuper se dio en la población de Medinacelli (Soria), localizada a unos 40 km de Sigüenza. En este caso, una de las laderas cortadas para la construcción de la autopista A-2 sufrió varias inestabilidades de gran envergadura, llegando a cortar la propia autopista, siendo necesario ejecutar diferentes medidas para asegurar su estabilidad. Otros ejemplos documentados sobre problemas de estabilidad de los taludes en la facies Keuper se tienen en Alicante (Tomás et al., 2013), Tarragona (Rupke et al., 2007) y Valencia (Alonso et al., 1993).

La ladera estudiada en este trabajo se ubica en el PK 39+000 de la carretera CM-110 (Figura 1), carretera autonómica que transcurre entre Alcolea del Pinar (Guadalajara) y la provincia de Segovia, donde conecta con la carretera SG-145 en Grado del Pico (Ayllón, Segovia). La carretera CM-110 es la principal vía de comunicación de las poblaciones guadalajarenses de Atienza y Sigüenza, y en dicho recorrido atraviesa la pedanía de Imón, famosa por sus salinas que datan del siglo X, y cuya presencia junto con topónimos como el de Río Salado (una de las fuentes de suministro a las citadas salinas), pone de manifiesto la presencia de diferentes tipos de sales en el entorno geológico. De hecho, la carretera CM-110 discurre en varios tramos sobre materiales del Triásico Superior, especialmente del Keuper.



Figura 1. Localización del talud estudiado (mapa topográfico Iberpix, Instituo Geográfico Nacional)

2. MARCO GEOLÓGICO

A nivel regional, la zona de estudio (Figura 2) se encuadra en la mitad septentrional de la Rama Castellana de la Cordillera Ibérica, cerca de su entronque con el borde oriental del Sistema Central. Los materiales de la zona pertenecen en su mayor parte a la cobertera mesozoica de la Cordillera Ibérica que descansa discordantemente sobre materiales paleozoicos que, si bien no afloran en la zona de estudio, si lo hacen en regiones localizadas más al norte. Los materiales triásicos (Bascones Alvira et al., 1978) afloran en amplias áreas a lo largo de la zona, y se corresponden con las facies

"tipo germánica".



Figura 2. Marco geológico: (a) ubicación de la zona de estudio a nivel regional (Vera et al., 2004); (b) mapa geológico de la zona de estudio (Tsige, 2017).

La facies Buntsandstein se caracteriza por presentar materiales de naturaleza siliciclástica y corresponde a depósitos fluviales de baja sinuosidad y canales entrelazados, con carga de fondo de gravas y arenas, y paleocorrientes generalmente orientadas hacia el suroeste, que evolucionan hacia techo a facies distales. La facies Muschelkalk aflora hacia el sureste de la zona de estudio como paquetes decimétricos y continuos de dolomías entre los que se intercalan niveles margo-arcillosos. Estas dolomías pasan mediante unas capas de transición a los depósitos fundamentalmente lutíticos y evaporíticos de la facies Keuper.

Así, sobre los depósitos del Buntsandstein y delgados lechos del Muschelkalk, se tienen los materiales bien desarrollados de la facies Keuper, que son los principales y más abundantes en la zona de estudio. Esta facies se trata básicamente de arcillas, margas y limolitas versicolores potentes, alternantes con yesos y otras sales, así como por niveles de arenas. En más detalle, se pueden diferenciar y observar en la propia zona de estudio tres tramos dentro de esta facies: un

primer tramo inferior formado por margas y arcillas de tonalidades rojizas y violáceas con yesos en proporciones variables; un tramo intermedio, aflorando sobre el anterior, compuesto por margas grises y verdes con intercalaciones de arenas, a modo de lentejones, poco cementadas, de grano fino y con estructuras de corriente "laminación cruzada"; y un tramo superior formado por unas margas grises y verdes con yesos.

Sobre los materiales de la facies Keuper, aparece una importante sucesión de materiales calizodolomíticos que corresponden con el tránsito Triásico-Jurásico y suponen un cambio radical en el ambiente de sedimentación de la cuenca, pasando de un ambiente continental (Triásico) a otro de tipo marino (Jurásico). En la zona de estudio, estos materiales afloran como calizas y dolomías de estructura brechificada (carniolas) en la que se reconocen algunas texturas de las calizas que un día fueron. Según Yébenes (1973), estas carniolas corresponden a primitas alteraciones de dolomías y evaporitas, de forma que la disolución de las segundas por las aguas meteóricas llevaría a la brechificación y dedolomitización de los materiales.

En la zona de estudio también se tienen materiales aluviales y depósitos de ladera. Los primeros corresponden a los materiales cuaternarios que constituyen el relleno del valle actual. Están formados por un importante espesor de materiales aluviales muy finos (arcillas, arenas de grano fino...). En cuanto a los segundos, se trata de materiales que en ocasiones aparecen tapizando las laderas y que se encuentran formados por gravas angulosas englobadas en una matriz arcillo limosa. Estos materiales alcanzan potencias variables.

Desde un punto de vista tectónico (Bascones Alvira et al., 1978), la estructura actual de la Cadena Ibérica ha sido causada fundamentalmente por la Orogenia Alpina, si bien presenta algunos condicionantes previos heredados de etapas más tardías de la Orogenia Hercínica. La cordillera Ibérica no tiene ni la continuidad ni el empuje orogénico de los relieves de las cordilleras Pirenaica y Bética para los que es el antepaís del plegamiento. La estructuración compresiva de la cadena se caracterizada por una dirección principal de pliegues, desgarres y cabalgamientos de orientación NO-SE a la que se le superponen, especialmente en la zona centro-oriental, una segunda familia de pliegues y cabalgamientos E-O a ENE-OSO transversos.

En concreto, la zona de estudio se caracteriza por presentar una tectónica de flexura en la cobertera y un comportamiento más rígido en los materiales paleozoicos. El diferente comportamiento reológico de los materiales de zócalo y cobertera, siendo los primeros mucho más rígidos, ocasiona que los materiales del Triásico, mucho más arcillosos, actúen como un nivel de despegue, lo que permitió en la orogenia alpina el deslizamiento de la cobertera Jurásica.

3. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DESLIZADA

La Figura 3 muestra el aspecto actual del talud objeto de estudio el cual presenta una altura de unos 18 m y está excavado en la facies Keuper. En la parte superior se tienen las dolomías y calizas brechoides (carniola) que completan la estructura geológica de la ladera, la cual alcanza una elevación de aproximadamente 130 m sobre la carretera CM-110 (que discurre a media ladera y presenta dos carriles de 3,50 m y arcenes de 1,00 m) y 140 m sobre el río Alcolea (también denominado río Cercadillo) ubicado unos 80 m hacia el SO.

La litología de los materiales afectados por el deslizamiento, presenta la siguiente sucesión:

- Substrato (zona no afectada): esta zona la formaría el tramo inferior de las facies Keuper (arcillas y margas de colores rojos-violáceos con yeso).
- Zona movida: esta zona afecta a materiales pertenecientes a los tramos intermedio, superior y en menor medida inferior de la facies Keuper. Además, aparecen algunos bloques dolomíticos de grandes dimensiones. Este tramo presenta un aspecto caótico de mezcla de

diferentes niveles, lo que hace que sea casi imposible discernir cualquier tipo de estructura.
Coluviones: gravas en matriz limo-arcillosa que recubren grandes extensiones del tramo movido.



Figura 3. Talud estudiado: (a) imagen desde el oeste; (b) imagen desde el nor-oeste; (c) talud visto desde el oeste con cartografía in situ que muestra la localización de las dolomías-carniola y detalle de los bloques de roca potencialemnte inestables; (d) detalle del talud y la mota colocada al pie del talud en el que se han indicado las grietas de tracción y la presencia de un coluvión procedendes de los materiales que afloran sobre el Keuper.

La ejecución de la carretera CM-110 a media ladera supuso modificar el talud natural del terreno, del orden 3H/1V, a un talud de inclinación 3H/2V en algunos de sus puntos. Ya en su ejecución, el talud bajo estudio sufrió algunas inestabilidades en su zona norte. Para sostener el talud se dispuso un muro de gaviones. No obstante, esto no evitó la posterior aparición de grietas, hundimientos y desplazamientos en diferentes puntos del talud, especialmente en su zona central, hasta llegar a desplomarse algunos tramos del muro de gaviones por empuje hacia el interior de la carretera, produciéndose asimismo deformaciones en la plataforma de esta.

Como vestigios de las diferentes inestabilidades y deslizamientos ocurridos a lo largo del tiempo en el talud, se tienen coluviones y masa caóticas al pie de este, con bloques calcáreos de gran tamaño procedentes de los niveles superiores, dispersos entre las arcillas del Keuper.

La Figura 4 muestra la evolución temporal del talud desde el año 2009 hasta la actualidad (la imagen satelital más reciente corresponde al año 2019). Como puede observarse, en 2009 y 2014 se tenía fundamentalmente el talud resultante de cortar la ladera natural, al que se le incorporó el citado muro de gaviones para proteger a la carretera de posibles desprendimientos y aumentar la estabilidad del talud. En la imagen se aprecian una serie de grietas de tracción y escarpes, indicación de que el talud no era completamente estable. Estas grietas son aproximadamente coincidentes con la interfaz entre la facies Keuper y la carniola. También se observan unas pequeñas edificaciones sobre el talud, cercanas a la carretera, que tras las posteriores actuaciones de estabilización serán eliminadas.

En 2015, ante la inminente posibilidad de deslizamientos importantes, la empresa encargada de

conservación, llevó a cabo un retaluzado, intentando alcanzar una pendiente media más próxima al valor 3H/1V del terreno original. También se incorporaron nuevas medidas de estabilización. Estas actuaciones afectaron a una longitud de unos 300 m a lo largo de la carretera, con un ancho medio en planta de 50 m. Con estos datos se puede estimar un volumen de tierras involucrado en los problemas de inestabilidad de unos 400000 m³ (Guzzetti et al., 2009). Hoy en día, tras las últimas adecuaciones realizadas con un presupuesto de unos 600000€, se tienen las siguientes medidas de estabilización en el talud:

- Mota o tacón de tierras: localizada en la zona del pie del talud, entre la carretera y el río. La mota se extiende a lo largo de una longitud de unos 300 m aproximadamente en paralelo a la carretera y al talud. Esta mota se ejecutó con el material procedente de los deslizamientos y rectificación del talud, estando compuesta por una mezcla de los materiales del Keuper y coluviones y derrubios procedentes de las carniolas (Figura 3d).
- Bermas y cunetas: la berma al pie se localiza junto a la carretera, siguiendo paralelamente su recorrido, y en ella se tiene una cuneta hormigonada de 3 m de ancho. Igualmente, se tienen dos bermas intermedias en el talud, ejecutadas en 2015, de unos 5 m de anchura: la superior, localizada a unos 13 m de altura sobre la carretera, se extiende a lo largo de unos 200 m y cuenta con una cuneta hormigonada; la inferior, a unos 8 m de altura sobre la carretera, presenta un desarrollo en planta de unos 300 m e incorpora una cuneta hormigonada con una zanja drenante, si bien la cuneta se encuentra aterrada en varias partes de su recorrido (Figura 5a) y en algunos puntos está deformada.
- Muro de gaviones: de 1 m de ancho aproximadamente y hasta 3 m de altura, se extiende a lo largo de unos 350 m y se sitúa en la berma localizada junto a la carretera, al pie del talud. Este muro sufrió pocas modificaciones respecto con el que existía en 2009 y se encuentra deformado o dañado en algunos tramos de su recorrido (Figura 5b). Incluso ha sido reforzado con escollera (de hasta 4 m de ancho) en su zona sur. En otras partes, se rellenó el trasdós con escollera para asegurar el contacto con el material del talud.



Figura 4. Evolución temporal del talud: (a) año 2009; (b) año 2014; (c) años 2016 – 2019. Imágenes satelitales obtenidas de Google Earth.



Figura 5. Problemas observados: (a) cuneta intermedia inferior aterrada; (b) muro de gaviones deformado.

La comparación entre las imágenes de 2014 (Figura 4b) y de 2016 – 2019 (Figura 4c) revela que, en 2015, no sólo se ejecutaron las medidas de estabilización anteriores, sino que además la adecuación del talud llevó consigo una ligera rectificación del trazado de la carretera en una longitud de 550 m, desplazándola hacia el oeste, como muestra la Figura 6. Con ello, se alejó la carretera del talud y se generó espacio para implementar la berma y cuneta al pie del talud (permitiendo el posible refuerzo del muro de gaviones, como finalmente fue necesario). Además, la rectificación llevó consigo la ejecución de la mota, aumentando la estabilidad global de la ladera al aportar peso en su pie.



Figura 6. Rectificación de la carretera y actuaciones llevadas en 2015 en la zona del talud estudiado (dirección de la obra de consevación y mantenimiento).

4. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES DE LA LADERA DESLIZADA

Durante una visita de campo realizada en febrero de 2022, se hizo una inspección y cartografía de los materiales involucrados en el deslizamiento que ha permitido definir distintos niveles dentro del perfil del terreno. A pesar de tratarse de niveles movilizados, se trata de un material de consistencia media-alta especialmente cuando está seco, apareciendo además frecuentes grietas y micro grietas rellenas de otros materiales, fundamentalmente yesos. En ocasiones, cuando se observa en detalle, aparecen planos de cizalla pulidos o estriados que evidencian el carácter tectónico del material. Existen trabajos de más detalle sobre la microestructura de esta formación que justifican o señalan la frecuencia de estas estructuras discontinuas en toda ella

(Theofanopulos, 1985).

Se tomaron muestras y se llevaron a cabo ensayos in situ con penetrómetro y vane-test de bolsillo en distintos puntos, especialmente en los materiales de la facies Keuper presente en el talud. Estas muestras se obtuvieron en un afloramiento de la carretera CM-110 localizado a 1,5 km del talud, en dirección hacia la localidad de Imón (Figura 7a). Se procuró tomar medidas tanto de la zona de solana como de la zona de umbría cuando esto pudo ser posible. Debe señalarse asimismo que la visita de campo se realizó en una época en que apenas hubo precipitaciones en los últimos 5 meses.

Dado que se trata de una zona movida, es difícil diferenciar materiales y establecer la continuidad lateral de los niveles establecidos. Además, en los resultados obtenidos hay una clara discrepancia entre los resultados correspondientes a unas muestras y otras, lo que indica el carácter heterogéneo de la formación en general. Sin embargo, tras la inspección de toda la zona, y la ejecución de pequeñas calicatas manuales, así como de los resultados de los ensayos de laboratorio, se han podido establecer las propiedades geotécnicas que se considera que representan los materiales involucrados en el deslizamiento. Los parámetros más relevantes se recogen en la Tabla 1 e incluyen la humedad natural (valores medios en zona de solana y de umbría), la resistencia a corte sin drenaje a partir de una probeta inalterada obtenida con un extractor de muestra y el valor medio en base a los ensayos con vane-test, y la resistencia a compresión simple media obtenida con penetrómetro, así como a partir de datos bibliográficos.

Desde un punto de vista granulométrico, se trata de suelos con un porcentaje de finos del orden del 82%. Las determinaciones de los índices de Atterberg muestran que la plasticidad es mediabaja, con un valor medio del límite líquido del 49% y del índice de plasticidad del 24%. A partir de estos datos, estos niveles se clasifican mayoritariamente como arcillas de baja a media plasticidad (CL-CM). Se trata de un material con una densidad muy elevada, con un valor seco y húmedo de 17,5 kN/m³ y 19 kN/m³ respectivamente.



Figura 7. Material de la facies Keuper: (a) afloramiento en el que se tomaron medidas y muestras; (b) aspecto del material; (c) probetas inalterada tras ser ensayadas en un triaxial UU.

| Propiedad | Tramo superior |
|---|-----------------------|
| Peso específico | $17,5 \text{ kN/m}^3$ |
| Contenido de finos | 82 % |
| Humedad natural | 8,9 % - 31,7 % |
| Límite líquido | 40,5% - 57,2% |
| Índice de plasticidad | 20 % – 28,7 % |
| Resistencia a corte sin drenaje (c _u) (humedad límite plástico) | 50 kPa |
| Resistencia a compresión simple | 300 – 600 kPa |
| Resistencia a corte sin drenaje - vane-test en superficie | 180 kPa |
| Cohesión efectiva | 22 kPa |
| Angulo de fricción efectiva pico / residual | 33° / 19° |

Tabla 1. Propiedades geotécnicas del Keuper en la zona de estudio.

El material estudiado se caracteriza por presentar una resistencia a compresión simple con

penetrómetro de 300 kPa, valor congruente con el obtenido para la resistencia a corte sin drenaje con vane-test (180 kPa). Sin embargo, existe una diferencia notable con el valor correspondiente obtenido de los ensayos triaxiales UU de laboratorio, de unos 50 kPa de resistencia a corte sin drenaje, es decir 100 kPa de resistencia a compresión simple.

Esta discrepancia puede explicarse por la realización de los ensayos de campo en zonas superficiales y principalmente de solana, frente a los ensayos triaxiales UU (Figura 7c) realizados a partir de muestras obtenidas en zonas de umbría y a una cierta profundidad. De hecho, en la muestra tomada de la zona de umbría, se detectó un material aparentemente en consistencia plástica (Figura 7b). Dicha consistencia quedó probada al comprobarse que el límite plástico se sitúa en un valor inferior a la humedad natural de la muestra. Por tanto, estos resultados ponen de manifiesto la gran diferencia en el comportamiento mecánico esperable del material que forma el talud en función de su humedad.

5. ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO

La Figura 8 muestra dos perfiles de la ladera bajo estudio en los años 2009 y 2019: el primero (perfil A-A'), se localiza en la zona donde se produjeron los problemas de inestabilidad más importantes, en el tramo central del talud; el segundo (perfil B-B'), se localiza junto al talud, pero fuera de la zona inestable. Estos perfiles se han extraído en base a un modelo digital del terreno definido a partir de la información de los vuelos Lidar disponibles en el Instituto Geográfico Nacional (base de datos cartográfica PNOA), correspondientes con los vuelos de 1ª cobertura (datos de 2009) y 2ª cobertura (datos de 2019).



Figura 8. Perfiles de la ladera bajo estudio en los años 2009 y 2019 obtenidos a partir de la información de los vuelos Lidar disponibles en el Instituto Geográfico Nacional (PNOA); imagen satelital de 2019 obtenida de Google Earth.

Como puede apreciarse, el perfil del terreno B-B', fuera de la zona inestable, es prácticamente idéntico en 2009 y 2019, lo cual es esperable dado que no se tiene constancia de que se llevase a cabo actuación alguna en dicha zona ni que se produjeran deslizamientos. De hecho, este perfil corresponde con el del terreno natural sin apenas alteraciones. La pendiente de este perfil es 3H:1V, pendiente que se define como la natural del terreno.

Por el contrario, el perfil A-A', en la zona inestable, muestra una clara transformación entre 2009 y

2019. En 2009 el talud presentaba una pendiente 3H:2V, observándose el cambio entre este y el resto de la ladera, donde la pendiente era cercana a una inclinación 3H:1V. Además, la carretera discurría justo al pie del talud, junto al muro de gaviones, y entre la carretera y el río se tenía el terreno con su contorno natural. Al comparar este perfil con el de 2019 destaca el cambio de trazado de la carretera y la creación de una gran mota de tierras. También se observan las dos bermas intermedias y el cambio significativo de la pendiente del talud, ahora con un valor en el entorno 3H:1V.

Con todo ello, se puede afirmar que una de las principales causas de deslizamientos e inestabilidad en el talud fue su elevada pendiente, la cual llevó muy probablemente a que tuviera lugar una rotura circular. Desde 2009 se venían observando deformaciones verticales en el muro de gaviones, y también se tiene constancia del desplome en 2014 de este en algunos puntos hacia la propia carretera. Se tendría así un círculo de rotura relativamente somero, que arrancaría en las grietas de tracción aparecidas aproximadamente en la interfaz entre las carniolas / dolomías (material rígido) y el Keuper (material plástico) y se extendería hasta salir al pie del talud, en el emplazamiento del muro de gaviones. En este caso, el principal elemento estabilizador del talud sería el propio muro de gaviones, el cual requiere de una pendiente en el talud acorde con las características geotécnicas del material para evitar que se produzca su desplome, como ya ocurrió en 2014.

Otro posible mecanismo de inestabilidad puede darse en forma de círculo profundo, que arrancase en las grietas de tracción y tuviera su pie en el río, afectando por tanto a un volumen mucho mayor de la ladera. La existencia del río en la parte baja de la ladera en un material como el Keuper, puede haber creado una serie de pequeñas grietas u oquedades en dicho pie por las que el agua puede ir ascendiendo progresivamente ladera arriba, creando una superfície de debilidad hasta contactar con las grietas de tracción de la cabecera. Estas grietas puede que tengan su origen en el mecanismo de fallo anterior (círculo de rotura somero) y es posible que la presencia de las grietas haya activado este segundo hipotético mecanismo de fallo. Se trataría de un mecanismo más lento que el primero, y que no explica el desplome del muro de gaviones, pero sí es compatible con el hecho de que el muro presente deformaciones verticales importantes en varios de sus puntos.

De esta forma, es posible que en la ladera se estén produciendo alternativamente ambos mecanismos de fallo. El primer mecanismo (círculo somero con pie en el muro) es previsiblemente más desfavorable, por lo que su ocurrencia sería previa. Sin embargo, si este se detiene, se podría producir lentamente el movimiento del talud por medio del segundo mecanismo (círculo profundo con pie en el río), afectando a toda la ladera y llegado un punto, reactivando el primer mecanismo. A la estabilidad del segundo mecanismo contribuiría la mota de tierras ejecutada en 2015, si bien previamente se habría desarrollado libremente dado que no existía ninguna medida correctora en el talud que lo evitara o ralentizara.

A todo lo anterior debe añadirse la afección a la inestabilidad del talud provocada por la circulación y surgencia de agua a media ladera. Los materiales que conforman la ladera y el talud presentan una permeabilidad muy reducida, a excepción de los niveles de arenas de algunos tramos del Keuper y la carniola, la cual se presenta fracturada y permite que el agua circule a su través saturando lentamente el material cohesivo del Keuper. En esta ladera, la abundante presencia de arcillas supone que en los periodos de lluvias intensas el drenaje no sea muy rápido. En estado natural, el drenaje se realizará fundamentalmente a favor de los niveles de arenas, por lo que la ladera puede llegar a encontrarse durante largos periodos de tiempo en condiciones de saturación o semi-saturación, aspecto que tiene una incidencia negativa en su estabilidad: la presencia de agua en el terreno aumenta su peso, introduce presiones intersticiales y reduce los parámetros resistentes (cohesión y ángulo de rozamiento). De hecho, es interesante destacar que, aunque la visita de campo se realizó en una época sin precipitaciones importantes en los últimos meses, el material se encontró en consistencia plástica en la zona de umbría, lo que pone de manifiesto la baja permeabilidad y alta capacidad de retención de agua de este. Así, la ejecución de las bermas y cunetas en el nuevo perfil del talud tienen una importancia fundamental desde el punto de vista

hidrogeológico y contribuyen fuertemente a su estabilidad.

A pesar de los últimos trabajos de estabilización realizados en 2015, a día de hoy existen indicios en el talud que indican que el deslizamiento sigue activo. Así, la necesidad de reforzar el muro de gaviones con escollera o el hecho de que las cunetas de las bermas intermedias estén aterradas y especialmente deformadas en algunos puntos, aun cuando fueron construidas en 2015, son algunas señales. De hecho, es cuestionable la efectividad de la escollera localizada únicamente en una parte del muro de gaviones. Reduciendo el movimiento en una parte del talud es posible que, en lugar de parar el deslizamiento, se produzca una basculación de este hacia otra parte, incrementándose las inestabilidades potenciales.

No obstante, el que se registren movimientos en el talud no tiene porqué ser totalmente negativo. Por una parte, se tiene una carretera cuya importancia se puede calificar de media-baja, al tratarse de una carretera autonómica de primer nivel con una intensidad de tráfico reducida (Intensidad Media Diaria IMD 1062 vehículos) aunque con un volumen del 11,5% de pesados (datos de 2019 del Gobierno de Castilla-La Mancha). Por otra, el volumen de tierras estimado involucrado en el deslizamiento es bastante elevado, el cual sería incluso mayor en el caso de que se trate de un deslizamiento profundo. Ante esta situación, una posible solución que aúna economía y eficiencia (Cobos et al., 2021) es lograr la estabilidad del talud mediante medidas flexibles (como los muros de gaviones) que ralenticen los movimientos del terreno, con lo que tras unos años dicho movimiento sea muy pequeño o incluso nulo. Se evita así tener que recurrir a medidas mucho más costosas como el empleo de pantallas o muros anclados que buscan detener totalmente el movimiento del talud, aunque se requiere de cierta monitorización para comprobar que se consigue el efecto deseado. Así, esta puede ser una posible vía para solucionar el problema de inestabilidad del talud bajo estudio.

6. CONCLUSIONES

Esta comunicación ha presentado un estudio de las condiciones de inestabilidad ocurridas en un talud excavado en la facies Keuper localizado en el PK 39+000 de la carretera comarcal CM-110 entre los municipios de Sigüenza y Atienza, en la provincia de Guadalajara. El talud es aproximadamente paralelo al río Alcolea, que discurre alrededor de 80 m hacia el SO, y tiene una altura de unos 18 m. Sobre la facies Keuper se tienen unas brechas dolomíticas (carniola). En total, el material involucrado en los problemas de inestabilidad se ha estimado en unos 400000 m³.

El análisis del talud muestra que la propia naturaleza del Keuper es uno de los principales factores que provocaron la inestabilidad y sigue condicionado la actividad de esta. Dicho material es susceptible al agua (que puede reducir drásticamente su resistencia, así como provocar la disolución de los yesos y sales contenidos) y presenta abundantes superficies de debilidad predefinidas como consecuencia de los procesos de tectonización.

En base a los deslizamientos acaecidos, las reparaciones necesarias y los indicios observados, se proponen dos posibles mecanismos de fallo en el talud: (i) un círculo de rotura somero, que arrancaría en las grietas de tracción y tendría su pie en el muro de gaviones; y (ii) un círculo de rotura profundo, que arrancaría en las grietas de tracción y tendría su pie en el río localizado unos 10 m más abajo del talud. Asimismo, es posible que ambos mecanismos estén alternándose. Además, la baja permeabilidad de los materiales del Keuper unido a la presencia de las carniolas Triásicas-Jurásicas en su techo, favorece la presencia de agua en el talud, la cual puede ser uno de los factores desencadenantes de la inestabilidad.

Aun con las nuevas medidas estabilizadoras, el deslizamiento presenta evidencias de seguir activo, produciendo nuevas deformaciones en el talud y en los elementos que se encuentran en él, como en las cunetas de las bermas o en el muro de gaviones. Esto no tiene por qué ser totalmente negativo, ya que es posible que dada la introducción de medidas flexibles en la estabilización (como el muro de gaviones o las bermas con cunetas), las inestabilidades se lentifiquen tendiendo hacia su desaparición en un futuro próximo. No obstante, sería interesante realizar una campaña de monitorización del talud para controlar su evolución, comprobar la eficacia de las medidas correctoras y verificar las hipótesis sobre los mecanismos de fallo propuestos.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su agradecimiento a los alumnos de la asignatura Mecánica de Suelos de 3º Grado en Ingeniería Geológica de la Facultad de Ciencias Geológicas de la Universidad Complutense de Madrid, especialmente a Hannan Peñalver y Aaron Martínez, por su colaboración en la obtención de muestras y datos de campo, y su participación en los ensayos de laboratorio empleados en esta comunicación. Asimismo, dar las gracias a la empresa conservadora del talud que realizó las obras de mantenimiento.

- REFERENCIAS
- Alonso, E., Gens, A. and Lloret, A., 1993. The landslide of Cortes de Pallas, Spain. *Geotechnique*, 43(4): 507-521.
- Bascones Alvira, L., González Lodeiro, F., Martínez Alvarez, F., Gabaldón López, V. and Ruiz Reig, P., 1978. Mapa geológico y Memoria de la Hoja no. 433 (Atienza), *Mapa Geológico de España E.* 1:50.000, Segunda Serie (MAGNA), IGME.
- Cobos, G., Eguibar, M.A, Torrijo, F.J. and Garzón-Roca, J., 2021. A Case Study of a Large Unstable Mass Stabilization: "El Portalet" Pass at the Central Spanish Pyrenees. *Applied Science*, 11:7176.
- Consejería de Fomento, Dirección General de Carreteras, 2019. Aforo Tráfico. IMD 2019. Gobierno de Castilla-La Mancha.
- Guzzetti, F., Ardizzone, F., Cardinali, M., Rossi, M. and Valigi, D., 2009. Landslide Volumes and Landslide Mobilization Rates in Umbria, Central Italy. *Earth and Planetary Sciences Letters*, 279(3): 222-229.
- Rupke, J., Huisman, M. and Kruse, H.M.G., 2007. Stability of man-made slopes. *Engineering Geology*, 91: 16-24.
- Theofanopulos P., 1985. *Estudio microestructural del Keuper español*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid
- Tomás, R., Abellán, A., Cano, M., Jaboyedoff, M., Delgado, J., Savali, J.M., Tenza, A. and Baeza, F., 2013. Monitorización de un talud en yesos mediante Laser Scanner Terrestre (TLS): El caso de la peña de Finestrat, Alicante. In: E. Alonso, J. Corominas and M. Hürlimann (Editors), *VIII Simposio Nacional* sobre Taludes y Laderas Inestables, Palma de Mallorca, pp. 821-832.
- Tsige, 2017. Dossier salida de campo de la asignatura "Mecánica de suelos". UCM
- Vera, J. A., Ancochea, A., Calvo Sorando, J. P., Barnolas Cortinas, A., Bea Carredo, F., 2004. *Geología de España*. Instituto Geológico y Minero de España, Madrid.
- Yébenes, A., 1973. *Estudio petrogénico de las carniolas de la Cordillera Ibérica*. Memoria para optar al grado en Licenciatura en Ciencias Geológicas, Universidad Complutense de Madrid.

ESTUDIO DEL EFECTO DEL ESPACIADO DE LAS DISCONTINUIDADES EN EL CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE CUÑAS EN TALUDES ROCOSOS MEDIANTE *3DEC*

Ignacio Pérez-Rey, Mauro Muñiz-Menéndez, Javier Moreno-Robles y Fernando Pardo de Santayana Carrillo

Laboratorio de Geotecnia CEDEX

Ignacio.perez@cedex.es, mauro.muniz@cedex.es, javier.moreno@cedex.es, f.pardo.s@cedex.es

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es evaluar la influencia del espaciado en el cálculo de estabilidad de cuñas en macizos rocosos. Se ha recurrido a un código numérico en tres dimensiones para realizar diversas simulaciones de taludes afectados por familias de discontinuidades potencialmente formadoras de cuñas. Mediante el método de la reducción de la resistencia al corte, se han calculado los factores de seguridad para cada escenario, teniendo en cuenta diferentes combinaciones de los parámetros resistentes de las juntas con seis valores de espaciado regular. Asimismo, se han desarrollado varios modelos con las familias de juntas generadas de manera estocástica mediante una red de fracturas discreta (DFN). Se ha observado que el espaciado de las juntas influye de manera importante en la estabilidad de taludes rocosos afectados por roturas en cuña, obteniéndose diferencias relevantes en el factor de seguridad calculado con el método de equilibrio límite.

1. INTRODUCCIÓN

Los macizos rocosos están sujetos, desde su formación, a los efectos generados por diferentes acciones mecánicas, térmicas y químicas, pero también de los diversos eventos geológicos posteriores, de los cuales derivan diferentes estados tensionales que generan discontinuidades en su seno. Así, de forma simplificada, se puede entender un macizo rocoso como el conjunto de roca «intacta» y discontinuidades.

De manera análoga al caso de una cadena, donde es el eslabón más débil el que determina el comportamiento general de la misma, las discontinuidades condicionarán el comportamiento del macizo rocoso. En palabras de los profesores Hudson y Harrison (1997) «en este contexto de la ingeniería, las discontinuidades pueden ser el factor más importante que gobierna el comportamiento de los macizos rocosos». Es por estas razones por las cuales se debe tener un conocimiento riguroso de las propiedades geométricas, mecánicas e hidrogeológicas de las discontinuidades.

La estabilidad de los taludes estará habitualmente condicionada por las características estructurales de la geología del macizo rocoso en el que se excavan (Stead & Wolter, 2015). Será relevante, por tanto, determinar las propiedades mecánicas de las discontinuidades y su orientación con respecto a la cara del talud, con el objetivo de identificar los posibles tipos de rotura que pudiesen ocurrir.

De acuerdo con Priest (1993), el espaciado de las discontinuidades se puede considerar como uno de los indicadores más relevantes a la hora de determinar la «calidad» de un macizo rocoso. Por tanto, la magnitud de ese parámetro tendrá influencia en la estabilidad general del talud. Este hecho se puede poner de manifiesto en las fotografías mostradas en la Figura 1, en las cuales se pueden apreciar dos macizos rocosos afectados por varias familias de discontinuidades, pero con espaciados muy diferentes.



Figura 1. (a) Fotografía de un talud en roca, donde se puede observar una rotura típica en cuña, con dos juntas más o menos persistentes (tomada de Wyllie (2018)); (b) nube de puntos 3D con fotografías superpuestas, de un talud excavado en un macizo rocoso con familias de juntas formadoras de cuñas (fotografía tomada por los autores).

A la hora de realizar un análisis preliminar de la estabilidad de taludes como los mostrados en la Figura 1, una práctica común en el ámbito de la ingeniería de macizos rocosos sería recurrir a la proyección estereográfica —implementada actualmente en programas informáticos como *Dips* (Rocscience, 2020a)— mediante la cual se puede realizar un análisis cinemático de los potenciales tipos de roturas, a partir de medidas de las orientaciones de las discontinuidades.

El paso siguiente sería realizar la estimación del factor de seguridad del talud, para lo cual se suelen emplear métodos de equilibrio límite (MEL), análisis numéricos y la combinación de ambos métodos.

En cuanto a los métodos de equilibrio límite, existen hoy en día soluciones como *SWedge* (Rocscience, 2020b) que permitirían analizar, de manera determinista para el caso mostrado en la Figura 1, un factor de seguridad a partir de la introducción de las propiedades de la roca, de las juntas y del talud. La desventaja de este tipo de metodologías radica en que consideran solamente, como características estructurales, el efecto de la orientación de los planos para la determinación de la que podría llamarse «cuña pésima» (Rocscience, 2019b), pero no otros parámetros que pueden afectar de manera relevante a la estabilidad general del talud, como es, por ejemplo, el espaciado de las juntas.

Este hecho se esquematiza en la Figura 2, en donde se representan dos taludes afectados por dos familias de discontinuidades (J1 y J2). Como se puede apreciar, los buzamientos y direcciones de buzamiento de las familias son equivalentes en ambos ejemplos, algo que se evidencia a la hora de analizar su representación mediante la proyección estereográfica.



Figura 2. Esquema idealizado de dos taludes en macizos rocosos afectados por dos familias de juntas con la misma orientación (buzamiento y dirección de buzamiento), pero con distintos espaciados: (a) espaciado = Sa y (b) espaciado = Sb y representaciones estereográficas correspondientes.

Si estas representaciones estereográficas se toman como base para la estimación del cálculo del factor de seguridad mediante un método de equilibrio límite, como puede ser el que viene implementado en el programa informático *SWedge* (Rocscience, 2020b), se puede incurrir en el error de obviar la presencia de cuñas más pequeñas, formadas a causa de un espaciado de las discontinuidades no contemplado. Este hecho no ha pasado desapercibido en las últimas versiones del programa, en cuyo manual se hace hincapié en la influencia que podría tener la persistencia y el espaciado en el cálculo del factor de seguridad (Rocscience, 2019a), incluyendo para ello la posibilidad de considerar dos tipos de espaciado («grandes espaciados» o «pequeños espaciados-modelo de juntas ubicuas») en el modelo de análisis probabilístico.

El objetivo fundamental de este trabajo es, por tanto, evaluar las diferencias que pudiesen existir a la hora de abordar el cálculo de estabilidad de un talud afectado por familias de discontinuidades potencialmente formadoras de cuñas, mediante un análisis determinista y un análisis numérico. Se considerará, en primer lugar, el estudio de la rotura en cuña en dos taludes dados ($\psi_{f,1} = 65^{\circ}$ y $\psi_{f,2} = 90^{\circ}$) por medio de un método analítico —empleando para ello el cálculo determinista implementado en el programa informático *SWedge*— y mediante un método numérico (método de elementos discretos o *DEM*), utilizando el programa *3DEC* (Itasca, 2016b). Este paso servirá para calibrar el modelo numérico.

Después, el trabajo se centra en el estudio del factor de seguridad mediante *3DEC* de los dos taludes tipo, afectados por dos familias de discontinuidades potenciales formadoras de cuñas, variando el espaciado de dichas familias para cada modelo, y considerando al mismo tiempo, distintos valores de cohesión en las juntas. Finalmente, se estudiará el factor de seguridad en modelos en los que las familias de juntas se definen mediante una red de fracturas discretas (*Discrete Fracture Network* o *DFN*), el cual permite generar un modelo más realista.

2. METODOLOGÍA

Como ya se ha adelantado, el código *SWedge* se utilizó como base para realizar la calibración de los modelos numéricos de 3DEC, de la manera esquematizada en la Figura 3. Se comparó, para todos los modelos estudiados en el presente trabajo, el factor de seguridad obtenido mediante *SWedge* (FSi), con el factor de seguridad obtenido mediante el método de la reducción de la resistencia al corte (*SSR*), implementado en *3DEC* mediante lenguaje *FISH* (Itasca, 2016a). La comparación se hizo teniendo en cuenta, para las simulaciones con *3DEC*, el máximo espaciado (S \geq 80 m) considerado para las familias de discontinuidades, de manera que se produjese solamente una rotura en cuña simple.



Figura 3. Esquema del procedimiento llevado a cabo para evaluar el cálculo del FS mediante el código SWedge y el código 3DEC de elementos discretos en 3D.

Para las simulaciones con *3DEC* realizadas en este trabajo, los modelos se han obtenido mediante la generación de un bloque inicial de dimensiones $220 \times 160 \times 60$ m³, a partir del cual se crearon las geometrías adecuadas para llevar a cabo los cálculos. Se han considerado dos modelos de talud tipo, definidos fundamentalmente por el ángulo de inclinación de sus caras (ψ_f) y su altura (H). Así, se estudiaron dos taludes, ambos con una altura H = 50 m, con ángulos $\psi_{f,1} = 65^{\circ}$ (modelo 1) y $\psi_{f,2} = 90^{\circ}$ (modelo 2). En la Figura 4 se muestran dichos modelos empleados en la simulación numérica con 3DEC. Para la modelización de la roca intacta se consideraron bloques rígidos (indeformables), definidos por las intersecciones de las familias de discontinuidades involucradas, y por su densidad.



Figura 4. (a) Modelo utilizado en 3DEC para el talud con $\psi_{f,l} = 65^{\circ}$ (modelo 1); (b) modelo para el talud con $\psi_{f,2} = 90^{\circ}$ (modelo 2).

En la fase de calibración del modelo numérico, se realizaron algunas simulaciones de modelos con cuñas simples, para distintos niveles de cohesión de las juntas, de los factores de seguridad obtenidos mediante *SWedge* y *3DEC* (FSi y FS, respectivamente). Estos resultados se presentan en la Figura 5, en la que se puede apreciar cómo los valores del factor de seguridad obtenidos mediante los dos métodos varían de manera muy leve.



Figura 5. Comparativa entre los FS obtenidos mediante SWedge y 3DEC para los modelos con ocurrencia de una rotura en cuña simple ($S \ge 80$ m). Se muestra en rojo la línea 1:1.

| Material/Familia de discontinuidades | Dirección de buzamiento, α (°) | Buzamiento, β (°) | Espaciado, S (m)* | Cohesión, c (MPa) | Ángulo de fricción, φ (°) | Otras |
|--|--------------------------------------|----------------------|------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|--|
| Roca intacta | | _ | | _ | _ | $\rho = 2700$ (kg·m ⁻³) (modelizada como bloques rígidos en <i>3DEC</i>) |
| Cara del talud | 180 | 65; 90 | | | | |
| Cara superior | 180 | 0 | | | | |
| J1 | 125 | 62 | 90/80; 40; 20; 10; 5; 2,5 | 0; 0,01; 0,05; 0,1; 0,15; 0,20 | 30; 40 | $jkn = 1 \cdot 10^{10}$ (N·m ⁻²) $jks = 1 \cdot 10^{9}$ |
| J2 | 230 | 55 | 90/80; 40; 20; 10; 5; 2,5 | 0; 0,01; 0,05; 0,1; 0,15; 0,20 | 30; 40 | (N·m ⁻²) |

 Tabla 1. Características geométricas y propiedades mecánicas de la roca intacta y discontinuidades empleadas en las simulaciones con 3DEC.

Como se ha adelantado en la Introducción, el parámetro de mayor interés en el presente estudio se corresponde con el espaciado. Por ello, se consideraron diferentes valores de este parámetro que se combinan con diferentes valores de los parámetros representativos del modelo constitutivo de las juntas (cohesión y ángulo de fricción). La gama de parámetros considerados para la realización de todas las simulaciones se presenta en la Tabla 1.

En cuanto a la estimación del factor de seguridad (FS) con *3DEC*, esta se ha realizado siguiendo el método de la reducción de la resistencia al corte (Dawson et al., 1999; Hammah et al., 2005; Shen & Karakus, 2013; You et al., 2018; Zienkiewicz et al., 1975). Para ello, partiendo de un $f_{prueba} = 1$, se han ido reduciendo las propiedades resistentes de las juntas (parámetros $c y \phi$) del modelo mediante una subrutina en lenguaje *FISH* (Itasca, 2016a).

Se consideró que un modelo era inestable cuando, a la hora de monitorizar los desplazamientos de los bloques, se observaba un valor del orden de los 10^{-2} m, y una estabilización del valor del f_{prueba} (si bien, para algunos modelos se ha considerado oportuno permitir un mayor desplazamiento de los bloques de cara a una evaluación lo más objetiva posible del inicio de la rotura y, consecuentemente, del f_{prueba}).

3. RESULTADOS

En esta sección se presentan los resultados obtenidos después de la realización de alrededor de 100 modelos numéricos con el programa *3DEC*, combinando distintos valores de los parámetros resistentes de las discontinuidades con los valores de los espaciados considerados. Se dividen los resultados en varias secciones, cada una de ellas correspondiente a un modelo de talud y generación de las familias de juntas, según proceda.

Se ha optado por representar los resultados del FS normalizados en función del FS obtenido para la cuña simple (FSi), considerada la cuña «pésima» según se genera de acuerdo con la metodología del programa *SWedge* (Rocscience, 2020b).

3.1. Talud con ángulo de buzamiento de la cara, $\psi_f = 90^\circ$ y ángulo de fricción, $\phi = 40^\circ$

En la Figura 6 se representan los valores del FS normalizado con respecto al FS obtenido para el modelo con el espaciado mayor (S ≥ 80 m), en función del espaciado de las familias de discontinuidades, referido a la altura del talud, H, con $\psi_f = 90^\circ$. Algunos resultados de desplazamientos en los modelos numéricos para este escenario se presentan en la Figura 7, a modo de ejemplo.

Como se puede observar, para los valores del espaciado de órdenes semejantes o mayores a los de la altura del talud ($S/H \ge 0.8$), apenas existe variación en el FS con respecto al FSi. Sin embargo, para valores donde el espaciado empieza a ser de órdenes menores a la altura del talud (valores de S/H < 0.8), se observa una caída pronunciada del FS, con respecto al obtenido en el modelo de cuña simple. Esta caída es más relevante a medida que aumenta la cohesión de las juntas en el modelo, llegando a disminuir el FS en torno al 20% de su valor inicial, para espaciados 10 veces menores que la altura del talud y valores de cohesión de 0,20 MPa.



Figura 6. Valores del FS normalizado según Fsi en función del espaciado normalizado (S/H), para los distintos valores de cohesión considerados en un talud con $\psi_f = 90^\circ$.



Figura 7. Ejemplo de los resultados obtenidos para el desplazamiento después de la aplicación del modelo de reducción de la resistencia al corte de las discontinuidades (SSR), para un talud con $\psi_f = 90^\circ$, afectado por dos familias de discontinuidades formadoras de cuñas ($c_j = 0,20$ MPa y $\phi = 30^\circ$).

3.2. Talud con ángulo de buzamiento de la cara, $\psi_f = 65^\circ$ y ángulo de fricción, $\phi = 40^\circ$

En el caso del talud con un ángulo de buzamiento de la cara $\psi_f = 65^\circ$ (Figura 8), la tendencia observada es similar al caso presentado para un ángulo de talud $\psi_f = 90^\circ$. Para valores del espaciado normalizado mayores a 0,8 (es decir, para espaciados del orden de la altura del talud o mayores), se observa una variación mínima del FS con respecto al de la inestabilidad producida para una cuña simple (S \geq 80 m). Sin embargo, las caídas observadas en el FS/Fsi son más pronunciadas que en el caso del talud con $\psi_f = 90^\circ$, llegando a una reducción del FS de un 25% respecto a su valor inicial a medida que el espaciado de las discontinuidades empieza a ser de orden menor a la altura del talud.



Figura 8. Valores del FS normalizado según Fsi en función del espaciado normalizado (S/H), para los distintos valores de cohesión considerados en un talud con $\psi_f = 65^{\circ}$.

En la Figura 9 se presentan, de manera similar al apartado anterior, resultados de desplazamientos obtenidos en los modelos numéricos, considerando los parámetros resistentes de las discontinuidades $c_i = 0,20$ MPa y $\phi = 40^{\circ}$.



Figura 9. Ejemplo de los resultados obtenidos para el desplazamiento después de la aplicación del modelo de reducción de la resistencia al corte de las discontinuidades (SSR), para un talud con $\psi_f = 65^\circ$, afectado por dos familias de discontinuidades formadoras de cuñas ($c_j = 0,20$ MPa y $\phi = 40^\circ$).

3.3. Talud con ángulo de buzamiento de la cara $\psi_f = 65^\circ$, ángulo de fricción $\phi = 40^\circ$ y familias de discontinuidades definidas mediante un modelo *DFN*

De forma similar a la realizada para los modelos de taludes de roca convencionales (familias de juntas uniformemente espaciadas), se realizó un estudio de la influencia del espaciado (introducido indirectamente a través del parámetro P_{10} (Itasca, 2016c) en los modelos 3DEC) en el factor de seguridad. La Figura 10 muestra los resultados normalizados de los factores de seguridad obtenidos para los modelos de taludes de roca afectados por diferentes niveles de espaciado de juntas. En la Figura 11, se muestran los desplazamientos de los bloques obtenidos en los modelos numéricos para cada espaciado, considerando unos parámetros resistentes de las discontinuidades $c_i = 0,20$ MPa y $\phi = 40^\circ$.



Figura 10. Valores del FS normalizado según FSi en función del espaciado normalizado (S/H), para los distintos valores de cohesión considerados en un talud con $\psi_f = 65^\circ$ y familias de discontinuidades generadas mediante un enfoque DFN.



Figura 11. Ejemplo de los resultados obtenidos para el desplazamiento después de la aplicación del modelo de reducción de la resistencia al corte de las discontinuidades (SSR), para un talud con $\psi_f = 65^\circ$, afectado por dos familias de discontinuidades formadoras de cuñas implementadas mediante un enfoque *DFN* ($c_j = 0,20$ MPa y $\phi = 40^\circ$).

El hecho de considerar un modelo DFN impidió la generación de familias de juntas totalmente persistentes. Con base en esta limitación de modelización, se tuvo que seleccionar para el presente análisis un espaciado máximo de juntas, S = 15 m, ya que valores de S mayores no generaban cuñas dentro de los modelos, a menos que se realizara un gran número de modelos numéricos. A partir de los resultados presentados en la Figura 10, se puede observar una tendencia general a la disminución del FS normalizado cuando se reduce el espaciado. Hay que señalar que, en relación con la naturaleza estocástica de estos modelos, los resultados dependerán, en cierto modo, del número de cuñas generadas en el modelo, que a su vez será función del número de intersecciones entre los conjuntos de juntas. Este hecho puede explicar la escasa dependencia de los resultados de FS en relación con los valores de cohesión para aquellos valores mayores de espaciado, mientras que se observa una clara dependencia entre estos parámetros para valores de S/H inferiores a 0,1.

12. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se realizó un análisis del efecto del espaciado y los parámetros de resistencia de las discontinuidades en la estimación del factor de seguridad en taludes excavados en roca.

Para ello, se han realizado alrededor de 100 simulaciones, utilizando un código de elementos distintos en 3 dimensiones (*3DEC*) combinando, para dos modelos de taludes de roca, diferentes valores de cohesión y espaciado de las familias de juntas implicadas, manteniendo un valor del ángulo de fricción $\phi = 40^{\circ}$.

En todos los casos estudiados, se ha observado una tendencia general de disminución del factor de seguridad a medida que disminuye el espaciado de las familias de juntas potencialmente formadoras de cuñas, efecto que se hace más relevante cuando se introducen parámetros de resistencia mayores. Estas tendencias también se encontraron en modelos de taludes de roca en los que se generaron familias de discontinuidades mediante un enfoque *DFN* estocástico, imitando las familias de juntas generadas para los modelos simplificados presentados en este trabajo.

Los factores de seguridad obtenidos pueden alcanzar valores que representan una disminución del 40% respecto a los obtenidos utilizando modelos basados en el método de equilibrio límite (LEM), los cuales, en términos generales, solamente consideran para el análisis de estabilidad, la orientación de las familias de juntas y el talud, así como las propiedades mecánicas de las discontinuidades.

Este trabajo muestra que la extrapolación del análisis de estabilidad de una cuña simple a todo el talud de roca no es totalmente realista y puede arrojar resultados que se sitúan en el lado de la incertidumbre, en función de las características estructurales del macizo rocoso. Con base en esta idea, se debería hacer un esfuerzo especial en el uso de modelos más sofisticados, especialmente para la evaluación de aquellos macizos rocosos con un grado de fracturación relevante.

Las conclusiones obtenidas en este trabajo pretenden ser útiles en el campo de la ingeniería de macizos rocosos, a la hora de analizar la estabilidad de los taludes, pero también a la hora de obtener conclusiones más realistas cuando se realicen análisis retrospectivos de mecanismos de rotura en macizos rocosos.

REFERENCIAS

- Dawson, E. M., Roth, W. H., & Drescher, A. (1999). Slope stability analysis by strength reduction. *Géotechnique*, 49(6), 835–840. https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.6.835
- Hammah, R. E., Yacoub, T. E., Corkum, B., & Curran, J. H. (2005). The Shear Strength Reduction Method for the Generalized Hoek-Brown Criterion. *Proceedings of the 40th U.S. Rock Mechanics Symposium* (Alaska Rocks 2005): Rock Mechanics for Energy, Mineral and Infrastructure Development in the Northern Regions, 234–239.
- Hudson, J. A., & Harrison, J. P. (1997). *Engineering Rock Mechanics. An Introduction to the Principles* (1st ed.). Pergamon, Elsevier Science.
- Itasca. (2016a). *3DEC. 3 Dimensional Distinct Element Code. FISH in 3DEC* (5.2). Itasca Consulting Group, Inc.
- Itasca. (2016b). *3DEC (3 Dimensional Distinct Element Code). User's Guide.* (Version 5.2). Itasca Consulting Group, Inc.
- Itasca. (2016c). Section 6: Discrete Fracture Networks in 3DEC. In *3DEC. 3 Dimensional Distinct Element Code. User's Guide.*
- Priest, S. D. (1993). Discontinuity Analysis for Rock Engineering (1st ed.). Chapman and Hall.
- Rocscience. (2019a). SWedge Theory Manual. Persistence and Bench Design (p. 11). Rocscience Inc.
- Rocscience. (2019b). SWedge Theory Manual. Safety Factor Calculations Tetrahedral Wedges (p. 17). Rocscience Inc.
- Rocscience. (2020a). *Dips. Graphical and Statistical Analysis of Orientation Data*. Rocscience Inc. https://www.rocscience.com/software/dips
- Rocscience. (2020b). *Swedge. Surface Wedge Analysis for Slopes* (7.008 64-bit). Rocscience Inc. https://www.rocscience.com/software/swedge
- Shen, J., & Karakus, M. (2013). Three-dimensional numerical analysis for rock slope stability using shear strength reduction method. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(2), 164–172. https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0191
- Stead, D., & Wolter, A. (2015). A critical review of rock slope failure mechanisms: The importance of structural geology. *Journal of Structural Geology*, 74, 1–23. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jsg.2015.02.002
- Wyllie, D. C. (2018). *Rock Slope Engineering. Civil Applications* (5th ed.). CRC Press (Taylor and Francis Group).
- You, G., Mandalawi, M. Al, Soliman, A., Dowling, K., & Dahlhaus, P. (2018). Finite Element Analysis of Rock Slope Stability Using Shear Strength Reduction Method BT - Soil Testing, Soil Stability and Ground Improvement. In W. Frikha, S. Varaksin, & A. Viana da Fonseca (Eds.), *Proceedings of the First GeoMEast International Congress and Exhibition, Egypt 2017 on Sustainable Civil Infrastructures* (pp. 227–235). Springer International Publishing.
- Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., & Lewis, R. C. (1975). Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. *Géotechnique*, 25(4), 671–689.

EVOLUCIÓN DEL COMPORTAMIENTO GEOMECÁNICO DE LOS BLOQUES IMPLICADOS EN EL ALUD DE ROCAS DE ARTEARA, GRAN CANARIA, ESPAÑA

Mauro ANTÓN-BAYONA (1), Martín Jesús RODRÍGUEZ-PECES (1) y Jorge YEPES (2)

 Departamento de Geodinámica, Estratigrafía y Paleontología Facultad de Ciencias Geológicas Universidad Complutense de Madrid mauroant@ucm.es, martinjr@ucm.es

> (2) Departamento de Ingeniería Civil Escuela de Ingenierías
> Universidad de Las Palmas de Gran Canaria jorge.yepes@ulpgc.es

RESUMEN

En Arteara (barranco de Fataga, Gran Canaria) se acumula una avalancha holocena formada por grandes bloques de fonolita e ignimbritas con diferente grado de soldadura, que cubren 0,565 km^2 con espesor variable (1-15 m). El movimiento fue un flujo granular seco con una componente de saltación en cabecera y turbulento en las áreas intermedia y distal. Se estructura en bandas de bloques con una distribución polimodal (0,1-1m³, 8-27m³, 64-125m³) y baja selección. Las propiedades geomecánicas de las rocas involucradas varían en cada bloque y a lo largo del depósito. El índice de rebote medido con esclerómetro muestra una dispersión polimodal. En general, las ignimbritas se comportan como una roca blanda (r<30) y las fonolitas como roca dura (40<r<70). La zonación de dureza muestra la meteorización diferencial de los bloques, que depende de la estructura litológica y de la turbulencia del flujo granular y con la saltación de los bloques.

1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio se localiza en Arteara (Fig. 1), un barranco de Gran Canaria (Islas Canarias), donde un depósito de avalancha rocosa de aspecto muy reciente recubre una escarpada ladera del barranco de Fataga (Fig. 2). Este barranco se encuentra encajado unos 600 m en una serie monótona de rocas volcánicas en la que se alternan coladas de lava fonolítica y depósitos de ignimbritas. Estos dos materiales rocosos presentan un comportamiento reológico muy diferenciado. La fonolita es más densa, masiva y resistente a la compresión que la ignimbrita. El depósito de la avalancha recubre una masa rocosa deslizada previamente y se encuentra parcialmente recubierto en la cabecera por una secuencia de canchales activos (Fig. 3).



Figura 1. Localización de la zona de estudio. (b) Islas Canarias. (a y c) Gran Canaria. (d) avalancha rocosa de Arteara en el Barranco de Fataga.

El estudio se concentra en el análisis del índice de rebote (IR) medido en una población de 233 bloques seleccionados de entre los 471 elementos inventariados (Tabla 1; Fig. 4) que forman parte del depósito de la avalancha rocosa que tiene un desarrollo longitudinal de unos 1500 m, que se extiende por una superficie de unos 0.565 km² y que tiene un volumen estimado de unos 12.203.055 m³ a 6.101.527 m³, según se estime un espesor de 10 m o 5 m, respectivamente (Yepes y Lomoschitz, 2008, 2009, 2010).



Figura 2. La avalancha rocosa de Arteara vista desde el Sur, tapizando la ladera derecha del barranco de Fataga.

| SECTOR | LITOLOGIA | VOLUMEN (m3) | | | | SUBTOTAL | TOTAL |
|------------|-----------|--------------|-------|--------|------|----------|-------|
| | | 0-27 | 27-64 | 64-125 | >125 | SUBIUIAL | TOTAL |
| [0-117] | FON | 3 | 11 | 0 | 0 | 14 | 14 |
| | IGNS | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | IGS | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| [117-332] | FON | 4 | 7 | 0 | 0 | 11 | 17 |
| | IGNS | 0 | 3 | 1 | 0 | 4 | |
| | IGS | 0 | 2 | 0 | 0 | 2 | |
| [332-579] | FON | 5 | 14 | 3 | 0 | 22 | 35 |
| | IGNS | 1 | 5 | 1 | 2 | 9 | |
| | IGS | 0 | 3 | 0 | 1 | 4 | |
| [579-1400] | FON | 58 | 18 | 20 | 21 | 117 | 167 |
| | IGNS | 17 | 20 | 8 | 4 | 49 | |
| | IGS | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | |
| | | 89 | 83 | 33 | 28 | 233 | 233 |

Tabla 1. Distribución de los bloques ensayados de acuerdo con los sectores geomorfológicos y litotipos. Nota: Los datos del escarpe principal han sido omitidos porque el rebote se midió en el afloramiento rocoso y no en los bloques. Legenda: FON, Fonolita; IGNS, Ignimbrita no soldada; IGS, Ignimbrita soldada.

El objetivo planteado es dirimir si el bajo ángulo de fricción deducido ($\Phi=21^{\circ}$) y el elevado desarrollo longitudinal que presenta se relaciona con la existencia de una pendiente previa favorable al rodamiento de los bloques y a la acción lubricante de las ignimbritas no soldadas (Yepes y Lomoschitz, 2008, 2009, 2010) o bien, requiere de una velocidad inicial de la caída del bloque inicial que estuviese relacionada con una crisis sismo-volcánica holocena. Para resolver la cuestión planteada se ha propuesto un enfoque geotécnico: evaluar la distribución espacial del índice de rebote obtenido con el esclerómetro, a lo largo del eje longitudinal del depósito.



Figura 3. La avalancha rocosa (amarillo) tapiza un deslizamiento rocoso previo (rojo) y se encuentra parcialmente recubierta en la cabecera por una secuencia de canchales activos (verde). En rojo se indica el eje longitudinal sobre el que se han proyectado los valores del Ir medidos con el esclerómetro.

Las observaciones geomorfológicas realizadas en estudios previos (Yepes y Lomoschitz, 2008, 2009, 2010) han permitido suponer que el movimiento de los bloques habría sido un flujo granular seco con una componente de saltación en la cabeza y de flujo turbulento en las áreas media y distal. El criterio seguido en la elección de los bloques ensayados ha pretendido incluir las diferentes tipologías identificadas en el conjunto por los estudios previos, tanto litológicas (Rodríguez-Peces et al., 2012 y 2013; Santana et al., 2014), como morfométricas y geomorfológicas.

Desde el punto de vista litológico, se ha procurado que estuvieran presentes el mayor número de litotipos identificados en las inmediaciones (FON, IGNS, IGS e IGNS alterada hidrotermalmente) por las fases previas de este trabajo (Rodríguez-Peces et al., 2012 y 2013; Santana et al., 2014), aunque la muestra más abundante corresponde a las clases de FON e IGNS (Fig. 4). En cuanto a la morfometría, se han muestreado bloques de tamaño correspondientes a las diferentes clases identificadas en la ortofoto de precisión 1m/píxel (0-8 m³; 8-27 m³; 27-64 m³; 64-125 m³). Por lo que respecta a la geomorfología, se han recabado datos de las cinco zonas en las que se ha sectorizado el depósito: Escarpe de cabecera, Canchal, Rellano superior, Tramo medio y Zona distal.



Figura 4. Localización de los 233 bloques incluidos en la avalancha rocosa que han sido ensayados con el esclerómetro.

2. RESULTADOS

2.1. EL IR EN EL CONJUNTO TOTAL DE LOS BLOQUES

Los datos del promedio obtenido en cada uno de los ensayos realizados (Fig. 5) muestra una cierta correlación inversa entre el valor del índice de rebote y la distancia al área fuente. Desde el escarpe de cabecera hasta el pie, la reducción de la dureza media va acompañada por una disminución tanto del rango entre los valores de los promedios máximo y mínimo, así como del valor máximo del promedio. La diferencia máximo-mínimo varía entre 55 en cabecera y 25 en el pie y los valores máximos del promedio disminuyen de 75 a 45.



Fig. 5. Distribución de los valores promedios del Ir medido con el esclerómetro en los bloques de la avalancha muestreados.

Sin embargo, la distribución de la desviación estándar (Fig. 6) muestra una leve contracción en el tramo intermedio. Tanto los valores en cabecera como en el pie oscilan entre 17 y 7, mientras que en el tramo medio, a unos 500-1000 m, se observa una ligera concentración de la desviación estándar en torno al 10.



Fig. 6. Distribución de los valores de la desviación estandar estimados a partir de los valores del Ir medido en los bloques de la avalancha muestreados.

2.2. EL IR EN LOS BLOQUES DE FONOLITA

La gráfica de cotizaciones generada con los datos de los bloques de fonolita (Fig. 7) muestra, por una parte, las fluctuaciones que experimenta el rango entre los valores máximo y mínimo del promedio a lo largo del depósito y, por otra parte, evidencia la disminución del propio rango a medida que los bloques se encuentran más alejados del área fuente. Las fluctuaciones se observan de forma aleatoria dentro de cada una de las 5 unidades geomorfológicas diferenciadas. Por su parte, la reducción del valor absoluto del rango máximo-mínimo es más patente en la zona distal, donde los valores pasan de moverse entre 100 y 10 a limitarse dentro del rango 60-20.


Fig. 7. Gráfica de cotizaciones generada a partir de los promedios y los valores máximo y mínimo del Ir medido en los bloques de fonolita muestreados.

El análisis sectorial del Ir medido en los bloques de fonolita (Fig. 8) muestra un patrón de distribución complejo para el litotipo duro (FON). En general, el valor promedio del índice de rebote aumenta con la distancia al escarpe, dentro de cada uno de los sectores proximales (escarpe, canchal y rellano de cabecera), mientras que se mantiene constante en los sectores medio y distal.



Fig. 8. Valores promedio de los bloques de fonolita calculados a partir del Ir medido en los bloques de la avalancha muestreados.

La desviación estándar registrada en FON (Fig. 9) e IGNS (Fig. 14) es similar y oscila en un rango de 5-15. Aunque el valor mínimo de la desviación corresponde a la FON.



Fig. 9.- Valores de la desviación estándar estimada en los bloques de fonolita a partir del Ir medido en los bloques de la avalancha muestreados.

El análisis sectorial del Ir medido en la roca fonolítica con una textura masiva (facies de núcleo) muestra un patrón de distribución complejo (Fig. 10), similar al observado con los promedios de todos

los ensayos realizados en las fonolitas. Incluso, parece que el efecto está amplificado. El valor promedio del Ir aumenta dentro de cada sector al separarse del escarpe (escarpe, canchal, rellano de cabecera, etc.). Sin embargo, tanto el promedio del Ir como su incremento es menor al aumentar la distancia al escarpe.



Fig. 10. Valores promedio del Ir medido en las facies de nucleo diferenciadas en los bloques de fonolita muestreados.

La distribución estadística del Ir en los bloques de fonolita (Fig. 11) muestra la existencia de varios intervalos modales. El análisis gráfico por sectores se realizó tomando como muestra todos los ensayos realizados en las fonolitas. El patrón de la distribución es similar al que presentan los valores promedios. Dentro de cada sector de la avalancha, las funciones de ajuste presentan una correlación directa con la distancia al escarpe principal. No obstante, en términos generales tanto el valor absoluto de la moda, como su incremento, disminuyen al aumentar la distancia respecto al escarpe.



Fig. 11. Valores de las modas principales estimadas en los bloques de fonolita a partir del Ir medido en los bloques de la avalancha muestreados.

2.3. EL IR EN LOS BLOQUES DE IGNIMBRITA SOLDADA

La gráfica de cotizaciones de las ignimbritas no soldadas (Fig. 12) muestra, por una parte, las fluctuaciones que experimenta el rango entre los valores máximo y mínimo del promedio a lo largo del depósito y, por otra parte, evidencia la disminución del propio rango a medida que los bloques se encuentran más alejados del área fuente. También en este litotipo se observan fluctuaciones de forma aleatoria dentro de cada una de las 5 unidades geomorfológicas diferenciadas. Además, la reducción del valor absoluto del rango máximo-mínimo es más patente en la zona distal, donde los valores pasan de moverse entre 70 y 10 a limitarse dentro del rango 50-10. Sin embargo, las fluctuaciones que ofrece el gráfico de cotizaciones de las IGNS están más atenuadas que en las Fonolitas.



Fig. 12. Gráfica de cotizaciones generada a partir de los promedios y los valores máximo y mínimo del Ir medido en los bloques de ignmbrita no soldada muestreados.

La distribución gráfica de los valores promedio del Ir medidos en las Ignimbritas no soldadas (Fig. 13) muestra una tendencia variable y una mala correlación con la distancia al escarpe principal. En términos generales se aprecia una ligera correlación inversa Ir-Distancia. Sin embargo, se observa un repunte de la dureza superficial en los bloques del tramo medio que han sido muestreados. En cualquier caso, los promedios registrados oscilan en un rango de valores (20-50) muy inferior al que presentan los bloques de Fonolita.



Fig. 13. Valores promedio de los bloques de ignimbrita no soldada calculados a partir del Ir medido en los bloques de la avalancha muestreados.

Como ya se comentó, la desviación estándar registrada en FON (Fig. 9) e IGNS (Fig. 14) es similar y oscila en un rango de 5-15. Aunque el valor mínimo de la desviación corresponde a la FON. En términos generales, la desviación estándar en el litotipo ignimbrítico (Fig. 14) disminuye a lo largo del depósito, al alejarse del escarpe principal. El comportamiento de los bloques situados en la zona distal sería una excepción. En el borde del pie se observa un ligero repunte de la dispersión.



Fig. 14. Valores de la desviación estándar estimada en los bloques de ignimbrita no soldada a partir del Ir medido en los bloques de la avalancha muestreados.

La distribución gráfica del Ir en la facies de bloques (esqueleto) de las ignimbritas (Fig. 15) muestra una tendencia parecida a la que se observa al analizar el conjunto del bloque de IGNS. No obstante, los promedios registrados oscilan en un rango de valores más amplio (20-60), aunque sigue siendo inferior al que presentan los bloques de Fonolita.



Fig. 15. Valores promedio de los bloques de ignimbrita no soldada (facies de esqueleto) calculados a partir del Ir medido en los bloques de la avalancha muestreados.

Los valores del rebote medidos en la facies de matriz de la IGNS (Fig. 16) ofrecen unas tendencias variables y un bajo ajuste. Un comportamiento parecido al que muestra el total de los datos de cada bloque. Sin embargo, los promedios registrados en la matriz oscilan en un rango de valores mayor (15-45) al que presentan los bloques considerados en su conjunto.



Fig. 16. Valores promedio de los bloques de ignimbrita no soldada (facies de matriz) calculados a partir del Ir medido en los bloques de la avalancha muestreados.

La distribución estadística del Ir muestra la existencia de varios intervalos modales en el litotipo IGNS (Fig. 17), como en el caso de la FON (Fig. 11). El análisis gráfico por sectores se realizó tomando como muestra todos los ensayos realizados en los bloques de IGNS. El patrón de la distribución es muy variable, mayor que en el caso de la FON. Dentro de cada sector de la avalancha, las funciones de ajuste presentan una mala correlación directa con la distancia al escarpe principal. No obstante, en términos generales, tanto el valor absoluto de la moda, como su rango o fluctuación, disminuyen al aumentar la distancia respecto al escarpe.



Fig. 17. Valores de las modas principales estimadas en los bloques de ignimbrita no soldada a partir del Ir medido en los bloques de la avalancha muestreados.

En el depósito de avalancha se han identificado, a partir de observaciones visuales, otros dos litotipos poco abundantes. Una IGS y una IGNS roja alterada hidrotermalmente. El escaso número de bloques muestreados no permite proponer hipótesis consistentes en relación a su comportamiento reológico. No obstante, en una primera aproximación, se ofrecen algunas observaciones. En términos globales, el ajuste gráfico de los valores promedio calculados para los bloques de IGS muestra una tendencia constante con el aumento de la distancia al escarpe principal. El ajuste es malo, la tendencia se enmarca en un rango de valores moderado (20-40) y la desviación estándar es pequeña (~10).

3. DISCUSIÓN

3.1. EL IR EN EL CONJUNTO TOTAL DE LOS BLOQUES

La reducción de la dureza superficial con la distancia de parada es coherente con el incremento de los golpes y el rozamiento entre bloques propio del proceso de flujo en seco que caracteriza a las avalanchas rocosas (Fig. 5). La disminución tanto del rango entre los valores de los promedios máximo y mínimo, así como del valor máximo del promedio es coherente con la idea de que el proceso de transporte logra homogeneizar las características geomecánicas del material, p.e.: la dureza y el tamaño (Fig. 5). La reducción de la desviación en el tramo intermedio corroboraría las ideas apuntadas al analizar los datos de los valores medios (Fig. 6).

3.2. EL IR EN LOS BLOQUES DE FONOLITA

Las fluctuaciones del rango que ofrece la gráfica de cotizaciones (Fig. 7) resultan coherentes con la suposición de que varios eventos de inestabilidad que se hayan sucedido en el tiempo y que sus depósitos se encuentren superpuestos en el espacio. Los valores pequeños del Ir en el escarpe principal estarían relacionados con dos factores distintos. Por una parte, con el avanzado estado de meteorización química en el que se encuentra la superficie de erosión superior, cuya antigüedad es de al menos unos 9 Ma. Y, por otra parte, con la intensa meteorización mecánica que afecta al escarpe principal en los sectores donde el macizo rocoso se encuentra muy compartimentado por una red de grietas abiertas que han surgido en el trasdós de la fractura principal que desencadenó la avalancha rocosa (Fig. 7). Así como la gráfica de distribución de los valores promedios del Ir muestra una correlación inversa con la distancia, en el caso de la gráfica de cotizaciones (Fig.7) se observa con claridad una disminución del rango entre los valores de los promedios máximo y mínimo en la zona distal, así como su homogenización, al menos en la zona distal. Los bajos valores del Ir en la zona distal son coherentes con el mayor grado de meteorización mecánica que soportan los bloques transportados una mayor distancia, así como con la idea de que el proceso de transporte logra homogeneizar las características geomecánicas del material arrastrado, p.e.: la dureza y el tamaño.

Los amplios rangos entre los valores de los promedios máximo y mínimo que se observan en el escarpe de cabecera (Fig. 7) están relacionados con el hecho de que los bloques y afloramientos de lava fonolítica muestreados ofrecen varias facies texturales con diferente grado de alteración: la facies diaclasada, alterada, descascarillada y la facies de núcleo. La facies diaclasada corresponde al sector de un bloque que presenta las discontinuidades entre coladas de lava abiertas por un enérgico impacto recibido durante un flujo en el que predominaría el transporte por saltación. La facies alterada corresponde al sector del bloque que ha sido afectado por el desgaste mecánico que provoca el roce entre bloques durante el flujo seco de la avalancha. La energía de este flujo sería menor que la supuesta para la facies diaclasada y se podría atribuir a un flujo laminar en el que predominaría el transporte por rodamiento. Esta facies confiere a la superficie de los bloques un aspecto homogéneo, sin discontinuidades, que suele estar parcialmente recubierta por un tapiz de briofitas. La facies descascarillada corresponde a los sectores en los que el proceso de meteorización química ha penetrado en la roca lo suficiente como para definir varias capas con diferente grado de cohesión, lo que determina la aparición de un diaclasado paralelo a la superficie del bloque a favor del cual se descascarilla la corteza del bloque. La facies de núcleo ofrece los mayores valores del Ir. Esta facies corresponde a la matriz rocosa sana que queda al descubierto por la rotura de una esquirla o cuña rocosa, consecuencia de un impacto de alta energía.

La información que transmite el análisis del Ir por sectores muestra un patrón complejo para el litotipo fonolita (Fig. 8). En términos generales parece que, al aumentar el recorrido realizado por los bloques, aumenta su homogeneización. El incremento del Ir dentro de los sectores proximales sugiere varias hipótesis. La primera, que habrían existido varios eventos de diferente energía que se habrían sucedido en el tiempo. Los eventos más energéticos habrían determinado el mayor alcance de los bloques (sectores medio y distal). Los eventos menos energéticos estarían relacionados con la mayoría de los bloques localizados en los sectores proximales. Parece lógico suponer que los eventos más antiguos habrían sido los más energéticos. Esto permite reconocer depósitos más modernos y menos energéticos recubriendo parcialmente a los depósitos de eventos más antiguos y energéticos. Lo contrario resultaría imposible. La segunda hipótesis es que los eventos más antiguos corresponderían a episodios relacionados con un bloque rocoso de mayores dimensiones o bien, relacionados con una actividad sismo-volcánica. En ambos casos la energía total de partida sería mayor y, por tanto, la distancia alcanzada por los bloques. En tercer lugar, tras un evento muy energético, como es el caso de una avalancha rocosa, se sucedan eventos de menor energía que liberan las tensiones residuales del macizo rocoso. Estos eventos habrían dado lugar a desprendimientos episódicos y a secuencias de canchales. Por otra parte, la moderada dispersión del Ir (Fig. 9) estimada en los bloques de fonolita sugiere el carácter reciente del depósito. No parece que el proceso de meteorización haya avanzado de modo significativo. De hecho, la dispersión más significativa se localiza en el escarpe principal, donde coexisten paredes de roca fresca y sana con cuñas rocosas muy fragmentadas. Además, la respuesta amplificada que ofrece la gráfica de la facies de núcleo (Fig. 10) corrobora la hipótesis de que el flujo granular seco solo afecta a la corteza superficial de los bloques, que se comportan como los áridos en el ensayo de Los Ángeles o en el Microdeval. Por último, La existencia de hasta tres modas principales en la muestra analizada (Fig. 11) corrobora la hipótesis de que los bloques de fonolita presentan varias facies texturales. Estas facies expresarían la alteración diferencial que experimentan los bloques implicados en el flujo granular seco. Una alteración que afecta principalmente a la capa superficial (facies diaclasada, alterada, descascarillada) y, en menor grado, a su interior (facies de núcleo).

3.3. EL IR EN LOS BLOQUES DE IGNIMBRITA NO SOLDADA

La interpretación del gráfico de cotizaciones (Fig.7 y 12) es similar en ambos litotipos. El hecho de que las fluctuaciones del rango se encuentren atenuadas en la IGNS (Fig. 12) sugiere el carácter homogeneizante que tiene la facies de matriz, cuya dureza superficial oscila en un rango similar a lo largo de todo el depósito (0-25). Los bloques de ignimbrita no soldadas están compuestos de partículas de diferente tamaño y composición que se encuentran soldadas entre sí a alta temperatura. La abundancia de uno u otro tamaño permite diferenciar tres facies: la facies de matriz, caracterizada

por la exclusiva presencia de partículas con un tamaño entre milimétrico y centimétrico. La facies de esqueleto, representada por partículas de tamaño decimétrico. Por último, estaría la facies de esquirla, que estaría representada por fragmentos de lava de orden decimétrico a métrico. En general, la facies de esqueleto suele encontrarse envuelta por la facies de matriz y define una textura matriz sostenida. No es frecuente identificar facies granosostenidas en las que predominan los clastos del esqueleto.

Los bajos valores que alcanza el promedio del Ir en la IGNS (Fig. 13) está relacionado con la baja dureza superficial de la matriz. Esta facies minora el promedio global de los bloques. Por otra parte, parece coherente la clara tendencia a la baja que ofrecen los valores promedio del Ir con el aumento de la distancia al escarpe principal (Fig.v13). El repunte de dureza observado en el tramo intermedio, a 700-900 m del escarpe principal, requiere un análisis particular. El ligero aumento del Ir en la zona distal podría atribuirse al hecho de que estos bloques apenas han sufrido el impacto de otros bloques que experimentaron un transporte por saltación. En cambio, en el sector proximal (canchal y rellano de cabecera), se observan muchos bloques con muescas de impactos de alta energía y, en algunos casos, desmochados y parcialmente cubiertos por esquirlas del bloque que impactó (Fig. 13). El moderado valor de la dispersión (Fig. 14) corrobora el carácter reciente del depósito. El repunte de la desviación estándar que se observa en el pie se podría atribuir a que este litotipo tiene el comportamiento propio de una roca blanda con una cierta capacidad de absorber deformaciones en el rango plástico, lo que permite suponer que su reacción frente al desgaste o frente al punzonamiento habría dado lugar a un avanzado estado de microfracturación que determinaría la dispersión del rebote en un mismo bloque, según se realice el ensayo en la facies de matriz o en la facies de bloques.

La respuesta amplificada que ofrece la gráfica de la facies de bloques (Fig. 15) corrobora la hipótesis de que la macrofábrica de la IGNS es heterogénea y que se puede asimilar al de una brecha constituida por dos fracciones de distinto tamaño: un esqueleto de clastos groseros y angulosos envueltos y empastados por una matriz detrítica constituida por material granular con un tamaño de partícula uno o dos órdenes de magnitud inferior a los clastos del esqueleto. Las ligeras diferencias que se aprecian en la respuesta mecánica que ofrecen los bloques de IGNS (Fig. 13) y la facies de esqueleto (Fig. 15) podrían atribuirse a la variabilidad estructural del material. La IGNS es el resultado de mezclar, en proporciones muy variables, elementos con una porosidad y un grado de soldadura distintos. La variabilidad de las tendencias y el bajo ajuste de los datos del rebote (Fig. 13), unido a unos valores de la desviación estándar moderados, pero constantes a lo largo de todo el depósito (Fig. 14), corroboran la hipótesis de que la IGNS es un litotipo con un comportamiento reológico variable, que está condicionado por una macrofábrica heterogénea. Los bajos valores de la dureza superficial que se registran en la matriz de la IGNS (Fig. 16) son coherentes con la existencia de una porosidad intergranular que no existe en la facies de esqueleto y que supone una disminución de la densidad global y un aumento de la plasticidad del material. Esta plasticidad sería el factor determinante para considerar al litotipo IGNS como una roca blanda. La elevada porosidad de la matriz de IGNS también condiciona su alterabilidad. Este hecho, unido a su plasticidad, sugieren la posibilidad de que el litotipo ignimbrítico se haya comportado como una superficie que redujera la fricción en el plano basal de la avalancha rocosa, condicionando la eficiencia del flujo granular seco.

La existencia de hasta tres modas principales en la muestra analizada (Fig. 17) corrobora la hipótesis de que los bloques de IGNS presentan varias facies texturales. Esqueleto y matriz serían las principales. La mala correlación entre el índice de rebote (Fig. 13) y la distancia al área fuente corroboraría la idea de que el comportamiento reológico variable está condicionado por una macrofábrica heterogénea.

3.4. EL IR EN LOS BLOQUES DE IGNIMBRITA SOLDADA

Aunque la diferenciación de litotipos se realizó en base a la observación visual, los resultados de la dureza superficial permitirían equiparar la dureza de la IGS con la respuesta que ofrece la matriz de una IGNS. Este resultado es contrario al que cabría esperarse. De hecho, en otros muestreos realizados con anterioridad la resistencia de las IGS es muy superior a la de las IGNS. Por otra parte, el bajo

valor de la desviación estándar sugiere que las dos facies del litotipo (matriz y esqueleto) presentan un comportamiento más homogéneo que la IGNS. Este hecho sí que se encuentra en consonancia con los datos obtenidos en otros afloramientos.

4. CONCLUSIONES

- El escarpe principal registra los valores más altos y bajos del IR ya que se mezclan afloramientos de roca meteorizada (coronación, cuñas rocosas parcialmente deslizadas) y afloramientos de roca sana (paredes recientes descubiertas por desprendimientos de grandes bloques rocosos).
- En el canchal de cabecera hay grandes bloques de roca sana de los litotipos principales (FON, IGNS), registrando los valores más altos de IR. Son los bloques desprendidos del escarpe principal después de la última gran avalancha registrada en este sector, la cual dejó al descubierto la matriz rocosa del macizo rocoso sin meteorización.
- El tramo medio ofrece un rango de valores del IR amplio, con unos promedios entre 20 y 60. El IR de la FON es muy superior al de la IGNS. La baja resistencia de la matriz de la IGNS reduce mucho el promedio del rebote registrado en este litotipo.
- En el caso de la FON, existe diferencia entre el comportamiento del núcleo de los bloques y el promedio del conjunto del bloque. Esta diferencia permite zonificar los bloques en capas concéntricas y suponer que el flujo de la avalancha por saltación y rodamiento solo afecta a la capa exterior, condicionando la meteorización mecánica del bloque. Sobre esta desagregación avanzaría con mayor eficiencia la meteorización biogeoquímica condicionada por las briofitas que colonizan la superficie de los bloques. El proceso de saltación estaría relacionado con la presión por punzonamiento, mientras que el proceso de rodamiento estaría condicionando el desgaste superficial.
- Parece existir una correlación inversa entre el tamaño de bloque y el rango de los valores registrados, al menos en el litotipo FON, ya que los bloques entre 0,5 y 1 m³ ofrecen IR muy elevados y homogéneos. Esto se debe a que la reducción del tamaño de bloque por roturas sucesivas reduce la variabilidad de facies posibles en un mismo bloque. Así, las facies de núcleo darían lugar a bloques masivos de orden métrico a decimétrico, mientras que el resto de las facies darían lugar a gravas de dimensiones centimétricas.

REFERENCIAS

- García-González, C., Yepes, J. and Franesqui, M.A., 2020. Geomechanical characterization of volcanic aggregates for paving construction applications and correlation with the rock properties. *Transportation Geotechnics*, 24: 100383.
- Rodríguez-Peces, M.J., Yepes, J. and Martín-Nicolau, E., 2012. Geotechnical parameters of the volcanic rocks related to the Arteara rock avalanche (Gran Canaria, Canary Islands). *Geo-Temas*, 13: 3160-3164.
- Rodríguez-Peces, M.J., Yepes, J. and Martín-Nicolau, E., 2013. Geotechnical features of the volcanic rocks related to the Arteara rock avalanche in Gran Canaria (Canary Islands, Spain). In: C. Margottini, P. Canuti, and K. Sassa (Editors). *Landslide Science and Practice: Spatial Analysis and Modelling*, 3, pp. 111-117.
- Santana, M., Estaire, J. and Yepes, J., 2014. Geotechnical characterization of rocky materials from Arteara rock avalanche (Gran Canaria). In: Alejano, Perucho, Olalla y Jiménez (Editors). *Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses*, 1(76): 479-484.
- Yepes, J. and Lomoschitz, A., 2008. Landslide deposits of the Fataga ravine (Gran Canaria Island). Geo-Temas, 10: 231-234.
- Yepes, J. and Lomoschitz, A., 2009. Caracterización geomorfológica del alud de rocas de Arteara. In: E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Editors). *Proceedings of the VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, 1: 351-362.
- Yepes, J. and Lomoschitz, A., 2010. Geomorphology of the Arteara Holocene rock-avalanche deposit, Gran Canaria Island. *Geophysical Research Abstracts*, 12: EGU2010-12017.

FRAGMENTACIÓN FRACTAL EN DESPRENDIMIENTOS

R. Ruiz-Carulla (1), J. Corominas (2)

 (1) y (2) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
 Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) roger.ruiz@upc.edu jordi.corominas@upc.edu

RESUMEN

Se presenta el fenómeno de la fragmentación en desprendimientos rocosos, su análisis y un modelo para entender y reproducir la fragmentación. En 2017 se publicó una primera versión del modelo de fragmentación fractal "Rockfall Fractal Fragmentation Model" que ha sido mejorado en diversos aspectos. Este comunicado describe el fenómeno de la fragmentación en desprendimientos rocosos y sus implicaciones en la definición del peligro y el riesgo asociados a los desprendimientos rocosos. Se muestran un conjunto de inventarios de desprendimientos rocosos donde se observa un comportamiento claramente fractal de la distribución de volúmenes de bloques en los depósitos. Se propone un conjunto de mejoras para el modelo de fragmentación fractal y se ajustan los parámetros del modelo para reproducir los casos inventariados. Las mejoras del modelo permiten generar distribuciones de fragmentos que siguen leves fractales "scale-variant" o "scale-invariant", es decir, que se ajusta a una ley potencial (recta en escala doble logarítmica) o pueden adaptar-se en función del tamaño de fragmento respectivamente. Las mejoras también permiten garantizar el balance de masa y condicionar los parámetros del modelo a las superficies nuevas generadas. Los resultados muestran una relación entre la energía potencial en el primer impacto y la nueva superficie generada, así como con los parámetros del modelo de fragmentación. Este modelo se ha implementado en el simulador de caída de bloques RockGIS que permite realizar simulaciones en 3D considerando o no la fragmentación y analizar así sus implicaciones sobre la peligrosidad en términos de multiimpacto y zona afectada. Finalmente, estos nuevos resultados en términos de peligrosidad tienen consecuencias en los análisis cuantitativos del riesgo asociados a desprendimientos rocosos.

1. INTRODUCCIÓN

La presenta comunicación se centra en el artículo titulado "Analysis of Rockfalls by Means of a Fractal Fragmentation Model" publicado en Rock Mechanics and Rock Engineering en 2019 (Ruiz-Carulla R. & Corominas J., 2019). El citado artículo es el nudo de la tesis doctoral del primer autor (Ruiz-Carulla R. 2018), y es la segunda parte del artículo "A fractal fragmentation model for rockfalls" (Ruiz-Carulla et al, 2017). Se trata de la actualización del modelo de fragmentación fractal para desprendimientos rocosos que se mejora (permitiendo comportamiento scale-invariant y scale-variant, así como la mejora en el balance de masa), se calibra con los inventarios de siete desprendimientos rocosos, y se prepara para ser implementado en el simulador de caída de bloques RockGIS desarrollado en la tesis doctoral de Matas (Matas 2020) a partir de las correlaciones observadas entre la energía de impacto, las superficies nuevas de rotura generadas y los parámetros del modelo de fragmentación fractal.

2. LA FRAGMENTACIÓN EN DESPRENDIMIENTOS

La fragmentación del macizo rocoso es la reducción de tamaño de partículas debido a una acción externa. Es de interés en la industria de la minería, particularmente para las actividades de perforación y voladuras porque afecta el costo de excavación y la carga de operaciones. Una voladura eficiente debe evitar voladura o rotura mecánica de los fragmentos de roca (Kulatilake et al. 2010; Sanchidrián et al. 2014). La fragmentación de rocas es relevante para el rendimiento y la eficiencia de la mecánica excavadoras, tuneladoras y el consumo de herramientas de corte (Gong et al. 2005; Bakar et al. 2014). En la naturaleza, la fragmentación de la roca se encuentra asociada a la colisión de meteoritos, asteroides y granos interestelares, el emplazamiento de depósitos volcánicos, o como resultado de la actividad tectónica. La fragmentación también ocurre durante la propagación de avalancha de rocas (Locat et al. 2006; Crosta et al. 2007; Davis et al. 1999) y en desprendimientos de rocas (Giacomini et al. 2009; Wang y Tonon 2010; Crosta et al. 2015). A pesar del creciente número de estudios sobre los desprendimientos de rocas, la fragmentación como consecuencia del impacto en el suelo de rocas es poco conocida.

Un desprendimiento rocoso consiste en un volumen de roca que se desprende de un acantilado y que puede ser un bloque individual o un conjunto de bloques ya precortados y delimitados en el macizo. En este último, la intersección de juntas define bloques individuales, cuya distribución de volúmenes es la In-situ Block Size Distribución (IBSD) (Lu y Latham 1999; Elmouti y Poropat 2012). Como resultado de los impactos, los fragmentos de roca producidos en un desprendimiento aparecen dispersos a lo largo de la ladera. Cuando el desprendimiento es de suficientes dimensiones, se puede formar una cubierta de escombros más o menos continua a la que nombramos Young Debris Cover (YDC). La distribución de volúmenes de los fragmentos producidos por un desprendimiento de rocas es la Rockfall Block Size Distribution (RBSD).

Davis et al. (1999) restringieron la fragmentación a la rotura de las rocas en piezas más pequeñas. Aquí, usamos la fragmentación como un término más genérico que incorpora la rotura y la disgregación, es decir, el incremento del número de fragmentos debido a la rotura de un bloque rocoso, o la disgregación de un conjunto de bloques ya precortados por el sistema de discontinuidades del macizo rocoso. (Ruiz-Carulla et al. 2017).

Los análisis cuantitativos de peligros y riesgos asociados a los desprendimientos de rocas requieren la cuantificación de la fragmentación. El impacto de la masa de desprendimiento de rocas sobre la superficie del suelo da como resultado la producción de un número de piezas más pequeñas que se mueven como cuerpos rígidos independientes, con diferentes velocidades, y a menudo trayectorias divergentes. Debido a esto, la fragmentación afecta tanto el alcance como la energía de los nuevos fragmentos (Agliardi et al. 2009) y la probabilidad de alcance con los elementos en riesgo (Corominas et al. 2019). Análisis de caída de rocas basados en la suposición de grandes masas de rocas ininterrumpidas o sin rotura producirá resultados poco realistas (Okura et al. 2000; Dorren 2003). El análisis de la fragmentación de desprendimientos ha sido abordado empíricamente mediante pruebas a escala real (Giacomini et al. 2009; Gili et al. 2016), y en el laboratorio (Bowman y Take 2015). Los resultados mostraron la complejidad en la predicción de la distribución del tamaño de los fragmentos basados en los umbrales de energía de impacto de bloques de roca individuales. Por otro lado, las simulaciones numéricas con elementos discretos métodos resaltan que la alta energía cinética asociada a pendientes pronunciadas aumenta la intensidad de la fragmentación (Zhao et al. 2017).

Perfect (1997), describió la fragmentación como un fenómeno natural que puede caracterizarse por medio de fractales. En el presente trabajo presentamos las mejoras del modelo de fragmentación fractal de Ruiz-Carulla et al. (2017), que reproduce los procesos de disgregación y rotura en desprendimientos mediante la calibración de siete desprendimientos fragmentarios inventariados.

3. MODELO DE FRAGMENTACIÓN FRACTAL

El modelo de fragmentación fractal tiene por objetivo transformar un volumen de bloque inicial o una distribución de volúmenes de bloques inicial (IBSD, In-situ Block Size Distribution), en una distribución de volúmenes de bloques (o fragmentos) final producida por un desprendimiento (RBSD, Rockfall Block Size Distribution. La siguiente figura muestra el planteamiento de la fragmentación como la generación de una distribución de volúmenes (RBSD) a partir de un único volumen inicial o de una distribución inicial (IBSD), ambas distribuciones representadas con volúmenes de bloque ordenadas de menor a mayor y en término de número acumulado. Se evidencia que la fragmentación, como es lógico, reduce el volumen de los bloques creando un número mayor de fragmentos de tamaños menores (flechas verdes).



Figura 1: Fragmentación descrita como transformación de una IBSD a una RBSD.

La siguiente figura esquematiza el modelo de fragmentación fractal propuesto en (Ruiz-Carulla et l. 2017) donde se pueden consultar los detalles, pero que a grandes rasgos, se trata de redistribuir el volumen de un bloque siguiendo una ley fractal, que no es más que una ecuación potencial con normas de generación de bloques iterativas, controladas por un parámetro geométrico "b" y por una probabilidad de rotura o proporción afectada "P", y que ambas definen una dimensión fractal tal y como define Perfect (1997).



Figura 2: Esquema del modelo de fragmentación fractal (Ruiz-Carulla et al 2017).

El esquema anterior muestra algunos problemas, como que, en cada iteración, todos los fragmentos generados tienen el mismo volumen, mientras que en la realidad lo que se observa es una distribución de volúmenes decreciente constante, y no volúmenes iguales, que además pueden dificultar cumplir el balance de masa. A la vez, las distribuciones observadas en nuestros inventarios de desprendimientos, muestran que las distribuciones de bloques no siguen exactamente una ley potencial (una línea recta en escala doble logarítmica de numero acumulado de bloques versus tamaño de bloque), sino que se observa una curvatura a medida que se reduce el volumen de bloque. Este fenómeno es ampliamente descrito en la teoría fractal y el mismo Perfect (1997) propuso una formulación "*scale-variant*" para reproducirla, en contraposición a la formulación "*scale-invariant*" mostrada que mantenía las mismas proporciones en todos los órdenes de magnitud. Así, la siguiente figura muestra la formulación "*scale-variant*" propuesta por Perfect (1997) que añade un parámetro "r" y que se incorpora en el modelo de fragmentación fractal, y substituye la "P" de probabilidad de rotura por la "q" probabilidad de supervivencia o "Sr" de ahora en adelante.



Figura 3: Parámetros y formulación "scale-invariant" y "scale-variant y su representación gráfica.

La incorporación de la formulación "scale-variant" permite reproducir distribuciones de fragmentos con curvaturas muy diversas a partir de un solo bloque inicial como se muestra en la siguiente figura de resultados del modelo, donde los puntos rojos son distribuciones de bloques reales medidos en ensayos de fragmentación a escala real (Ruiz-Carulla et al 2020), y los puntos verdes son los resultados del modelo de fragmentación fractal calibrando los parámetros a partir de un volumen inicial conocido representado por el punto azul.



Figura 4: Resultados de la calibración con datos reales del modelo de fragmentación fractal con "scale-variant".

4. APLICACIÓN Y CALIBRACIÓN EN DESPRENDIMIENTOS INVENTARIADOS

Para calibrar los parámetros del modelo de fragmentación fractal y analizar también su bondad y capacidad de reproducir distintos desprendimientos rocosos fragmentarios, se realiza un exhaustivo inventario de siete desprendimientos siguiendo las metodologías descritas en (Ruiz-Carulla et al, 2015; Ruiz-Carulla R, 2018). En resumen, se miden todos los fragmentos del depósito si es posible con una cinta métrica midiendo 3 longitudes asimilándolo a un prisma para obtener su volumen, o se realizan parcelas de medida y se extrapola la distribución. Se realizan vuelos de dron para obtener, con técnicas fotogramétricas, los modelos 3D de cada escenario y poder medir las geometrías, caracterizar el patrón de discontinuidades, reconstruir en 3D el volumen desprendido, y estimar en cada caso la IBSD cortando el volumen reconstruido con las juntas identificadas explícitamente, es decir, allí donde se encuentran. Así, para cada desprendimiento inventariado, se dispone de la IBSD y de la RBSD para calibrar los parámetros del modelo de fragmentación y analizar su relación con características de cada desprendimiento.

- a) Pont de Gulleri b) Lluçà
- c) Omells
- d) Gurp
- e) Monasterio de Piedra
- f) Malanyeu
- g) Cadi







Figura 5: Fotografías de los siete desprendimientos inventariados.

| Rockfall | Rockfall PdG | | Lluçà | Gurp | MdP | Malanyeu | Cadi | |
|--|--------------|----------|----------|--------------|----------|----------|----------|--|
| Tipo de rotura | Planar | Planar | Vuelco | Vuelco | Planar | Vuelco | Planar | |
| Litología | Esquisto | Arenisca | Arenisca | Conglomerado | Calcárea | Calcárea | Calcárea | |
| Volumen total RBSD (m ³) | 2.6 | 4.2 | 10.7 | 100 | 900 | 4350 | 6351 | |
| Volumen total IBSD (m ³) | 2.6 | 4.2 | 10.7 | 100 | 997 | 4945 | 7663 | |
| RMR | 76 | 64 | 72 | 82 | 70 | 74 | 60 | |
| Densidad (kg/cm ³) | 2.72 | 2.35 | 2.46 | 2.69 | 2.5 | 2.64 | 2.68 | |
| Resist. Tracción (MPa) | 6.53 | 2.03 | 2.07 | 5.47 | 10.00 | 7.03 | 12.10 | |
| UCS (MPa) | 32.17 | 21.38 | 21.77 | 38.36 | 35 | 13.33 | 35.29 | |
| E young (MPa) | 17,385 | 5185 | 730 | 74,831 | 20,000 | 12,992 | 22,761 | |
| Poisson | 0.27 | 0.006 | 0.18 | 0.21 | 0.1 | 0.05 | 0.07 | |
| N ^a de bloques estimados en la RBSD | 116 | 48 | 78 | 500 | 10,790 | 28,788 | 60,980 | |
| Nº de bloques medidos en la RBSD | 116 | 48 | 78 | 500 | 2256 | 2721 | 1524 | |
| Vol. Mínimo medido (m ³) | 0.0001 | 0.0007 | 0.0007 | 0.001 | 0.001 | 0.0001 | 0.01 | |
| Vol. Máximo medido (m ³) | 0.28 | 1.1 | 8.5 | 22 | 27 | 445 | 31 | |
| Superficie de cicatriz 3D (m ²) | 9.55 | 15 | 32 | 87 | 578 | 2120 | 3532 | |
| Altura escarpe (m) | 15 | 3.3 | 6.8 | 100 | 50 | 70 | 150 | |
| Altura primer impacto (m) | 12 | 1 | 0.6 | 39 | 35 | 10 | 50 | |
| Altura del CdG (m) | 13 | 5 | 2.8 | 110 | 60 | 80 | 230 | |
| Altura total de caída (m) | 13 | 14.5 | 6.6 | 150 | 70 | 100 | 520 | |
| Alcance máximo (m) | 5 | 22 | 9.2 | 152 | 70 | 130 | 710 | |
| Alcance del volumen máximo (m) | 5 | 3 | 5.6 | 152 | 40 | 80 | 200 | |
| Ángulo de alcance (°) | 69 | 33 | 36 | 45 | 45 | 38 | 36 | |
| Ancho del depósito (m) | 2.5 | 15 | 5 | 40 | 50 | 80 | 130 | |
| Área del depósito (m ²) | 5 | 300 | 45 | 2000 | 4200 | 6000 | 44,000 | |

La siguiente tabla resume de los datos más relevantes de los inventarios realizados.

Tabla 1: Resumen de datos de los siete desprendimientos inventariados.

La siguiente figura muestra los modelos 3D de cada desprendimiento, representado las zonas afectadas por pendientes, menos el caso de Lluçà donde se representa por altura de bloque.



Figura 6: Modelos 3D de los desprendimientos inventariados.

La siguiente figura muestra dos ejemplos, el del desprendimiento de Monasterio de Piedra y el de Malanyeu, de la reconstrucción del volumen de rotura y la generación de la IBSD cortando el volumen con las discontinuidades identificadas en el macizo en la zona de la cicatriz.



Figura 7: Ejemplos de reconstrucción de volumen desprendido y de su corte con las juntas identificadas en el macizo para obtener la IBSD, en los caos de Monasterios de Piedra y de Malanyeu.

Disponer de las distribuciones de volúmenes de bloques de cada desprendimiento (RBSD) es algo poco común, ya que en general no se inventarían con tanto detallo los desprendimientos. Y menos aún, la reconstrucción del volumen desprendido y la estimación de la distribución de bloques antes de la rotura (IBSD). Esta información es muy valiosa para el estudio, análisis e interpretación del fenómeno de la fragmentación por sí solo, pero más aún cuando se puede utilizar para calibrar los parámetros del modelo de fragmentación fractal propuesto.

La siguiente figura muestra, primero, todas la RBSD obtenidas, y a continuación, para cada desprendimiento, la IBSD (en azul), la RBSD (en rojo) y la distribución que genera el modelo de fragmentación fractal (RFFM, en verde) ajustando los parámetros para conseguir los resultados más próximos posibles a la realidad medida. La bondad de los ajustes obtenidos se describe en detalle en Ruiz-Carulla et al 2019, pero se puede resumir en que los valores de la Xi² reducida obtenida, que mide la diferencia entre la distribución RBSD real y la distribución propuesta por el modelo (RFFM), se encuentra en valores en 10⁻⁴ y 10⁻², así como su superposición a simple vista.



Figura 8: Distribuciones de volumen de bloques en los depósitos de los desprendimientos inventariados (RBSD); y calibración del modelo de fragmentación fractal en cada desprendimiento, con la IBSD estimada (en azul), la RBSD medida (en rojo) y los resultados generados por el RFFM (en verde) calibrando los paramentos para ajustarse a los datos reales medidos en campo.

5. DISGREGACIÓN Y ROTURA: NUEVAS SUPERFÍCIES GENERADAS

Al principio se ha descrito el término fragmentación, indicando que engloba dos mecanismos distintos: 1) la disgregación de los bloques rocosos que ya se encuentran precortados por las discontinuidades presentes en el macizo rocosos; y 2) la rotura, que implica que de un bloque se generan un numero de fragmentos de volúmenes inferiores al volumen del bloque inicial. En este sentido, la disgregación no supone generar nuevas superficies o caras, mientras que la rotura implica la generación de nuevas caras frescas para poder separar los bloques en nuevos fragmentos. Entonces, se puede medir la proporción de disgregación y de rotura, así como la intensidad de la rotura, en función de la cantidad de nuevas superficies generadas.

Se dispone del área inicial de todos los bloques de las IBSD ya que son bloques explícitamente reconstruidos en 3D, con formas irregulares, y de los que se listan su superficie envolvente de cada bloque 3D. También se dispone del área total de todos los bloques medidos en las RBSD, aunque en este caso con la hipótesis de prismas regulares. Finalmente, la nueva área generada es la diferencia entre la inicial y la total final tal y como se ejemplifica en la siguiente figura para un solo bloque y que se aplica a las distribuciones IBSD y RBSD completas. Entonces, se pude representar cada desprendimiento por su área total de bloques (superficies de las caras de los bloques en el depósito) sobre su volumen total de desprendimiento, y que parte de esta ya existía en la IBSD y que parte se ha generado debido a la rotura de bloques generando nueva área (nuevas caras). En la siguiente figura se muestran tales proporciones y se representa el porcentaje o proporción de nuevas áreas (NA) sobre área total (TA). La proporción NA/TA es un indicador de la violencia del desprendimiento y de la cantidad de energía que se ha destinado a generar nuevas superficies, y se puede relacionar con los parámetros del modelo de fragmentación Sr y b.



Figura 9: Conceptos de área inicial, total y nueva generada. Desprendimientos según su área de bloques especifica: total, inicial y nueva generada, y su relación con los parámetros del modelo.

Se realizan un conjunto de análisis de todos los descriptores recogidos en los desprendimientos, y se identifican algunas buenas correlaciones, entre ellas, una ley potencial entre la energía potencial en el punto del primer impacto (cambio de pendiente del perfil del terreno) y la cantidad de nuevas superficies generadas. Esto parece lógico ya que las distintas teorías de creación y propagación de fracturas relacionan las magnitudes de energía y las de nuevas área generadas.

En este punto, se plantea un esquema (Figura 10) para determinar un cierto rango de los parámetros del modelo en función de la energía potencial del primer impacto, que es un valor que se puede estimar conociendo la geometría del terreno (con un perfil 2D para medir altura es suficiente), y el volumen potencialmente inestable. Así, a partir de la identificación y delimitación de un volumen potencialmente inestable, se puede estimar su masa con un valor de densidad de la roca en cuestión, y se puede estimar una IBSD a partir de la caracterización del patrón de discontinuidades en la zona del volumen potencialmente inestable. Con la IBSD se obtiene el área inicial de los bloques (IA). Con la estimación de la energía potencial en el primer impacto más relevante, se estima la cantidad de nueva área generada (NA) con la relación empírica encontrada que se muestra en la figura siguiente. Como el área total será el área inicial más el área nueva (TA=IA+NA), ya dispondremos de la relación NA/TA, y se pueden utilizar las relaciones empíricas encontradas que relacionan la proporción NA/TA con los parámetros del modelo de fragmentación "b" y "Sr". Estos parámetros se utilizan en el modelo conjuntamente con al IBSD como datos de entrada y se obtiene la RBSD que produciría el volumen potencialmente inestable identificado en el caso de rotura y producir un desprendimiento.



Figura 10: Esquema de estimación de los parámetros "Sr" y "b" del modelo de fragmentación a partir de la proporción NA/TA que se obtiene de la IBSD y de la energía potencial en el primer impacto.

6. IMPLEMENTACIÓN EN UN SIMULADOR DE DESPRENDIMIENTOS: ROCKGIS

Como es evidente que el esquema anterior no es trivial ni de fácil aplicabilidad, y teniendo en cuenta que el modelo de fragmentación fractal propuesto solo trabaja con los estadios inicial y final (IBSD y BRSD) sin incorporar en ningún lugar la cinemática y la distribución espacial del fenómeno, es evidente que lo necesario es un simulador de propagación de desprendimiento con

un módulo activable de fragmentación basado en el modelo propuesto y las relaciones obtenidos. En este marco, Matas (2020) desarrolla el simulador RockGIS que implementa el modelo de fragmentación fractal y el esquema anterior, modificando los parámetros del modelo (Sr y b) en función de la energía de cada impacto que se calcula durante la propagación. Así, el código RockGIS es la herramienta más avanzada de la que disponemos para ajustar a la vez los puntos de parada (el alcance de un desprendimiento) y la distribución de bloques considerando o no la fragmentación, que conlleva relevantes efectos en las trayectorias y en las energías de impacto.



Figura 11: Resultados obtenidos con el simulador RockGIS en el desprendimiento de Gurp con fragmentación.

7. CONCLUSIONES

El presente trabajo muestra la aplicación del modelo de fragmentación fractal para desprendimientos en siete casos inventariados. Los resultados muestran que el modelo es capaz de reproducir muy bien las distribuciones de bloques medidas en los depósitos de los desprendimientos inventariados. El modelo presenta algunas mejoras respecto al presentado en 2017, de modo que ahora puede ajustar perfectamente el balance de masa y puede reproducir distribuciones de bloques siguiendo un esquema *"scale-variant"* que varía en función del orden de magnitud de los bloques. Los inventarios exhaustivos midiendo miles de bloques en depósitos, así como las ventajas de trabajar sobre modelos 3D obtenidos mediante el vuelo de dron y la reconstrucción fotogramétrica, han permitido una cantidad y calidad de información sin la cual no habría sido posible la calibración del modelo de fragmentación ni la obtención de las relaciones entre la energía potencial en el primer impacto, la nueva área generada y los parámetros del modelo. Esta información ha sido fundamental para la implementación del modelo de fragmentación en el simulador RockGIS, que es la herramienta más avanzada de la que disponemos para ajustar a la vez la cinemática de la propagación de desprendimientos (hasta donde llegan los bloques) combinada con la distribución de volúmenes de los bloques o fragmentos al poder reproducir la rotura de los bloques en los impactos.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio ha sido desarrollado en el marco del Proyecto de Investigación "Avances en el análisis cuantitativo del riesgo de caída de rocas (QRA) incorporando desarrollos en geomática (GeoRisk)" con referencia PID2019-103974RB-I00, financiado por MCIN/AEI/10.13039/501100 011033, Ministerio de Ciencia e Innovación (MCIN) y la Agencia Estatal de Investigación (AEI).

REFERENCIAS

- Agliardi F, Crosta G, Frattini P (2009) Integrating rockfall risk assessment and countermeasure design by 3D modelling techniques Nat. Hazards Earth Syst Sci 9:1059–1073. https://doi.org/10.5194/nhess -9-1059-2009
- Bakar MZ, Gertsch LS, Rostami J (2014) Evaluation of fragments from disc cutting of dry and saturated sandstone. Rock Mech Rock Eng 47:1891–1903
- Bowman ET, Take AW (2015) The runout of chalk cliff collapses in England and France—case studies and physical model experiments. Landslides 12(2):225–239. https://doi.org/10.1007/s1034 6-014-0472-2
- Corominas J, Matas G, Ruiz-Carulla R (2019) Quantitative analysis of risk from fragmental rockfalls. Landslides 16(1):5–21. https://doi.org/10.1007/s1034 6-018-1087-9
- Crosta GB, Frattini P, Fusi F (2007) Fragmentation in the Val Pola rock avalanche, Italian Alps. J Geophys Res 112:F01006
- Crosta GB, Agliardi F, Frattini P, Lari S, Lollino G (2015) Key issues in rock fall modeling, hazard and risk assessment for rockfall protection. Eng Geol Soc Territor 2:43–58. https://doi.org/10.1007/978-3-319-09057 -3_4
- Davies TR, McSaveney MJ, Hodgson KA (1999) A fragmentation spreading model for long-runout rock avalanches. Can Geotech J 36:1096–1110
- Dorren LKA (2003) A review of rockfall mechanics and modeling approaches. Prog Phys Geogr 27(1):69-87
- Elmouti MK, Poropat GV (2012) A method to estimate in situ block size distribution. Rock Mech Rock Eng 45(3):401–407
- Giacomini A, Buzzi O, Renard B, Giani GP (2009) Experimental studies on fragmentation of rock falls on impact with rock surfaces. Int J Rock Mech Min Sci 46:708–715
- Ruiz-Carulla R., J. Corominas, J A. Gili, G. Matas, N. Lantada, J. Moya, A. Prades, M.A. Núñez-Andrés, F. Buill and C. Puig (2020) Analysis of fragmentation of rock blocks from real-scale tests. Geosciences, 10 (8), 308, Special Issue "Rockfall Hazard(abrir en una ventana nueva)", https://doi.org/10.3390/geosciences10080308
- Gong QM, Zhao J, Jiao YY (2005) Numerical modeling of the effects of joint orientation on rock fragmentation by TBM cutters. Tunn Undergr Space Technol 20(2):183–191. https://doi. org/10.1016/j.tust.2004.08.006
- Kulatilake PSHW, Qiong W, Hudaverdi T, Kuzu C (2010) Mean particle size prediction in rock blast fragmentation using neural networks. Eng Geol 114:298–311. https://doi.org/10.1016/j.engge o.2010.05.008
- Locat P, Couture R, Leroueil S, Locat S (2006) Fragmentation energyin rock avalanches. Can Geotech J 851(20060135):830–851. https://doi.org/10.1139/T06-045
- Lu P, Latham JP (1999) Developments in the assessment of in situ block size distributions of rock masses. Rock Mech Rock Eng 32:29–49. https://doi.org/10.1007/s0060 30050 042
- Matas G. (2020) Modelling fragmentation in rockfalls. Tesis doctoral del programa de Ingeniería del Terreno. Dpto. de Ingeniería de Ingeniería Civil y Ambiental (Universitat Politècnica de Catalunya. UPC-BarcelonaTech).
- Okura Y, Kitahara H, Sammori T, Kawanami A (2000) The effects of rockfall volume on runout distance. Eng Geol 58(2):109–124
- Perfect E (1997) Fractal models for the fragmentation of rocks and soils: a review. Eng Geol 48:185–198
- Ruiz-Carulla, R. & Corominas, J. (2019). Analysis of Rockfalls by Means of a Fractal Fragmentation Model. Rock Mech Rock Eng https://doi.org/10.1007/s00603-019-01987-2
- Ruiz-Carulla R. (2018) Rockfall analysis: Failure, fragmentation and propagation characterization. Tesis doctoral del programa de Ingeniería del Terreno. Dpto. de Ingeniería de Ingeniería Civil y Ambiental (Universitat Politècnica de Catalunya. UPC-BarcelonaTech).
- Ruiz-Carulla R., Corominas J. and Mavrouli O. (2017) A fractal fragmentation model for rockfalls. Landslides doi:10.1007/s10346-016-0773-8 Full paper Editorial versión http://rdcu.be/mncX. Best Paper Award of Landslides 2017
- Ruiz-Carulla R, Corominas J, Mavrouli O (2015) A methodology to obtain the block size distribution of fragmental rockfall deposits. Landslides 12(4):815–825. https://doi.org/10.1007/s10346-015-0600-7
- Sanchidrián JA, Ouchterlony F, Segarra P, Moser P (2014) Size distribution functions for rock fragments. Int J Rock Mech Min Sci 71:381–394
- Wang Y, Tonon F (2010) Discrete element modelling of rock fragmentation upon impact in rock fall analysis. Rock Mech Rock Eng 44:23–35
- Zhao T, Crosta GB, Utili S, De Blasio FV (2017) Investigation of rock fragmentation during rockfalls and rock avalanches via 3-D discrete element analyses. J Geophys Res Earth Surf 122:678–695.

Е

MEDIDA DE PARÁMETROS CINEMÁTICOS DE BLOQUES ROCOSOS EN UN ENSAYO A ESCALA REAL

Albert Prades-Valls⁽¹⁾, Jordi Corominas⁽²⁾, Nieves Lantada⁽²⁾, Gerard Matas⁽²⁾ y María Amparo Núñez-Andrés⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Escuela Politécnica Superior de Edificación de Barcelona Universitat Politècnica de Catalunya alberto.prades.i@upc.edu, m.amparo.nunez@upc.edu

⁽²⁾ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universitat Politècnica de Catalunya jordi.corominas@upc.edu, nieves.lantada@upc.edu, gerard.matas@upc.edu

RESUMEN

La evaluación del riesgo y el diseño de medidas de protección frente a desprendimientos de rocas requieren la predicción de las posibles trayectorias de los bloques susceptibles de desprenderse, así como la velocidad y la energía de llegada a las zonas que se deban proteger. Considerar la fragmentación introduce desafíos adicionales al modelado, tales como la energía disipada durante la fragmentación y la distribución de la energía restante entre los nuevos fragmentos. Para aclarar algunos de estos puntos se realizó un experimento a escala real, en el que se observaron las trayectorias de 16 bloques y de los fragmentos generados tras el impacto, empleando tres cámaras de video de alta velocidad. Para determinar la posición espacial de los bloques, hemos desarrollado un programa que permite calcular las velocidades, los momentos lineales, las energías en el instante anterior y posterior al impacto y, finalmente, los coeficientes de restitución asociados al impacto.

1. INTRODUCCIÓN

La evaluación y gestión de los potenciales desprendimientos rocosos requieren, en primer lugar, la identificación de la fuente potencial de caída de rocas y, en segundo lugar, la predicción de las posibles trayectorias de los bloques rocosos durante la caída. Con el tiempo se han ido desarrollando una gran variedad de modelos numéricos que simulan la trayectoria de los bloques, las velocidades y las energías en cada punto de ésta y que, finalmente, sirven para determinar alturas de paso, energías de choque o las distancias máximas alcanzadas. Estos modelos suelen usar aproximaciones 2D o 2.5D, en las que los perfiles de pendiente requeridos para realizar el análisis 2D se obtienen a partir de modelos digitales de elevaciones utilizando algoritmos como la trayectoria siguiendo la pendiente máxima.

En la actualidad, los programas simulan trayectorias en el espacio tridimensional y la orografía suele estar representada por modelos digitales de elevaciones (MDE). Existen numerosos programas 3D, tanto comerciales: RAMMS (Leine et al. 2014), RockPro3D[©] o GeoRock3D[©] como de carácter científico: STONE (Guzzetti et al., 2002), HY-STONE (Crosta y Agliardi,

2004), Rockyfor3D (Dorren y Seijmonsbergen, 2003), Rockfall-Analyst (Lan et al., 2007) y RockGIS (Matas et al., 2020), entre otros. Muchos de estos, (Rockfall-Analyst y RockGIS, entre otros), asumen que un bloque rocoso en caída es una masa puntual de la cual se simula la velocidad después de las colisiones sin tener en cuenta las contribuciones debidas a la forma y al tamaño (enfoque de masa puntual). Sin embargo, otros programas, como RAMMS, permiten una descripción explícita de cuerpos poliédricos tridimensionales arbitrarios, incluyendo formas de roca naturales (enfoque de cuerpo rígido). En Dorren et al. (2003), Volkwein et al. (2011) y Li and Lan (2015) se realiza una amplia revisión de los avances con relación a los modelos más utilizados, sus supuestos y requisitos.

Con frecuencia, el bloque se rompe al impactar contra la superficie de la vertiente. Los fragmentos generados descienden por la pendiente rebotando, rodando, deslizándose y, en numerosas ocasiones, rompiéndose de nuevo, siguiendo distintas trayectorias hasta su completa parada. Por supuesto, el fenómeno de la fragmentación condiciona las trayectorias y las velocidades de impacto sobre los elementos sensibles (Giacomini et al., 2009; Corominas et al., 2012; Ruiz-Carulla et al., 2017, 2020). Se ha observado que la fragmentación puede aumentar sustancialmente el riesgo como consecuencia de la divergencia de las trayectorias de los fragmentos, hecho que amplía la extensión de la zona afectada (Sarro et al., 2014; Corominas et al., 2019). Por ello, algunos programas de simulación de caída de bloques han incorporado criterios que tienen en cuenta este fenómeno (Wang y Tonon, 2011; Zhao et al., 2017; Matas et al., 2017, 2020). Esta característica es fundamental para predecir nuevas trayectorias y energías involucradas, cuyo conocimiento es básico para el diseño más eficaz de las medidas de protección y para mejorar el análisis del riesgo.

La fragmentación es un fenómeno complejo y poco comprendido debido a la variedad de factores implicados. Algunos de ellos son intrínsecos a la naturaleza de la roca o masa rocosa en caída, como son la resistencia, la presencia de fisuras y las debilidades del bloque impactante en relación con la energía potencial asociada al impacto (Wang y Tonon, 2011; Haugh et al., 2016; Ye et al., 2019). Otros son debidos a las características de la superficie de impacto como puede ser su rigidez (De Blasio y Crosta, 2014; Uzi y Levy, 2018), la rugosidad o la presencia de vegetación. Y, finalmente, otros son debidos a la geometría y la cinemática, como: la velocidad de impacto, la tasa de carga, el ángulo de impacto y la geometría de la colisión, o el número de impactos sucesivos (Giacomini et al., 2009; Zhang 2000; Crosta et al., 2015; Ruiz-Carulla et al., 2020; Prades-Valls et al., 2022).

En la modelización de la caída de bloques, los parámetros de entrada más críticos son los asociados a la interacción de los bloques con el suelo: los coeficientes de restitución, que controlan el rebote de los bloques durante los sucesivos impactos (Asteriou et al., 2012; Buzzi et al., 2012); la irregularidad de la geometría de la pendiente y la microtopografía, que afectan a la variabilidad de las trayectorias (Crosta y Agliardi, 2004; Bourrier et al., 2021), y a la fiabilidad de las simulaciones (Lambert et al., 2013). La consideración de la fragmentación añade nuevos desafíos a la modelización, como: (i) criterio de rotura de bloques al impactar con el suelo; (ii) disipación de energía durante la fragmentación; (iii) distribución de la energía restante entre los nuevos fragmentos generados, y (iv) delineación de las trayectorias post-impacto de los fragmentos (Matas et al., 2017).

En este artículo se presentan los resultados de los experimentos de fragmentación de bloques a escala real. Se describen las características del lugar de ensayo, la metodología para la adquisición, registro y procesamiento de los datos y la interpretación de los resultados. Nuestro objetivo es: (i) mejorar la calidad y precisión del seguimiento de la trayectoria del bloque en caída; (ii) medir los parámetros cinemáticos del bloque; (iii) cuantificar el intercambio de energía durante el impacto; (iv) calcular los coeficientes de restitución, y (v) extraer parámetros cinemáticos de los fragmentos de roca resultantes.

Aunque el análisis de la fragmentación de rocas va más allá de este trabajo, presentamos un ejemplo de cómo se pueden procesar las imágenes de video para este tipo de análisis. Finalmente, hemos llevado a cabo el ejercicio de comparar los coeficientes de restitución y las energías de impacto de los bloques que fragmentan con los que no fragmentan.

2. DESCRIPCIÓN DEL EXPERIMENTO

En septiembre de 2017 se realizó una prueba experimental de caída de rocas a escala real en una cantera ubicada en el municipio de Vallirana, en la provincia de Barcelona. El lugar del experimento fue elegido porque ofrecía condiciones favorables para, por un lado, forzar la fragmentación de los bloques de prueba y, por otro, registrar algunos parámetros fundamentales del impacto. Se lanzaron veintiún bloques de piedra caliza con una densidad media de 2600 kg/m³. Los volúmenes, que oscilaban entre los 0.5 y los 2.3 m³, se dejaban caer desde una berma de unos 23.7 m de altura. Todos los bloques impactaron sobre una superficie rígida de discontinuidad bastante uniforme, ubicada aproximadamente a 8.5 m por debajo del punto de lanzamiento e inclinada 42.4°. El diseño aseguraba impactos lo suficientemente fuertes como para garantizar la fragmentación de los bloques en la mayoría de los casos. La configuración experimental se describe en Gili et al. (2022) y corresponde a la serie de pruebas #4, descrita por Matas et al. (2020) y Ruiz-Carulla et al. (2020). El presente trabajo se centra en la determinación de las características cinemáticas de los bloques en relación al primer impacto sobre la superficie de discontinuidad.

Los lanzamientos se grabaron con tres cámaras de video de alta velocidad SONY NEX-FS700R situadas lo suficientemente lejos de la zona de impacto para mantener al personal en lugar seguro. Para facilitar la visibilidad de los bloques en las imágenes, se les pintaron unos círculos máximos de diferentes colores (rojo, amarillo y verde) orientados a lo largo de tres ejes aproximadamente perpendiculares. De entre todos lo que se lanzaron se escogieron dieciséis bloques (Figura 1) para seguir las trayectorias durante su caída. El criterio de selección se basó en la calidad de las imágenes disponibles tomadas desde las tres cámaras, evitando aquellos videos que mostraban un exceso de polvo o aquellos cuyos fragmentos mayores en primer plano ocultaran los que tenían detrás.



Figura 1. Muestra de los 16 modelos de los bloques a escala seguidos en este trabajo. Se muestran los ejes principales de simetría de los bloques en tres colores (eje x-rojo, eje y-verde, eje z-azul). La cuadrícula tiene 1 m de lado.

Para construir el marco de referencia espacial se dispusieron un total de catorce dianas más quince marcas adicionales que fueron pintadas sobre las paredes y el suelo de la zona de lanzamiento y

depósito (Figura 2C). Las coordenadas de los centros de las dianas se midieron varias veces a lo largo del experimento con una estación total Leica modelo TM30 sin reflector. También se instalaron dos receptores GPS bifrecuencia Leica de la serie 530, que permitieron la transformación de coordenadas locales al sistema de referencia geodésico ETRS89.

Las cámaras se montaron apuntando hacia el punto de impacto para obtener tres vistas distintas del mismo lugar. Esta geometría permitirá *a posteriori* determinar las coordenadas tridimensionales de cualquier punto utilizando las imágenes de al menos dos de las cámaras. Aunque solo se requieren dos cámaras para construir el modelo tridimensional, en nuestro experimento utilizamos tres por dos razones: (i) reducir los errores de medición accidentales, especialmente en profundidad; (ii) poder calcular las coordenadas de posición con dos cámaras si la tercera fallase, aunque se dispondría de menos precisión. Las tres cámaras estaban separadas entre sí unos 50 o 60 m y a una distancia de entre 60 y 65 m del punto de impacto (Figura 2). A estas distancias, un disparador de infrarrojos convencional no alcanza para activar simultáneamente las tres cámaras. Para solucionarlo se instaló una lámpara de flash modelo NIKON SB-800, que era visible desde todas las cámaras, y se usaron los destellos lumínicos como señal de sincronismo. Durante cada lanzamiento se daban manualmente tres destellos del flash: uno al principio, otro hacia la mitad de la caída y, finalmente, un último destello cuando el bloque o los fragmentos se detenían.



Figura 2. Esquema de la zona del experimento. En A se muestra la superficie donde impactan los bloques. B es una toma cenital de la zona. En C se muestra la disposición de las cámaras, el equipo topográfico y el flash. Marcadas en rojo se muestran algunas de las dianas dispuestas sobre el terreno.

Como marco de referencia temporal se tomó el del reloj interno de la electrónica de las cámaras de video, que se consideró suficientemente estable y preciso. Las cámaras se configuraron para tomar 400 fotogramas por segundo, lo que implica un intervalo de 2.5 ms entre dos fotogramas consecutivos.

3. METODOLOGÍA DESARROLLADA

La metodología propuesta en este trabajo tiene como objetivo obtener los parámetros geométricos necesarios para la descripción del movimiento de bloques y fragmentos. Para extraer la posición espacial respecto del tiempo de los bloques y fragmentos, se ha implementado un programa en lenguaje C++, al que se han añadido la biblioteca OpenGL para el tratamiento gráfico de modelos numéricos y la biblioteca OpenCV para el tratamiento de las imágenes. El programa se compone de diferentes módulos encargados de ejecutar cada una de las fases del proceso: i) abrir y

visualizar los tres videos; ii) sincronizar las tomas; iii) introducir los datos de orientación interna de las cámaras (distancia focal, número de píxeles, tamaño de píxeles, etc.); iv) realizar la orientación externa (determinar la posición y orientación de las cámaras), y vi) adquirir coordenadas. En esta última fase el programa permite operar simultáneamente con los tres videos y calcular las coordenadas del terreno de un objeto, ya sea un bloque o un fragmento visible desde al menos dos de las cámaras; aunque para minimizar los errores de medición es preferible que sea visible desde las tres vistas.

3.1. Marco de referencia espacial

Una vez establecidas las coordenadas de las dianas como se ha comentado en la sección anterior, el paso siguiente consistió en referir las cámaras de video al marco de referencia topográfico. Eso significa estimar los centros de proyección de los sistemas ópticos de las cámaras y los ángulos de orientación con respecto al sistema de referencia que se ha montado. Se trata del proceso fotogramétrico conocido como orientación externa y representa la reconstrucción de la posición en el espacio de los haces de luz que generaron la imagen.

El error interno del sistema fotogramétrico se determinó midiendo las coordenadas imagen de las dianas y calculando sus correspondientes coordenadas terreno. Las coordenadas resultantes se restan de las medidas directamente por topografía para obtener los residuos. En el caso que nos ocupa, usando las tres cámaras, la precisión en el posicionado nos da un residuo de $\varepsilon = \pm 3$ cm. Si se usan únicamente dos cámaras los errores aumentan dependiendo de qué pareja de cámaras se escojan. En la mejor configuración, los errores son de aproximadamente $\varepsilon = \pm 5$ cm y en el peor de los casos ascienden a $\varepsilon = \pm 15$ cm.

A partir de aquí, se pueden calcular las tres coordenadas terreno de cualquier objeto cuyas coordenadas imagen puedan ser medidas en al menos dos fotogramas.

3.2. Seguimiento de los fragmentos

Cuando se produce la fragmentación del bloque, el programa que hemos desarrollado permite calcular la posición de los fragmentos partiendo de las medidas tomadas sobre las imágenes en distintos instantes. Medimos, siempre que sea posible, aquellos fragmentos que describen trayectorias parabólicas. Para nuestros propósitos, basta con tomar dos puntos suficientemente separados en el tiempo, porque minimiza la transmisión de los errores, y luego ajustar la trayectoria del fragmento con una parábola estimando la posición inicial y la velocidad inicial para la trayectoria entre los puntos medidos, ya que la aceleración coincide con la gravedad y por lo tanto es conocida. A partir de los valores medidos, interpolamos las posiciones intermedias entre estos dos instantes y, además, extrapolamos las posiciones para los instantes anteriores y posteriores. La extrapolación a instantes anteriores es muy importante en nuestro procedimiento porque no es posible obtener coordenadas de los fragmentos justo en el momento del impacto. En ese instante, la mayoría de los fragmentos aún no existen o están detrás, ocultos por otros fragmentos situados en primer plano. Por lo tanto, medimos unos instantes después del impacto cuando los fragmentos están lo suficientemente separados entre sí y perfectamente visibles. Luego ajustamos una parábola y usamos la extrapolación para calcular la posición y la velocidad en el instante cero del impacto. Así pues, este método permite determinar las velocidades de rebote de los fragmentos. Por otro lado, la extrapolación para instantes posteriores, especialmente para trayectorias parabólicas largas, se usa para seguir y corregir si fuese necesario la trayectoria calculada y reemplazarla por una más precisa.



Figura 3. Muestra de tres fotogramas tomados en el mismo instante con los vectores proyectados de las velocidades de distintos fragmentos del bloque #15.

El seguimiento de los fragmentos para obtener sus posiciones es un proceso lento debido al gran número de ellos, la presencia de polvo y las oclusiones de unos bloques por otros. En la práctica, con la resolución disponible solo se pueden rastrear los fragmentos más grandes (Figura 3).

3.3. Masa de los fragmentos

Después de cada lanzamiento, se tomaron entre 20 y 40 imágenes (Figura 4A) de los fragmentos dispersos por el suelo con una cámara montada en un dron. Con esas fotografías se reconstruyeron los respectivos modelos tridimensionales (Figura 4B) con el programa Agisoft Photoscan[©]. Posteriormente, con la ayuda del programa MeshLab (Cignoni et al., 2008), se extrajeron los modelos individuales de los fragmentos (Figura 4C) operación que nos permitió cuantificar sus volúmenes y masas (Figura 4D).



Figura 4. Del juego de fotografías tomadas después del impacto (A) se obtiene el modelo de la zona (B). Finalmente, se separan los modelos de cada fragmento para calcular sus volúmenes.

Una vez que la masa y la velocidad de cada fragmento están disponibles, se calculan las magnitudes derivadas.

Definimos el coeficiente de restitución para los bloques fragmentados, únicamente en el primer impacto, como la relación entre la suma de los momentos de los fragmentos un instante después del impacto y el momento del bloque un instante antes del impacto:

$$R = \frac{\sum_{k=1}^{N} m_k v_k}{m v_i} \tag{1}$$

De la misma manera, el balance de energías del impacto se puede calcular a partir de la energía de rebote de cada uno de fragmentos que se hayan medido. La energía disipada se expresa por:

$$E_d = E_i - E_r = \frac{1}{2}mv_i^2 - \sum_{k=1}^N \frac{1}{2}m_k v_k^2 - \frac{1}{2}m_r \tilde{v}^2$$
(2)

donde m y v_i son la masa y la velocidad del bloque en el instante del impacto, m_k y v_k son la masa y la velocidad del k-ésimo fragmento medido, respectivamente, m_r es la masa de los bloques no medidos y \tilde{v} es la velocidad mediana de los fragmentos medidos.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este apartado se presentan las velocidades y masas medidas de los bloques y de los fragmentos de la muestra escogida. Con estas magnitudes se calculan la energía cinética y el momento lineal en el instante anterior y posterior al impacto. A su vez, estos parámetros cinemáticos nos permiten calcular el coeficiente de restitución y el balance energético de los bloques fragmentados y se comparan con los obtenidos con los bloques que no fragmentan. Se muestra también, por una parte, la relación que se pueda establecer entre la energía de impacto y los coeficientes de restitución y, por otra, la relación de uno de los indicadores de fragmentación (el del fragmento de mayor volumen) y los coeficientes de restitución.

4.1. Comprobación de la precisión del método

En primer lugar, hemos puesto a prueba la precisión del procedimiento fotogramétrico. Como ejemplo, presentamos la medida de las posiciones en caída libre del fragmento # 1 del bloque 15 después del impacto contra la superficie de discontinuidad. Se hizo un seguimiento de la posición del fragmento cada 50 ms durante todo el vuelo, que duró un total de segundo y medio antes de que este impactara contra el suelo. Posteriormente, se ajustó una función parabólica a la coordenada Z respecto del tiempo. El valor de la aceleración de la gravedad nos sirve para chequear el cálculo completo, que abarca desde las medidas de la posición obtenidas por el sistema fotogramétrico hasta las medidas del tiempo que suministra el sistema de control electrónico. Como resultado del ajuste, además de la estimación de los parámetros, se obtienen los errores en su cálculo, resultando para este fragmento #1:

$$Z_{o} = 478.40 \pm 0.03 \text{ m}$$

 $v_{zo} = 1.82 \pm 0.08 \text{ m/s}$
 $g = 9.8 \pm 0.1 \text{ m/s}^{2}$

El valor de la gravedad (g) se obtiene a partir de las medidas fotogramétricas de la posición de un cuerpo en caída libre. Por otra parte, el error en la posición (Z), de ± 3 cm, obtenido por el ajuste coincide con la estimación que obtuvimos midiendo el error interno a partir de las coordenadas de las dianas. Del ajuste también obtenemos una estimación del error en la velocidad (v) y será el que se usará posteriormente para el cálculo de los errores en el cálculo de las energías cinéticas, los momentos lineales y los coeficientes de restitución.

4.2. Extracción de masas y velocidades

Los bloques impactaron contras la vertiente con velocidades en el rango entre los 10.0 y 13.3 m/s, siendo la velocidad media de 12.1 m/s. En general, los bloques mayores eran lanzados desde una altura ligeramente menor y los menores desde un poco más arriba. Esto explica la variabilidad observada en las velocidades de impacto. De los dieciséis bloques que se siguieron, cinco no se fragmentaron durante el primer impacto. De estos últimos, dos de ellos llegaron al final de la trayectoria completamente enteros (#4 y #11). Los otros tres se fragmentaron en impactos posteriores. En la Tabla 1 se presentan las masas de estos bloques (*m*), las componentes de las velocidades (v_{ix} , v_{iy} , v_{iz}) y el módulo (v_i) antes y (v_{rx} , v_{ry} , v_{rz}) y el módulo (v_r) después del primer impacto, las energías de impacto (E_i), de rebote (E_r), disipadas (E_d), y los coeficientes de restitución (R).

| # | m | $v_{ m ix}$ | ${oldsymbol {\mathcal V}}$ iy | $v_{ m iz}$ | v_i | $v_{ m rx}$ | $v_{ m ry}$ | $v_{ m rz}$ | v_r | R | E_i | E_r | E_d |
|----|--------|-------------|-------------------------------|-------------|-------|-------------|-------------|-------------|-------|------|-------|-------|-------|
| " | kg | m/s | m/s | m/s | m/s | m/s | m/s | m/s | m/s | | kJ | kJ | kJ |
| 4 | 1830.4 | 0.93 | -0.07 | -12.52 | 12.55 | -5.02 | 0.41 | -3.59 | 6.19 | 0.49 | 144.3 | 35.0 | 109.3 |
| 7 | 2275.0 | 0.47 | -0.28 | -12.06 | 12.07 | -3.38 | 0.23 | -2.45 | 4.18 | 0.35 | 165.8 | 19.9 | 145.9 |
| 11 | 4022.2 | 1.03 | -0.08 | -11.67 | 11.72 | -5.56 | 0.04 | -2.13 | 5.95 | 0.51 | 276.0 | 71.3 | 204.7 |
| 12 | 1684.8 | 1.02 | 0.01 | -12.84 | 12.88 | -5.29 | 2.00 | -1.21 | 5.78 | 0.45 | 139.8 | 28.2 | 111.6 |
| 14 | 4141.8 | -0.56 | 0.05 | -11.93 | 11.94 | -3.82 | 0.79 | -2.31 | 4.53 | 0.38 | 295.4 | 42.6 | 252.8 |

Tabla 1. Bloques que no fragmentaron durante el primer impacto. Masa de los bloques y las velocidades detalladas en el instante antes y después del impacto, coeficientes de restitución y energías de impacto, rebote y disipada.

Los once bloques restantes se fragmentaron durante el primer impacto y el tratamiento se torna más complicado. Para calcular el coeficiente de restitución (R) y el balance de energía se construyeron los modelos 3D de cada uno de los treinta y seis fragmentos generados. Sobre las imágenes de video se hizo un seguimiento de la trayectoria de cada uno de ellos desde el momento de su generación hasta que quedaba completamente parado.

Una vez se dispone de la masa y la velocidad de cada fragmento (Tabla 2), se pueden calcular las magnitudes derivadas. Para calcular el momento lineal de rebote se sumaron los momentos lineales de los fragmentos que se pudieron medir. Para no subestimar la aportación de los fragmentos no medidos, se hizo una estimación de su momento lineal. Por una parte, la masa se obtuvo restando la masa de los fragmentos medidos de la masa original del bloque. Esta diferencia (Tabla 2) oscila entre el 1.7 y el 25.6 % de la masa original. Por otra parte, a esa masa se le asignó la velocidad mediana de las velocidades de los fragmentos medidos. Se tomó la mediana porque es un estimador menos sensible a los valores atípicos que el valor medio. Entendemos que el error de considerar esta aproximación es mucho menor que no tenerlo en cuenta o, lo que sería equivalente, que asignarle una velocidad cero a esos fragmentos no medidos.

| Bl de | oque jus l impacto | sto antes | Fragmentos seguidos después del primer impacto | | | | | | | | | | Masa no seguida | | | | |
|----------|-----------------------|-----------------------|--|--------|---------------|--------|---------------------------|--------|-------------------------|--------|-------------------------|--------|---------------------------|--------|---------------|--------------|----------|
| # | m _i kg | v _i m/s | f_1 m(kg) v | /(m/s) | $f_2 m(kg) v$ | /(m/s) | f ₃ m(kg) v | /(m/s) | f ₄ m(kg) | v(m/s) | f ₅ m(kg) | v(m/s) | f ₆ m(kg) v | v(m/s) | m (n/s) kg | m (n/s) % | ữ m∕s |
| 3 | 3229.2 | 11.4 | 874.0 | 6.1 | 616.0 | 4.7 | 759.5 | 7.5 | 641.9 | 6.9 | 61.1 | 3.4 | | | 276.7 | 8.6 | 6.5 |
| 5 | 4089.8 | 10.0 | 1473.6 | 5.3 | 1180.6 | 3.1 | 1264.6 | 6.5 | 95.1 | 7.4 | | | | | 75.79 | 1.9 | 5.9 |
| 6 | 5657.6 | 10.2 | 2051.0 | 8.1 | 1157.3 | 4.1 | 904.9 | 3.9 | 353.3 | 4.6 | 135.1 | 7.0 | | | 1055.9 | 18.7 | 4.6 |
| 8 | 2243.1 | 12.3 | 1325.2 | 6.6 | 993.4 | 8.6 | | | | | | | | | -75.5 | 3.4 | 7.6 |
| 9 | 2215.2 | 12.6 | 1276.0 | 4.2 | 508.5 | 2.8 | 89.5 | 2.6 | | | | | | | 341.1 | 15.4 | 2.8 |
| 10 | 2137.2 | 13.3 | 1373.3 | 7.4 | 92.9 | 5.9 | 123.0 | 9.7 | | | | | | | 548.1 | 25.6 | 7.4 |
| 13 | 4654.0 | 11.2 | 4461.7 | 7.8 | 113.2 | 6.6 | | | | | | | | | 79.0 | 1.7 | 7.2 |
| 15 | 3429.4 | 12.7 | 1326.4 | 6.7 | 1303.4 | 9.2 | 103.0 | 15.0 | 92.5 | 6.3 | 70.4 | 7.8 | 71.3 | 8.0 | 462.3 | 13.5 | 7.9 |
| 16 | 1417.0 | 12.5 | 743.2 | 9.0 | 546.2 | 8.2 | | | | | | | | | 127.5 | 9.0 | 8.6 |
| 19 | 1482.0 | 12.9 | 1308.7 | 5.4 | 62.7 | 9.0 | | | | | | | | | 110.5 | 7.5 | 7.2 |
| 21 | 1274.0 | 12.6 | 1217.6 | 8.0 | 18.2 | 7.1 | | | | | | | | | 38.2 | 3.0 | 7.5 |

Tabla 2. Resultados de las mediciones de las velocidades de los bloques en el instante previo al impacto y las de los fragmentos rebotados después del impacto. Se presentan también las masas de los bloques y de los fragmentos extraídas a partir del cálculo de sus volúmenes.

En general, solo se pudieron seguir los fragmentos más grandes de entre todos los generados después del primer impacto. La suma de las masas de los fragmentos medidos representa entre el 81.3 y el 98.3 % de la masa del bloque original y son los que se llevan la mayor parte del momento y de la energía de rebote, por lo que despreciar los fragmentos más pequeños no es significativo, y consideramos que el seguimiento de los fragmentos más grandes es aceptable para el cálculo de los balances de energía. Es importante hacer notar que, aunque los fragmentos más pequeños se llevan una pequeña parte de la energía, en ocasiones, se detectan algunos que son despedidos a velocidades muy altas respecto del resto, con el consiguiente riesgo para los elementos expuestos.

4.3. Coeficientes de restitución respecto de la energía de impacto

Los coeficientes de restitución se calculan como la relación entre el momento incidente y el de rebote. En la Figura 5 se muestra la gráfica que contrasta estos coeficientes de restitución calculados con la energía de impacto.

Comparando los bloques que fragmentan y los que no, se observa que los primeros muestran una ligera tendencia a tener un coeficiente de restitución mayor, lo que debería confirmarse con el análisis de más casos. Para los bloques que no fragmentan los coeficientes de restitución cubren una amplia gama de valores, entre 0.35 y 0.51, lo cual sugiere que es un parámetro que no depende únicamente del sustrato sobre el que los bloques impacten.



Figura 5. Contraste de los coeficientes de restitución respecto de la energía de impacto. Las barras muestran el error estimado de cada una de las magnitudes.

En este ensayo, en particular, los bloques golpean la misma superficie de discontinuidad y casi con la misma velocidad de incidencia. Aun así, los coeficientes de restitución, tanto si el bloque se fragmenta o no, presentan una amplia gama de valores. Esto confirma las observaciones de otros investigadores en el sentido de que unos pocos parámetros cinemáticos no son suficientes para explicar esta dispersión de valores. El rebote de los bloques o fragmentos después del impacto depende de factores que aún no se han entendido completamente (Crosta et al., 2015).

4.4. Relación $V_{\text{máx}}/V_0$ respecto de los coeficientes de restitución

Existen muchas maneras de cuantificar el grado de fragmentación de un bloque rocoso. Algunos autores apuntan que el tamaño del fragmento más grande se puede usar como uno de esos descriptores (Bowman et al., 2014; Haug et al., 2016). Para cuantificar el grado de fragmentación, Ruiz-Carulla, Corominas et al. (2020) proponen que la fragmentación estará mejor caracterizada si, además del tamaño del fragmento mayor, se tuviera en cuenta la distribución de los tamaños de todos los fragmentos.

En la gráfica de la Figura 6 se representa la relación entre el cociente del volumen del fragmento

mayor respecto del volumen inicial $(V_{máx}/V_o)$ y el coeficiente de restitución. En ella se observan dos comportamientos relativamente distintos dependiendo de si el bloque fragmenta o no. Los bloques que no fragmentan o que lo hacen en poca medida tienden a tener coeficientes de restitución más pequeños en comparación con los bloques que producen muchos fragmentos, pero pequeños. Vemos a grandes rasgos que es una tendencia y que, sin embargo, los bloques #9 y #13 no la siguen. Este comportamiento sugiere que la fragmentación restringe la disipación de energía durante el impacto porque los fragmentos rebotados se llevan, en forma de energía cinética, buena parte de la energía del impacto.



Figura 6. Contraste entre el cociente del volumen del fragmento mayor $(V_{\text{máx}})$ respecto del volumen inicial V_o (durante el primer impacto) y el coeficiente de restitución. Las barras de error representan el error propagado de los provenientes de las medidas en la posición y en los volúmenes.

5. CONCLUSIONES

En este experimento a escala real se ha realizado el seguimiento de un total de dieciséis bloques lanzados y de los fragmentos mayores generados tras su impacto con el terreno. Dada la novedad del procedimiento planteado ha sido necesario implementar un programa que nos permite rastrear fragmentos de roca, y determinar su posición espacial y velocidad de traslación. Para estos fragmentos, no es posible construir su modelo tridimensional, por lo que solo los fragmentos mayores a 0.02 m³ pudieron ser seguidos. A pesar de esta limitación, la masa de los fragmentos seguidos representa entre el 81.3 y el 98.1 % de la masa del bloque inicial, con la excepción de uno de los bloques. Esto hace posible calcular los coeficientes de restitución y el balance energético de los bloques fragmentados.

Nuestra metodología permite la determinación de las trayectorias tridimensionales de los fragmentos así como las velocidades en cada punto, de especial interés en los instantes antes y después del primer impacto para calcular balances de energía y coeficientes de restitución. El seguimiento de los fragmentos nos ha permitido observar algunos aspectos menos conocidos como el hecho de que los fragmentos reboten con diferentes velocidades y que estas son significativamente superiores a las de los bloques que no rompen.

No ha sido posible definir un umbral energético que prediga si un bloque se fragmentará o no, lo que confirma los resultados de las pruebas realizado por otros grupos de investigación.

Los coeficientes de restitución obtenidos muestran un alto grado de solapamiento aunque se detecta una tendencia a que sean mayores para los bloques que rompen. La discriminación entre poblaciones mejora al utilizar la relación entre $V_{máx}/V_o$, que parece ser un buen descriptor del proceso de fragmentación. A pesar de que las condiciones de liberación de los bloques son muy similares, que estos golpean en la misma superficie de discontinuidad con solo pequeñas variaciones en las velocidades de incidencia, energías cinéticas de impacto y ángulos, los coeficientes de restitución obtenidos presentan una amplia gama de valores, tanto para los bloques que se rompen como para los que no. Este confirma observaciones previas sobre que algunos parámetros cinemáticos no son suficientes para determinar los valores del coeficiente de restitución.

6. AGRADECIMIENTOS

Este estudio ha sido desarrollado en el marco del Proyecto de Investigación "Caracterización y modelado de desprendimientos de rocas" con el acrónimo RockModels, financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad de España, y cofinanciado por la Agencia Estatal de Investigación (AEI) y el Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER) sobre el marco del Plan Estatal de Investigación Científico-Técnica e Innovación con código de referencia BIA2016-75668-P (AEI/FEDER,UE) y el proyecto de investigación "Avances en el análisis cuantitativo del riesgo de caída de rocas (QRA) incorporando desarrollos en geomática (GeoRisk)" con referencia PID2019-103974RB-I00, financiado por MCIN/AEI/10.13039/501100 011033, Ministerio de Ciencia e Innovación (MCIN) y la Agencia Estatal de Investigación (AEI).

7. **REFERENCIAS**

- Asteriou, P., Saroglou, H. and Tsiambaos, G. (2012). Geotechnical and kinematic parameters affecting the coefficients of restitution for rock fall analysis. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Volume 54, Pages 103-113.
- Bourrier, F., Toe, D., Garcia, B., Baroth, J. and Lambert, S. (2021). Experimental investigations on complex block propagation for the assessment of propagation models quality. Landslides, 18:639-654.
- Bowman, E.T., Andrew Take W. (2014). The runout of chalk cliff collapses in England and France—case studies and physical model experiments. Landslides 12(2):225-239.
- Buzzi, O., Giacomini, A. and Spadari, M. (2012). Laboratory Investigation on High Values of Restitution Coefficients. Rock Mechanics and Rock Engineering 45(1):35-43.
- Cignoni, P., Callieri, M., Corsini, M., et al. (2008). MeshLab: An open-source mesh processing tool. In: 6th Eurographics Italian Chapter Conference 2008 Proceedings.
- Corominas, J., Mavrouli, O., Santana, D. and Moya J. (2012). Simplified approach for obtaining the block volume distribution of fragmental rockfalls. In: Eberhardt E, Froese C, Turner AK, Leroueil S (eds) Landslides and engineered slopes, 2, pp. 1159–1164.
- Corominas, J., Matas, G. and Ruiz-Carulla, R. (2019). Quantitative analysis of risk from fragmental rockfalls. Landslides 16, 5–21.
- Crosta, G.B., Agliardi, F., (2004). Parametric evaluation of 3D dispersion of rockfall trajectories. Natural Hazards and Earth System Sciences, 4: 583-598.
- Crosta, G.B., Agliardi, F., Frattini, P., Lari, S. (2015). Key Issues in Rock Fall Modeling, Hazard and Risk Assessment for Rockfall Protection. G. Lollino et al. (eds.), Engineering Geology for Society and Territory Volume 2, Springer International Publishing
- De Blasio, F.V. and Crosta, G.B. (2014). Simple physical model for the fragmentation of rock avalanches. Acta Mech. 225(1):243–252.
- Dorren, L.K.A. and Seijmonsbergen, A.C. (2003). Comparison of three GIS-based models for predicting rockfall runout zones at a regional scale. Geomorphology 56(1):49-64.
- Giacomini, A., Buzzi, O., Renard, B., Giani, G. (2009). Experimental studies on fragmentation of rock falls on impact with rock surfaces. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 46:708-715.

- Gili, J.A., Ruiz-Carulla R., Matas, G., Moya, J., Prades, A., Corominas, J., Lantada, N., Núñez-Andrés, M.A, Buill, F., Puig, C., Martínez-Bofill, J., Saló, Ll., Mavrouli, O. (2022). Rockfalls: analysis of the block fragmentation through field experiments. Landslides.
- Guzzetti, F., Crosta, G., Detti, R., and Agliardi, F. (2002). STONE: a computer program for the three dimensional simulation of rock-falls, Comput. Geosci., 28, 1079–1093.
- Haug, Ø. T., M. Rosenau, K. Leever, Oncken, O. (2016). On the energy budgets of fragmenting rockfalls and rockslides: Insights from experiments, J. Geophys. Res. Earth, 121, 1310–1327.
- Lambert, S., Bourrier, F., Toe, D. (2013). Improving three-dimensional rockfall trajectory simulation codes for assessing the efficiency of protective embankments. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 60:26–36.
- Lan, H., Martin, D., and Lim, C. (2007). RockFall analyst: A GIS extension for three-dimensional and spatially distributed rockfall hazard modeling, Comput. Geosci., 33, 262–279.
- Leine R.I., Schweizer A., Christen M., Glover J., Bartelt, P.and Gerber W. (2014). Simulation of rockfall trajectories with consideration of rock shape. Multibody Syst. Dyn. 32, 241–271.
- Li, L. and Lan, H. (2015). Probabilistic modeling of rockfall trajectories: a review. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 1: 1-14.
- Matas, G., Lantada, N., Corominas, J., Gili, J.A., Ruiz-Carulla, R., Prades A. (2017). RockGIS: A GIS-based model for the analysis of fragmentation in rockfalls. Landslides 14(5), 1565-1578.
- Matas, G., Lantada, N., Corominas, J., Gili, J.A., Ruiz-Carulla, R., Prades, A. (2020). Simulation of full-scale rockfall tests with a fragmentation model. Geosciences, 10 (5), 168, Special Issue "Rock Fall Hazard and Risk Assessment".
- Prades-Valls, A., Corominas, J., Lantada, N., Matas, G., Núñez-Andrés, M.A., (2022). Capturing rockfall kinematic and fragmentation parameters using high-speed camera system. Engineering Geology.
- Ruiz-Carulla, R., Corominas, J. and Mavrouli, O. (2017). A fractal fragmentation model for rockfalls. Landslides.
- Ruiz-Carulla, R., J. Corominas, J. A. Gili, G. Matas, N. Lantada, J. Moya, A. Prades, M.A. Núñez-Andrés, F. Buill and C. Puig, (2020). Analysis of fragmentation of rock blocks from real-scale tests. Geosciences, 10 (8), 308, Special Issue "Rockfall Hazard".
- Sarro, R., Mateos, R.M., García-Moreno, I., Herrera, G., Reichenbach, P., Laín L. and Paredes, C. (2014). The Son Poc rockfall (Mallorca, Spain) on the 6th of March 2013: 3D simulation. Landslides 11:493–503.
- Uzi, A. and Levy, A. (2018). Energy absorption by the particle and the surface during impact, Wear, 404-405, 92–110.
- Volkwein, A., Schellenberg, K., Labiouse V. (2011). Rockfall characterization and structural protection—a review. Nat Hazards Earth Syst Sci 11:2617–2651.
- Wang, Y., Tonon, F. (2011). Discrete element modeling of rock fragmentation upon impact in rock fall analysis. Rock Mech. Rock Eng. 44:23–35.
- Ye, Y., Zeng, Y., Thoeni, K., Giacomini, A. (2019). An Experimental and Theoretical Study of the Normal Coefficient of Restitution for Marble Spheres. Rock Mechanics and Rock Engineering, 52:1705–1722.
- Zhang, Z. (2000). A flexible new technique for camera calibration. IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence, Vo. 22 (11): 1330 1334.
- Zhao, T., Crosta, G.B., Utili, S. and De Blasio, F.V. (2017). Investigation of rock fragmentation during rockfalls and rock avalanches via 3D discrete element analyses. J. Geoph. Res. Earth Surf., 122, 678–695.

OBRAS DE EMERGENCIA POR LOS DESPRENDIMIENTOS OCURRIDOS EN LA LÍNEA 700 INTERMODAL ABANDO INDALECIO PRIETO – CASETAS. ESTABILIZACIÓN Y ACONDICIONAMIENTO DE LA LADERA ESTE. COMUNIDAD AUTONOMA LA RIOJA. ESPAÑA

HERNANDEZ RUIZ. Jorge⁽¹⁾, GRECO FLORES. Marcelo⁽²⁾ y ROMANA. Manuel⁽³⁾

⁽¹⁾ ADIF – Gerente de Área de Infraestructura Norte Subdirección de Operaciones RC Norte jhernandezruiz@adif.es

> ⁽²⁾ Paramassi Ibérica SL - Gerente mgf@paramassi.es

⁽³⁾ Profesor Titular del Departamento de Ingeniería Civil – Transporte y Territorio Escuela de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos Universidad Politécnica de Madrid manuel.romana@upm.es

RESUMEN

En la Línea ferroviaria "Intermodal Abando Indalecio Prieto – Casetas" existe un trayecto, entre los PP.KK. 52+500 y 52+700, en los que han tenido lugar una serie de desprendimientos rocosos, y en los que se detectó un riesgo mayor de caída de bloques. Este es un buen ejemplo de cómo un desprendimiento rocoso, que pone en peligro la seguridad en una línea de ferrocarril, evoluciona a un problema de estabilidad de ladera, y como la cooperación pública y privada logra resolver eficientemente a través del desarrollo de nuevas técnicas, diferentes tecnologías y de la experiencia en obras similares de infraestructura ferroviaria, y que servirán para extender su uso a otros ámbitos territoriales asegurando laderas de tipología similar que conllevarán mayor seguridad del tráfico ferroviario.

1. INTRODUCCIÓN

Este tramo de vía en cuya margen se actúa está gestionado por ADIF. Es de vía única, de ancho ibérico, está electrificado y une Bilbao con Zaragoza. A su paso por Alcanadre, La Rioja, discurre encajado entre la margen derecha del río Ebro y uno de los cantiles más imponentes de la región, las Picas de Aradón. Este enclave es además el reducto de una importante colonia de buitres, lo que da idea de lo escarpado de la zona, dada la preferencia de estas aves para su anidación por los lugares abruptos.

En este tramo son frecuentes los desprendimientos de yesos tabulares por la erosión provocada por una combinación de la pluviometría, los ciclos hielo-deshielo y la meteorización del paquete de yesos, aprovechando la verticalidad del farallón. Estos bloques caen sobre niveles más deleznables de las arcillas infrayacentes. La vía está en la parte inferior de estas arcillas, cerca del curso actual del río Ebro. En esta ocasión tuvo lugar un desprendimiento de volumen apreciable, que se depositó por encima de la vía. Para evitar una mayor afección por una eventual movilización de los bloques caídos, se decidió actuar para retirarlos, y reducir además los riesgos de futuros eventos, abordando la demolición controlada de otras masas rocosas del macizo que presentaban un claro riesgo de caída. Iniciado este proceso, se produjeron dos deslizamientos consecutivos en la ladera, afectando a los caminos y a las protecciones de la vía. Esta situación de urgencia motivó una nueva actuación de estabilización de dos masas de suelo, además del tratamiento del macizo rocoso.

2. GEOLOGÍA

A lo largo del Terciario, al acercarse las placas ibérica y europea, se formó en esta área una cuenca de antepaís denominada Depresión del Ebro. La estructuración de las cadenas pirenaica e ibérica, y el cierre de la cuenca con aportes fluvio-lacustres en un sistema endorreico de relativa estabilidad estructural, determina, a grandes rasgos, la secuencia sedimentaria detrítico-evaporítica.

Los materiales de la región datan del Mioceno inferior, del Arveniense-Ageniense, estructuralmente dentro del conocido como Dominio del Ebro. Están afectados por el empuje por el norte de las láminas cabalgantes pirenaicas y por el sur los de la cadena Ibérica. Durante el Mioceno inferior estos empujes dieron lugar al plegamiento de la cuenca navarro-riojana, como resultado de la etapa principal de compresión pirenaica. Se desarrollaron extensos pliegues de dirección general NO-SE, que compartimentaron la cuenca en diferentes dominios sedimentarios, aunque también se pueden encontrar procesos halocinéticos, es decir, de movimiento y migración de las sales, que han sido responsables de la geometría y disposición de algunas de las estructuras observadas.

Estos materiales están compuestos por formaciones aluviales y lacustres continentales depositadas desde el Eoceno medio hasta el Mioceno superior, con una gran potencia total. Los materiales aluviales son depósitos procedentes de sistemas aluviales o fluviales que se extienden hacia la parte más interna de la cuenca. Las facies lacustres son principalmente evaporíticas, y se sitúan en la parte central de la cuenca, pero también tienen desarrollo los términos lacustres carbonatados, especialmente durante el Mioceno Medio y Superior. La posición de estos depósitos en la cuenca es muy variable, reflejo de una paleogeografía muy cambiante en el tiempo.

En la zona de actuación se encuentra una de estas unidades evaporíticas, denominada Yesos de Lerín, que incluye entre otras formaciones los Yesos de los Arcos y la Facies Allo. Son las formaciones en las que se ha trabajado. Esta unidad está constituida por yeso secundario, anhidrita y halita, con niveles intercalados de carbonatos y glauberita, como se pueden encontrar en el vecino yacimiento de Alcanadre, en los Yesos de los Arcos, y por tramos arcillosos con niveles de areniscas o carbonatos.

Litoestratigráficamente se denominan usualmente como Facies Allo a los depósitos terrígenos de carácter aluvial desarrollado en el Dominio meridional de la cuenca navarro-riojana entre los Yesos de Sesma y los Yesos de Los Arcos. Litológicamente constituye una serie arcillosa, en la que alternan las tonalidades rojizas y ocres, en bancos de gran potencia, que incluye intercalaciones relativamente finas de areniscas en capas tabulares de pequeña potencia, con tamaños de grano fino a muy fino. Exhiben abundantes estructuras sedimentarias y carbonatos poco frecuentes, distinguiéndose niveles centimétricos de dolomías laminadas con moldes de cristales lenticulares de yesos que se asocian normalmente a los términos sulfatados.

Suprayacente al nivel anterior y en un contacto neto, como se puede ver en el afloramiento observado, existe un conjunto yesífero, con intercalaciones de materiales lutíticos y dolomías laminadas. Incluye materiales solubles, halita y glauberita, alternando con anhidritas. Este potente paquete, denominado *Yesos de Los Arcos*, tiene una potencia media de unos 150 m, de los que en este emplazamiento sólo se aprecia el tramo inferior, que se atribuye al Ageniense.

Desde finales del Mioceno, y hasta hoy, la cuenca pierde su carácter endorreico y se abre al Mediterráneo, comenzando un vaciado erosional importante, con un encajamiento de la red de drenaje y el desarrollo de depósitos cuaternarios. Esto puede verse en el tramo del río Ebro junto a la zona de trabajos.

3. DESCRIPCIÓN DE LA LADERA, GEOMORFOLOGÍA Y GEOTECNIA.

La historia geológica descrita en el punto anterior ha determinado el perfil geomorfológico que se presenta en la ladera. En su parte superior presenta un escarpe cuasi vertical de unos 50 m de altura, en los Yesos de Los Arcos, y, en la parte inferior, ya en la Facies Allo, una ladera de inclinación apreciable, pero mucho menor que la de los yesos, que desciende hacia el cauce del río Ebro. Entre el tramo final de esta ladera y el cauce del río discurre la vía del ferrocarril.

Sobre la ladera inclinada existe una capa de derrubio que combina fragmentos de roca procedentes de la degradación del escarpe de yesos con material arcilloso y tierra vegetal. Los niveles de yesos tienen una estratificación prácticamente horizontal, aunque ligeramente afectados por las estructuras regionales, que les dan una cierta inclinación hacia el SO y unas discontinuidades relacionadas con los pliegues amplios de la zona y la alteración de los yesos. Se produce así la formación de escamas paralelas al escarpe, que, combinadas con la alteración de la estabilidad del pie de las mismas en los materiales terrígenos, provoca zonas de contrapendiente en la pared, y la consecuente caída de masas superiores. Esta situación va progresando con la caída de materiales sobre la ladera inclinada, que termina deslizando sobre el cauce del río Ebro, que es el elemento acelerador de la erosión y transporte del material, erigiéndose como el principal motor de la demolición del macizo Terciario hacia el Sur. Es en este marco donde se encuentra el ferrocarril.

La vía ha sufrido históricamente afecciones por desprendimientos, por lo que este tramo tiene un conjunto de gaviones a modo de barrera de protección. En mayo de 2020 se produjo un desprendimiento de una de estas escamas de yeso al pie del escarpe vertical. Por ello se decidió actuar eliminando el material desprendido, y también lo que se preveía que podría caer en un plazo breve. En octubre de 2020, durante estas labores iniciales de fragmentación pirotécnica y transporte, se produjeron dos deslizamientos en los depósitos de ladera. En el ocurrido en la parte oeste de la zona, donde los rellenos superficiales presentan un espesor no muy elevado (entre 1,00 y 1,50 m), esto ocasionó la deformación de la parte inferior de la ladera, afectando a un tramo del muro de gaviones existente. El volumen total de material era grande, pero no presentaba fragmentos de grandes dimensiones.

Poco después, en noviembre de 2020, se produce un nuevo deslizamiento en las zonas este y central del tramo, en una zona en la que los depósitos existentes presentan espesores mucho mayores que la anterior, con potencias estimadas entre 3 y 5 m. En esta ocasión el volumen desplazado fue importante, invadiendo el camino de servicio, y se compone de grandes bloques de rocas de yeso con una matriz arcillosa pardo-rojiza.

Los deslizamientos provocaron una situación de urgencia, ya que la circulación por la vía podría verse afectada en muy pocos días. Esta situación motivó una nueva actuación de estabilización de dos masas de suelo, además de la estabilización del macizo rocoso inicial, que era el objetivo original de la actuación.

Los trabajos se realizaron en una masa inestable, y bajo criterios de urgencia. En consecuencia, no fue posible realizar una campaña de reconocimientos con sus correspondientes ensayos de caracterización. Por ello se estimaron valores de resistencia en términos de cohesión y rozamiento conservadores, basados en la situación actual de los taludes que se aprecian en estas formaciones.

En campo se observó que en la parte este de la actuación, los rellenos de ladera presentan un ángulo de reposo de unos 30°, mientras que los taludes en la unidad superior son verticales y de gran altura, y en los de la unidad inferior de arcillas con intercalaciones, se ha apreciado una inclinación normal de 40°, con un mínimo de 37° (cota b =1,327), y 25 m de altura. Se estimo una densidad in situ de 1,8 t/m³.

La evaluación de las propiedades resistentes de unidades con intercalaciones no es sencilla, ya que las intercalaciones son en la práctica refuerzos que dan mayor estabilidad a los taludes y laderas. En este caso, se optó por elegir valores razonables y compatibles con la naturaleza de los materiales para el ángulo de rozamiento, deduciendo la cohesión eficaz en masa de cálculos de estabilidad simplificados, empleando los ábacos de Janbu de 1968. Estos ábacos, de uso frecuente, fueron elaborados con márgenes de seguridad. Una publicación accesible en la que se recogen los ábacos es el Manual EM 1110-2-1902, del U.S. Army Corps of Engineers, de octubre de 2003, titulado "SLOPE STABILITY". En el que se dice textualmente que "los ábacos de estabilidad de taludes proporcionan un medio rápido para el análisis de estabilidad. Pueden emplearse para estudios preliminares, para comprobar otros cálculos o para un análisis detallado. Son particularmente útiles para analizar distintas posibilidades, por su rapidez de respuesta. La precisión de los cálculos realizados está determinada por la precisión de la determinación de los parámetros".

Se han elaborado análisis inversos, partiendo de unos valores de coeficiente de seguridad inferiores a 1,5 en las arcillas. En el piedemonte se ha estimado un ángulo de reposo de 30°, con cohesión nula.

Las propiedades que se han podido deducir pueden ser para los depósitos de ladera, un ángulo de reposo de unos 30° con una cohesión nula o muy baja, los Yesos de Los Arcos, presentan un ángulo de reposo de unos 90° así como un $\phi \approx 35^\circ$ y una cohesión de 50 MPa, por últimos las arcillas con intercalaciones presentan un ángulo de reposo de 35°, un $\phi \approx 25^\circ$ y una cohesión de 10 MPa.



Foto 1: Vista aérea de los deslizamientos.
4. CONDICIONANTES. TRÁFICO FERROVIARIO.

La línea 700 intermodal Abando Indalecio Prieto – Casetas, gestionada por ADIF, discurre en este tramo entre Logroño y Zaragoza sensiblemente paralela al cauce del Ebro, aprovechando así una topografía natural con una pendiente adecuada para un trazado de ferrocarril. La línea, que está electrificada, cuenta en la zona con una vía única, de ancho ibérico y sobre balasto.

Tras los primeros desprendimientos, el Gestor se vio obligado a limitar la velocidad de paso en el tramo afectado. Durante los trabajos se realizaron cortes puntuales y en horario nocturno, no viéndose afectado el uso de la vía de manera importante en el tiempo que duraron los trabajos.

Esta condición de coordinación de los trabajos con el uso eficiente y seguro de la infraestructura, considerando las circunstancias de urgencia, determinó las soluciones adoptadas.

5. PLANTEAMIENTO GENERAL DE LA SOLUCIÓN.

Tras los primeros desprendimientos se localizó un volumen rocoso de grandes dimensiones (40 m de altura por 60 m de longitud, con un espesor medio de 5 m) situado en los niveles yesíferos de la parte superior de la ladera.

Dicha masa rocosa quedaba definida por un conjunto de discontinuidades subparalelas al talud, las cuales se presentaban con aperturas importantes que individualizaban este gran bloque del macizo existente. El pie de dicha masa rocosa se constituía por el conjunto arcilloso descrito, poco competente y fácilmente erosionable. Estas circunstancias determinaban un elevado riesgo de desprendimiento de dicha masa rocosa, con una elevada posibilidad de deslizamiento por la ladera y que por ende podría llegar a afectar a la infraestructura ferroviaria.

De este modo, la infraestructura que se encuentra entre los PP.KK. 52+600 y 52+660 presentaba un elevado riesgo, debido a los siguientes condicionantes:

- Gran volumen de masa rocosa inestable, con presencia de elevada fracturación, con discontinuidades verticales de gran abertura en sus límites, y por la altura y cercanía a la vía, con riesgo inminente de descalce y movilización hacia el pie del talud.
- Incompetencia del material arcilloso sobre el que se apoya el farallón inestable, cuyos procesos de acarcavamiento y deslizamiento localizado produce el descalce de los niveles superiores en períodos de fuertes precipitaciones.
- Elevada pendiente del talud bajo los niveles de yesos, sin capacidad de retención del material desprendido.
- Escasez de masa vegetal de gran porte en la ladera, sin posibilidad de retención o reducción de la energía del material desprendido de forma natural.

Tras el desprendimiento del mes de mayo, y la inspección de técnicos de ADIF e INECO, se convoca a Paramassi Ibérica, S.L. para estudiar la posibilidad de aplicar el sistema de fragmentación de rocas con material pirotécnico P2 tipo Demorock en la zona ya colapsada (Zona 0) y demás sectores con estabilidad precaria.

Por las características del tipo de roca y volúmenes a fragmentar y retirar, se propone aplicar este procedimiento de demolición sólo en la zona del material desprendido y con la asistencia de maquinaria para apoyo al sistema de fragmentación.

En la zona central (Zona 1, dividida en tres subzonas, denominadas 1.1, 1.2 y 1.3), se estimó inicialmente un volumen superior a los 6.000 m³, demasiado elevado para demolerlo con el sistema Demorock de manera eficiente. Se propusieron diferentes alternativas de protección ante un posible colapso, y se determinó como opción más conveniente la retirada de este volumen con técnicas de voladura controlada por medio de Goma 2. Finalmente se detectó una tercera zona sensible y con riesgo de caída (Zona 2), y se determinó actuar también en ella.

Como actividades complementarias se plantearon. la necesidad de acondicionar nuevos accesos, la ejecución de bermas, la prolongación del muro de gaviones existente y la instalación de una posible barrera dinámica, como protección adicional frente a desprendimientos de menor envergadura.



Foto 2: Localización de las zonas de fragmentación y voladura.

Inicialmente y con estas premisas, las actividades planteadas fueron:

- Uso de dron: Para la inspección del talud con dron, de forma que fuera posible determinar el alcance de la actuación y tomar mediciones que permitan dimensionar la operación con explosivos.
- Maquinaria: Adecuación de accesos y zonas de trabajo. Excavación y limpieza en trasdós del muro de gaviones existente. Formación de bermas que permitieran contener pequeños desprendimientos.
- *Demorock*: Trabajos de fragmentación del material desprendido en la Zona 0 con sistema pirotécnico tipo P2. Retirada del material a zonas externas estables.
- Voladura controlada: Demolición de las masas rocosas existentes en las Zonas 1 y 2 mediante uso de explosivos para trabajos en altura combinado con técnicas de escalada.
- Saneo: Trabajos de saneo manual y mecánico combinado con fragmentación localizada por medio de sistema pirotécnico *Demorock*, eliminando posibles masas rocosas aisladas e inestables tras la demolición con voladura de la masa rocosa principal.
- Maquinaria: Gestión de tierras para reacondicionar accesos, retirar material procedente de la voladura, limpieza y mantenimiento de cuenco en el trasdós del muro.
- Muro de gaviones: Reparación del muro existente que ha sufrido daños por impactos y

construcción de un nuevo muro, con igual geometría que el actual.

- Instalaciones ferroviarias: Protección y sustitución de instalaciones ferroviarias en el caso de afección por los trabajos de estabilización y limpieza del talud (catenaria, vía, seguridad, comunicaciones, etc.).
- Posibles barreras dinámicas: Según fuere la evaluación del riesgo final en que quedase la infraestructura, se valorarían posibles actuaciones complementarias para reducirlo y evitar futuras afecciones a la circulación ferroviaria.
- Integración ambiental: Tratamiento de la superficie afectada por el movimiento de tierras.

6. CAMBIO DE SOLUCIONES INICIALES POR SUCESIVOS DESLIZAMIENTOS EN LA LADERA

En el mes de octubre de 2020 tuvo lugar un deslizamiento del relleno cuaternario dispuesto en la parte baja de la ladera, en la zona oeste del ámbito de trabajo, deformando el muro de gaviones situado en la parte inferior. En noviembre de 2020 acaeció un segundo deslizamiento, este de mayor entidad, movilizando una gran cantidad de material, desapareciendo los caminos de acceso hacia la parte alta de la ladera e invadiendo la vía de servicio del ferrocarril. Esta situación provocó la paralización de los trabajos en altura debido a la dificultad de acceso y para planificar las nuevas actuaciones a realizar.



Foto 3: Localización de los deslizamientos en la restitución fotogramétrica y topográfica superpuestas.

Los deslizamientos constituían un riesgo para la propia vía, y los movimientos de masas, aunque temporalmente detenidos, no podían considerarse como definitivamente estabilizados. Por esto se concluyó que era preciso realizar un estudio especializado de la zona para dar una solución a la estabilización global de la ladera.

La solución planteada viene condicionada por dos aspectos importantes, por un lado, el gran volumen de material movilizado y por otro el reducido espacio existente.

A partir de estos aspectos se plantea el acondicionamiento de la ladera mediante la ejecución de taludes relativamente tendidos y bermas intermedias que den una estabilidad a la misma. El

reducido espacio mencionado implica la necesidad de realizar un muro en el pie. A partir de este punto se plantea la ejecución de un muro de escollera que de peso y estabilidad al pie y proporcione además el espacio necesario para el mantenimiento de la vía de servicio.

El muro de escollera se diseñó para ir desde el deslizamiento oeste hasta el final del deslizamiento este, y se puede dividir conceptualmente en dos partes: por un lado, el primer tramo que se dispone entre la ladera y el muro de gaviones, a unos 8 m del eje del camino; por otro, el segundo tramo se dispone en el camino existente, dejando un ancho de vía con un mínimo de 4 m y una cuneta de 80 cm. Existe un hueco entre ambos muros de aproximadamente 5 m de longitud.

El diseño de la remodelación de la ladera se realiza con tres bermas de unos 3 m de anchura e inclinaciones de talud entre 35° y 40°. Además, se dimensiona una red de drenaje para canalizar las aguas hacia la cuneta del ferrocarril y bajo esta vía hacia el cauce.

La implantación de estas obras conlleva cambios importantes en el planteamiento inicial. Por un lado, se debe ejecutar un muro de escollera de gran envergadura y longitud, y se tiene que realizar un gran movimiento de tierras, eliminando además una gran parte del muro de gaviones proyectado inicialmente, dado que ya no se dispone de espacio para su construcción, dejando únicamente previsto un tramo nuevo de 40 m de longitud en la parte este de la obra. Por otro lado, se deberá reconstruir el tramo afectado por el deslizamiento. Por último, la eliminación del muro de gaviones, que se planteaba como pantalla de detención de desprendimientos, implica que en un tramo no vaya a existir ya una barrera frente a futuros desprendimientos. Por ello se prevé la ejecución de 90 m de barrera dinámica que sirva de pantalla de protección a la infraestructura ferroviaria.

7. FRAGMENTACIÓN PIROTÉCNICA Y VOLADURAS EN ALTURA

En la primera fase de los trabajos, y hasta que se produjeron los deslizamientos mencionados, se comenzaron las actividades con la redacción de los proyectos de demolición mediante Demorock y de voladura mediante explosivos, junto con la gestión administrativa de su uso ante el gobierno autónomo de La Rioja. También se llevó a cabo la inspección de la zona de obras mediante vuelo con dron y la elaboración del modelo digital del terreno (MDT) mediante fotogrametría, como herramienta de apoyo al proyecto de voladura.

Para la ejecución de los trabajos de voladura y uso de explosivos fue necesaria la acreditación de la empresa como empresa autorizada para voladuras especiales y la formación y acreditación de trabajadores especialistas en escalada como artilleros. Esta acreditación debió solicitarse en esta fase de la obra, ya que no existía a nivel nacional antecedentes de acreditación empresas de trabajos verticales con autorización para uso de explosivos.

Las labores de fragmentación pirotécnica con Demorock, ayudadas con maquinaria, permitió la reducción del volumen de los bloques, y, en consecuencia, la reducción del riesgo de que, en caso de removilización durante el manejo o fracturación con maquinaria pesada, se pudieran causar importantes daños. Esta técnica se puede emplear en las cercanías de elementos sensibles a las vibraciones, tales como tuberías, instalaciones industriales, viviendas o elementos del patrimonio, con un riesgo admisible para los bienes y los operarios.

Esta técnica -la fragmentación pirotécnica con Demorock- es óptima para la excavación intermedia entre las labores manuales y la voladura, y no requiere de acceso de maquinaria pesada allí donde se puede aplicar. Esta situación se pudo comprobar en la resolución del desprendimiento de la C.H. La Muela, Cortes de Pallas en 2015. Pero, en este caso, y con la existencia de talud/farallón vertical, la imposibilidad de que acceda al lugar la maquinaria y el gran volumen a demoler, no permitía el uso de Demorock, ni tampoco la voladura convencional

con carros perforadores. Por tanto, se optó por el uso de perforaciones con técnicas de trabajos verticales, como las usadas en estabilización de laderas habitualmente por Paramassi Ibérica y la combinación de la técnica de explosivos del tipo Goma 2, resultando ser la solución más adecuada.

Durante los trabajos de fragmentación y perforación de los barrenos de la preparación de la voladura se sucedieron algunos deslizamientos menores, lo que obligó a retomar estos trabajos tras la definición e inicio de las medidas antes descritas para mitigarlos. Una vez más, las administraciones y empresas se han de adaptar a las circunstancias para llegar al objetivo común, la resolución del problema.

8. MUROS DE ESCOLLERA: DISEÑO Y REALIZACIÓN.

En enero de 2021 se comenzó con el acondicionamiento provisional de la ladera, generando las tres bermas diseñadas. En febrero se emprendió la ejecución del muro de escollera, finalizando el mismo en el mes de marzo. Una vez estabilizada la zona se continuaron los trabajos de perforación de barrenos para la voladura.

La tipología de un muro de escollera se caracteriza por ser un muro flexible. Es decir, la capacidad resistente en el cuerpo del muro se consigue únicamente por el rozamiento movilizado entre elementos pétreos que lo componen, así como el resultado de una trabazón cuyo grado de efectividad será directamente dependiente de la calidad de su ejecución y de la roca cuyos fragmentos se emplean.

En la memoria técnica se desarrollaron los cálculos estructurales, incluyendo todas las características que deberían cumplir los materiales, tanto físicas y químicas como geométricas. Por ello fue primordial establecer unos parámetros mínimos a cumplir en los materiales a emplear, así como de la geometría y disposición constructiva de los mismos para garantizar el correcto funcionamiento del conjunto.

La sección se compone por una base trapezoidal de 2,50 m de ancho y de 1 m en la puntera. Esta base se ha hormigonado hasta la primera fila del alzado. El alzado presenta un ancho en la base de 1,9 m con una inclinación exterior 1H:3V, las alturas del muro varían entre 2,4y 3,9 m. En el trasdós se colocaron un filtro de geotextil y un drenaje longitudinal. El trazado en planta y alzado se adaptó a la superficie de la ladera y los elementos existentes, tales como el muro de gaviones, los caminos y la infraestructura de la vía.

9. ACCESOS Y RED DE DRENAJE

Los accesos se plantearon en dos fases, para adaptarse a las circunstancias cambiantes. En un primer lugar el objetivo era acercarse al desprendimiento y zona de voladura. Tras los deslizamientos, la ejecución de las bremas, muro de escollera y pantallas, se hizo necesario modificar y adaptar los caminos a la situación final.

El nuevo perfil requiere de una red de drenaje superficial que, combinada con el drenaje profundo del trasdós de la escollera y las bermas desarrolladas, evite un nuevo deslizamiento y permita el fácil acceso para el mantenimiento de la misma. Para ello se construyeron dos pasos transversales bajo la vía coordinando dichos trabajos con las circulaciones de trenes.

10. PANTALLA DINÁMICA SIN ANCLAJES DE MONTE, RMC 050 ICAT/2 500 KJ

La disposición de las bermas y la pendiente de los taludes pueden no ser suficientes para detener pequeños desprendimientos de bloques provenientes del escarpe superior. Por este motivo, y siguiendo el criterio y estándares de seguridad aplicados por ADIF, se determinó la conveniencia de la instalación de una pantalla dinámica situada en la berma inferior. Esta barrera se replanteó para conseguir un solape con el muro de gaviones existente y el muro de gaviones nuevo, de tal forma que en todo el tramo de actuación existiera un elemento de contención pasivo para evitar que futuros desprendimientos alcancen a la infraestructura viaria.

Se analizaron diferentes hipótesis de tamaño de bloques y su energía cinética en el momento del impacto con la protección. Considerando un bloque de diseño de 1 m³ (2,44 t), con una velocidad de impacto equivalente a 70 km/h, se adopta una barrera de 500 kJ y altura de 3,0 m.

Definida la energía de impacto sobre la barrera, se optó por un nuevo sistema de barrera dinámica, que no tiene anclajes o vientos a monte. La disipación de energía es igual que para las barreras convencionales, solo que, en este caso, se deben reforzar los anclajes laterales y las placas de base de los postes, que para este modelo son semiarticuladas, como se puede ver en las siguientes imágenes.



Foto 4: Barrera RMC 050 ICAT/2 500 kJ. Pantalla dinámica sin anclajes de monte.

La ventaja de este sistema de barrera, instalada sobre una berma, es que, al carecer de anclajes y cables dispuestos a monte, se puede circular por la berma con vehículos, facilitando así las tareas de limpieza y mantenimiento futuras.

Se ha considerado que este nuevo modelo de barrera es más conveniente que las tradicionales en este caso, porque facilita las labores de conservación, reduciendo costes, tiempos de trabajo e interferencias a la circulación, dada la limitación del espacio disponible.

Al igual que todos los sistemas de protección dinámica, esta barrera también está certificada por una institución oficial y externa al fabricante en un campo de prueba a escala real y con un ensayo según las disposiciones relativas a la evaluación y verificación de la constancia del desempeño descritas en el. ETA 12/0455, emitido el 18/01/2018 y ETAG 027, abril 2013 (usado como EAD).

12. CONCLUSIONES Y ENSEÑANZAS PARA EL FUTURO

En el futuro van a seguir existiendo interferencias y riesgo sobre las personas e infraestructuras, ya que la ocupación humana del territorio es inherente a nuestro crecimiento, y las obras se ejecutan según los recursos y conocimientos disponibles en cada momento. Lejos de lamentarse, la postura de los gestores de infraestructuras debe ser reconocer los contextos ingenieriles actuales, adaptarse a ellos y mejorarlos.

Esta adaptación al medio se pone de manifiesto en los trabajos descritos, implementándose técnicas innovadoras a una problemática concreta. Para ello es necesario una colaboración entre las administraciones públicas y las empresas especialistas, siempre con predisposición a mejorar y con la mente abierta, con la premisa de la seguridad, la normalización y la optimización de los recursos.

El uso de dispositivos pirotécnicos Demorock y voladuras con explosivos, combinados con trabajos verticales, ha reducido la necesidad de construir grandes accesos con importantes movimientos de tierra. La instalación de pantallas dinámicas sin anclajes de monte permite optimizar las bermas que refuerzan el perfil del terreno, los accesos para el mantenimiento y proporcionan una protección extra a la infraestructura, complementando las consolidadas y eficientes técnicas de los muros de gaviones.

Aprovechar la experiencia y conocimientos de los técnicos en ingeniería del terreno, conocer las innovaciones técnicas y sus aplicaciones prácticas, es la clave para avanzar en la resolución de problemas de estabilidad de taludes de manera más eficiente.



Foto 5: Estado final de los trabajos con indicación de las actividades más reseñables.

REFERENCIAS

Fernandez Benique, F., 2020. "*Memoria técnica de estabilizacion y acondicionamiento de la ladera Este*" Emergencia de obras por desprendimientos ocurridos entre el P.K. 52+500 y el P.K. 52+700 de la línea 700 intermodal Abando Indalecio Prieto – Casetas. No publicado.

Godes Royo, J.A., 2020. "*Proyecto de fragmentacion de bloques, mediante el uso de expansores de gases Demorock*" Emergencia de obras por desprendimientos ocurridos entre el P.K. 52+500 y el P.K. 52+700 de la línea 700 intermodal Abando Indalecio Prieto – Casetas. No publicado.

Ruiz Requena, J.F., 2020. "*Proyecto de voladura para fragmentacion de rocas*" Emergencia de obras por desprendimientos ocurridos entre el P.K. 52+500 y el P.K. 52+700 de la línea 700 intermodal Abando Indalecio Prieto – Casetas. No publicado.

Paramassi Iberica., 2021. "*Memoria de cálculo de la pantalla dinámica*" Emergencia de obras por desprendimientos ocurridos entre el P.K. 52+500 y el P.K. 52+700 de la línea 700 intermodal Abando Indalecio Prieto – Casetas. No publicado.

Paramassi Iberica., 2021. "*Estudio hidrológico y de drenaje*" Emergencia de obras por desprendimientos ocurridos entre el P.K. 52+500 y el P.K. 52+700 de la línea 700 intermodal Abando Indalecio Prieto – Casetas. No publicado.

Fondos fotográficos de Paramassi Ibérica. No publicados.

Vera Torres J.A., 2004. "Geología de España". Salamanca: Sociedad Geológica de España.

RETOS PRESENTES Y FUTUROS FRENTE A LOS DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS EN ESPAÑA: LAS «CUATRO C»

ROBERTO SARRO (1) y ROSA MARÍA MATEOS (1)

 (1) Grupo de Investigación de Observación de la Tierra, Riesgos geológicos y Cambio Climático Centro Nacional Instituto Geológico y Minero de España (IGME-CSIC) r.sarro@igme.es; rm.mateos@igme.es

RESUMEN

En España, como uno de los países más montañoso de Europa, los desprendimientos rocosos son los movimientos de ladera más frecuentes y peligrosos. A pesar de los avances llevados a cabo en los últimos años en las herramientas de mitigación, predicción y protección, los desprendimientos rocosos siguen causando elevados daños económicos y sociales a lo largo de toda la geografía nacional. El aumento de la población, y su mayor concentración en zonas urbanas de riesgo (núcleos costeros, áreas de montaña, etc.), está incrementando los casos de desprendimientos rocosos con daños y afecciones. Además, los efectos causados por el Cambio Climático, hace que este tipo de fenómenos cada vez tengan un mayor impacto y recurrencia. En el siguiente trabajo se presentarán los retos presentes y futuros a los que se enfrenta la comunidad científica considerando lo que hemos denominado las «Cuatro C»: (i) Conocer y/o Caracterizar; (ii) Crear; (iii) Colaborar; (iv) Convivir.

1. INTRODUCCIÓN

Los desprendimientos de rocas son los movimientos de ladera más frecuentes y peligrosos en zonas montañosas, y en consecuencia generan un gran impacto socioeconómico a lo largo de toda la geografía mundial (Mateos et al., 2020). La principal particularidad de este tipo de riesgo es que a pesar de que se trata de procesos que normalmente no movilizan grandes volúmenes, son uno de los movimientos del terreno con mayor poder destructivo y que mayores pérdidas humanas provoca. Su elevada peligrosidad es consecuencia, fundamentalmente, de dos aspectos: las elevadas velocidades que alcanzan los bloques durante su caída, lo que dificulta que se pueda dar una respuesta rápida, y la dificultad que existe para predecir cuándo van a ocurrir estos eventos.

Las caídas de rocas, lejos de distribuirse de manera aleatoria, están condicionadas por factores de tipo geológico, geomorfológico y ambiental (Corominas, Mavrouli, et al., 2017; Rossi et al., 2021). Estos movimientos se inician desde zonas denominadas areas fuente (Sarro et al., 2018) o zonas potenciales para liberar bloques, para, a continuación, convertirse en un rápido movimiento que implica el desplazamiento de un bloque rocoso, varios, o incluso de un volumen de bloques tal que puede denominarse avalancha de rocas (Gili et al., 2022; Mateos et al., 2010; Sarro et al., 2014).

Además de los factores condicionantes, se requiere de un detonante para que tenga lugar el desprendimiento. Generalmente, los factores desencadenantes son de origen meteorológico, asociados a precipitaciones intensas o variaciones bruscas de la temperatura (Melillo et al., 2020; Valenzuela et al., 2018). En otras ocasiones, el detonante puede ser otro riesgo natural, como por ejemplo un evento sísmico (Valagussa et al., 2014) o incluso incendios forestales (Sarro, Pérez-Rey, et al., 2021).

Actualmente, se ha observado un aumento del riesgo de desprendimiento de rocas, y en consecuencia los daños producidos por estos, relacionado de manera directa con el crecimiento

exponencial de la población y la intensificación del uso del suelo (Farvacque et al., 2019). Además, los diferentes escenarios de cambio climático indican que los patrones de precipitación y temperaturas se verán seriamente alterados, lo que tendrá consecuencias sobre los principales factores desencadenantes y en consecuencia en la frecuencia y distribución de los desprendimientos de rocas (Corominas, Mateos, et al., 2017; Gariano & Guzzetti, 2016; Sarro, Pérez-Rey, et al., 2021).

En el caso de España, donde la mitad de su territorio está formado por sistemas montañosos, los desprendimientos de rocas tienen una incidencia significativa. Así lo evidencia el trabajo realizado por el grupo de riesgos geológicos de EuroGeoSurveys (EuroGeoSurveys, 2019) en el que se evaluaba el impacto producido por diferentes movimientos del terreno a nivel europeo. En él, se propuso una base de datos estandarizada en la que cada país pudiera recopilar información sobre los movimientos del terreno que afectaron tanto a personas como a infraestructuras. En total se registraron 3907 movimientos del terreno entre los años 2015 al 2017. De ellos un 35% se localizaron en Austria; el 29% en España e Italia; el 31% en Francia, Grecia, Eslovenia, Serbia y Reino Unido, y el otro 5% en los países restantes. Analizando el tipo de movimientos de terreno se observó que el 21% eran desprendimiento de rocas, pero sin embargo la distribución entre los diferentes países era muy heterogénea. La mayoría de los desprendimientos registrados tuvieron lugar en España y Austria (61%).

Ante esta situación, nuestra sociedad demanda más información sobre estos fenómenos, y requiere respuestas eficientes que los protejan frente a los desprendimientos. Así, actualmente, no se apuesta tanto por actuaciones y/o procedimientos parciales/puntuales y restringidos a las fases de intervención y mitigación, sino que se promueve extender la actuación -de manera transversal- por medio de protocolos, metodologías y herramientas avanzadas en la gestión de emergencias, así como en el conjunto de políticas públicas con claras implicaciones en la gestión, como la Ordenación del Territorio o la Planificación urbanística.

2. LAS 'CUATRO C'

Cualquier actuación transversal para hacer frente a los desprendimientos rocosos debe englobar cuatro aspectos fundamentales que hemos denominado como las «Cuatro C». Estos cuatro pilares constituirán la base sobre las que se establecerán los retos presentes y futuros a los que se enfrentará la comunidad científica, las Administraciones Públicas y la ciudadanía respecto a la caída de rocas. Las «Cuatro C» se presenta como una herramienta útil con la que evaluar objetivamente el estado y la eficacia de la gestión del riesgo por desprendimientos, mostrando aquellas acciones que se han implementado de manera correcta y cuáles podrían ser las líneas de trabajo para mejorarlas.

Las «Cuatro C» están formadas por: (i) Conocer y/o Caracterizar, con el objetivo de tener un mayor conocimiento de los desprendimientos rocoso para adaptarse a las necesidades reales y concretas de cada caso; (ii) Crear, en el sentido de innovar y desarrollar nuevas herramientas, con el objetivo de proporcionar, a todos los actores implicados en la gestión de emergencias, la capacidad de actuar, proteger y prevenir de una forma eficaz y rápida frente a este tipo de peligros; (iii) Colaborar, estableciendo una relación sólida y fluida entre todos los actores implicados, como Administraciones Públicas, Servicios Geológicos, Universidades o Protección Civil, y que esta se refleje en las medidas que se tomen dentro de los Planes Generales de Ordenación Urbana o los Planes de Emergencias; (iv) Convivir, logrando que la ciudadanía sea capaz de comprender su entorno e interpretar cuales son los riesgos a los que está expuesta.

2.1 Conocer y/o Caracterizar

Para entender la peligrosidad ocasionada por los desprendimientos rocosos en España debemos responder a tres preguntas claves: ¿Donde? La distribución y el alcance que tomaran las rocas ¿Cómo? Saber de qué forma se han producido esos desprendimientos ¿Por qué? Conocer cuáles han sido los factores condicionantes y desencadenantes que los han producido.

Las respuestas que obtengamos a estas preguntas serán esenciales a la hora de implantar medidas preventivas o de mitigación.

Para responder a la primera de las preguntas, se ha de trabajar en el desarrollo de inventarios normalizados que permitan la incorporación continua y actualizada de información. En España actualmente existen varias iniciativas de ámbito regional y nacional. Así, desde el año 2016, el Centro Nacional IGME-CSIC gestiona la base de datos de movimientos del terreno, BD-MOVES, que contiene datos sobre movimientos del terreno de origen geológico gravitacional que afectan al territorio español (Instituto Geológico y Minero de España, 2016).

A escala regional destaca, la B.A.P.A., Base de Datos de Argayos del Principado de Asturias, desarrollada por el Departamento de Geología de la Universidad de Oviedo (*Base de Datos de Argayos Del Principado de Asturias (B.A.P.A)*, 2022). Esta base de datos pretende conseguir un registro sistemático de fenómenos de inestabilidad de ladera ocurridos en el territorio del Principado de Asturias. Para ello han implementado una aplicación (App BAPA Argayo) para facilitar el envío de información desde terminales móviles de forma sencilla y rápida.

Por su parte, el Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya gestiona la base de datos LLISCAT sobre movimientos del terreno en Cataluña. Esta base de datos desarrollada por el Departamento de Ingeniería del Terreno de la Universidad Politécnica de Cataluña, está diseñada con el objetivo de que cualquier persona tenga acceso a la información sobre este tipo de eventos (*Base de dades d'esllavissades (LLISCAT). Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya*, 2022).

Por último, existen iniciativas puntuales, asociadas a proyectos de investigación que entre sus actividades contemplan la elaboración de inventarios sobre desprendimientos rocosos. Algunos ejemplos de este tipo de inventarios, los tenemos en los proyectos RISKCOAST (Sarro, Mateos, Reyes-Carmona, et al., 2021) y AGEO (*AGEO – Platform for Atlantic Geohazard Risk Management*, 2022). El primero está focalizado en la Serra de Tramuntana (Mallorca), mientras que el segundo la recopilación de eventos se centra en todo el archipiélago canario. Otro ejemplo de este tipo, es la base de datos RockDB (Núñez-Andrés et al., 2022) desarrollada en el marco de los proyectos RockRisk y Rockmodels. Esta base de datos tiene la particularidad de incluir datos sobre la fragmentación de los bloques.

Sin embargo, todas estas bases de datos se enfrentan a dos hándicaps principalmente: el dinamismo y la unificación. Respecto al primero, es necesario que estas bases de datos no dependan únicamente de esfuerzos puntuales, si no que pueda ir completándose de una manera dinámica y con una visión a largo plazo. En cuanto a la segunda hay que buscar la armonización y unificación de todas las bases de datos existentes en España con el fin de disponer de una información homogénea en todo el territorio nacional.

Para responder a la segunda pregunta, cómo, los estudios retrospectivos de desprendimientos son de gran utilidad para determinar las variables críticas a estudiar y marcar las líneas básicas de actuación a los servicios de emergencias. Este tipo de estudios generalmente comienzan con los trabajos de campo que se dan durante la emergencia, en el que se hace una evaluación preliminar de la peligrosidad, y se identifican elementos como la área fuente, el tamaño de los bloques y el recorrido que han seguido (Sarro et al., 2014). Sin embargo, aunque durante las emergencias por desprendimientos se adquiera mucha información, esta no se canaliza por medio de un protocolo. Esto implica que, normalmente, los datos obtenidos no se aprovechen con posterioridad en la zona, no pudiéndose reutilizar para calibrar modelos y determinar otras zonas potencialmente peligrosas en un contexto geológico similar.

Además, y posteriormente a la emergencia, se llevan a cabo estudios puntuales en el que se investigan aspectos más concretos con los que determinar el estado del macizo rocoso, tanto con la toma de medidas in-situ, por ejemplo para determinar las familias de discontinuidades (Paredes et al., 2015) o el grado de fracturación, como con la toma de muestras para los posteriores análisis en laboratorio (Alejano Monge et al., 2013; Pérez-Rey et al., 2019). Estos estudios pueden apoyarse en otras herramientas más avanzadas, como la simulación numérica para reproducir las condiciones dinámicas de los bloques (Gallo et al., 2021), que serán validadas que con las observaciones realizadas en campo. Los resultados obtenidos nos revelan las energías y velocidades seguidas por los bloques durante sus trayectorias, así como los puntos de impacto y las alturas alcanzadas. En la mayoría de los casos, el estudio puntual suele ser el punto final de los datos obtenidos. Es por ello que, es imprescindible el desarrollo de iniciativas que fomenten la continuidad de estudios y trabajos en áreas susceptibles aprovechando los datos ya conseguidos. Un evento catastrófico debe ser el punto de partida de estudios más profundos a mayor escala.

Finalmente, responder a la pregunta de porque se ha producido un desprendimiento rocoso, es algo complejo, ya no solo por las propias características del movimiento, al producirse en zonas escarpadas, de difícil acceso, sino también por la multitud de variables que entran en juego durante estos procesos. Determinar factores condicionantes de tipo litológico, estructural, o desencadenantes como procesos erosivos, muchas veces requiere que nos apoyemos en el uso nuevas tecnologías. Dentro de estas tecnologías destacan las de adquisición de datos de forma remota, como los *unmanned aerial vehicles* (UAV), el *light detection and ranging* (LIDAR) o el *Ground-based synthetic aperture radar* (GBSAR). Principalmente, estas técnicas se han focalizado en el reconocimiento y la distribución de las áreas fuente (Sarro et al., 2018), el análisis del estado del macizo rocoso (Gallo et al., 2021), los movimientos precursores (Abellán et al., 2010; Janeras et al., 2017), las trayectorias seguidas (Sarro et al., 2014), la fragmentación de los bloques (Ruiz-Carulla & Corominas, 2020), al ser datos que condicionan -en gran medida- la precisión de los resultados de otras herramientas como las simulaciones, o la monitorización continua (Abellán et al., 2011; Sarro et al., 2018).

Estas nuevas técnicas, permiten realizar una caracterización más precisa, que se materializará en mejoras en la toma de decisiones. El uso de UAV aporta un alto valor añadido a los trabajos de desprendimientos rocosos por la reducción en los tiempos de adquisición de datos, mejorando la precisión en los resultados, facilitando la accesibilidad y reduciendo el coste. La técnica LIDAR ha demostrado ser un instrumento muy útil para la caracterización de la inestabilidad del macizo rocoso y la disposición espacial de las discontinuidades que lo afectan. Mientras que el GBSAR, ofrece la posibilidad de detectar pequeñas deformaciones en el macizo rocoso. Aunque este tipo de técnicas cada día se incluyen más en los estudios de desprendimientos es necesario integrarlas en la toma de datos de macizos rocosos y las pendientes.

2.2 Crear

El rumbo para minimizar la peligrosidad por desprendimientos rocosos debe ir de a mano de unas herramientas validadas que proporcionen, a todos los actores implicados en la gestión de emergencias, la capacidad de actuar, proteger y prevenir de una forma eficaz y rápida frente a este tipo de peligros. Entre las herramientas demandadas por los encargados de gestionar el riesgo destacan: la cartografía específica, softwares específicos para evaluar el riesgo, los sistemas de alerta temprana (SAT), y la elaboración de procedimientos y metodologías que se puedan integrar en los protocolos de emergencias.

La principal herramienta utilizada frente a los desprendimientos rocosos es la cartografía, la cual debe ser homogénea y precisa. De cara a elaborar estas, la simulación numérica se presenta como una herramienta esencial. En la actualidad ya existen varios modelos para la simulación de desprendimientos que pueden clasificarse según su tipología (modelos empíricos, modelos proceso-respuesta o modelos basados en Sistemas de Información Geográfica), en función de cómo se represente la superficie del terreno pueden clasificarse en bidimensionales o tridimensionales, o, por último, teniendo en cuenta el tipo de enfoque del modelo, pudiendo ser de tipo determinista o probabilístico (Guzzetti et al., 2002; Kusak, 2019; Matas et al., 2017)

Independientemente de cual sea el modelo, es esencial calibrar y validar los parámetros que se van a utilizar como datos de entrada. Los datos de entrada validados, posteriormente, podrán utilizarse en otro tipo de estudios de manera más fiable, favoreciendo una aplicabilidad mayor dentro de la gestión de emergencias o infraestructuras. Por tanto, es necesario apoyar el desarrollo y validación de metodologías basadas en simulaciones numéricas, previas y posteriores al evento, para analizar y evaluar la posible afección de los desprendimientos rocosos. Un ejemplo es el trabajo desarrollado por (Mateos et al., 2016) en la que a partir de una serie de eventos bien caracterizados en la isla de Mallorca se pudo calibrar y validar los parámetros del suelo, uno de los datos de entrada más importantes para llevar a cabo la simulación. Posteriormente, utilizando esos parámetros validados, se realizó la simulación de toda la carretera Ma-10, una de las más importantes de la isla por la densidad de tráfico y por el interés turístico de la zona por la que discurre. En esta carretera ya se había detectado una gran ocurrencia de desprendimientos en los

últimos años, por lo que la cartografía generada sirvió de apoyo para diseñar el plan de gestión elaborado por el Servicio de Carreteras del Consell Insular de Mallorca.

Otro de las herramientas que es necesario desarrollar son los softwares específicos que apoyen el análisis de desprendimientos rocosos. Ya no solo aquellos específicos para la modelización de estos procesos como el desarrollado por Matas et al. (2017), sino también otros que apoyen la obtención de información para estudios detallados. Un ejemplo de estos softwares de apoyo es el *Discontinuity Set Extractor* (DSE) (Riquelme et al., 2014) que permite clasificar el macizo rocoso según los diferentes grupos de familia de discontinuidades, y determinar cuáles de ellas formarían los bloques en cuña capaces de desprenderse. Además, con la información que ofrece permite el cálculo del espaciado de las familias de discontinuidades, y en consecuencia permite obtener el volumen del bloque (Sarro et al., 2018).

También es necesario orientar la investigación a la construcción y validación de modelos de predicción espacial-temporal, con los que tener una imagen móvil de estos peligros, que den lugar a diferentes escenarios. El diseño, el desarrollo y la gestión de sistemas de alerta temprana (SAT) está levantando el interés entre los gestores de la toma de decisiones, las Administraciones Publicas y la ciudadanía en general. En general los SAT frente a desprendimientos que destacan son aquellos basados en las precipitaciones. Estos requieren de una serie de datos iniciales como los umbrales de lluvia, la susceptibilidad, o los datos de precipitaciones con los que se obtienen unos mapas a tiempo real de zonas en las que puede haber riesgo de desprendimientos. A pesar de la relevancia de este tipo de herramientas para hacer frente a los desprendimientos, en España aún no se ha implantado ningún SAT (Guzzetti et al., 2020), y únicamente se ha avanzado en los datos de entrada necesarios, principalmente en los umbrales de lluvia a partir de los cuales se desencadenarían los desprendimientos de rocas (Corominas, Mateos, et al., 2017; Leyva et al., 2022; Melillo et al., 2020; Palenzuela Baena et al., 2020; Valenzuela et al., 2018). Existen otras iniciativas relacionadas con los SAT, como la que están tratando de implantar en la zona de Montserrat los investigadores del Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya, basado en la instrumentación y monitorización. De momento se están instrumentalizando la zona, con el objetivo de detectar movimientos precursores, para posteriormente, y complementándolo con la modelización, aplicar medidas correctoras, o bien desarrollar sistemas de alerta temprana basados en mediciones continuas (Janeras et al., 2017).

Todas estas herramientas deben recopilarse y detallarse en directrices metodológicas y la elaboración de protocolos, para establecerse como elemento infraestructural en los planes de ordenación y actuación durante una emergencia. El desarrollo de estas herramientas busca mejorar la capacidad de respuesta frente a los desprendimientos rocosos y reducir la subjetividad del análisis. Además, y uniéndolo a la siguiente «C», la incorporación de estas metodologías a los protocolos de emergencias favorecerá la interacción entre los diferentes actores involucrados, tales como: Protección Civil, Servicios de Carreteras, Universidades, Servicios Geológicos, etc. Por tanto, es necesario fomentar la publicación de metodologías y protocolos frente a desprendimientos, estandarizarlos y buscar su integración real como elementos de gestión (Sarro, 2019).

2.3 Colaborar

Para una gestión del riesgo eficaz, es necesario establecer una colaboración entre todos los actores implicados en la gestión de los desprendimientos rocosos. Una colaboración sólida y fluida es esencial para mejorar las capacidades y el intercambio de información a través de la revisión de las principales fortalezas, necesidades y oportunidades. Sin embargo, la realidad muestra que aún quedan muchos pasos para que esta colaboración se lleve a cabo de manera íntegra y eficiente.

Por ejemplo, un reciente estudio realizado por el Centro Nacional IGME-CSIC (Sarro, Mateos, Béjar-Pizarro, et al., 2021) basado en un cuestionario a nivel europeo, mostraba que a día de hoy, y a pesar de que los movimientos de terreno (y en particular los desprendimientos) son el tipo de riesgo en el que los Servicios Geológicos de Europa dan mayor soporte a las Protecciones Civiles, la relación entre ambos se produce únicamente de manera moderada o puntual. La razón principal de esta circunstancia es que la mayoría de los Servicios Geológicos no tienen competencias

legales en la gestión de riesgos geológicos y su rol en la gestión de emergencias no está contemplado por ley.

En cuanto al tipo de herramientas que los Servicios Geológicos desarrollan en el ámbito de Protección Civil, en el caso de España sí que se evidenció que existe este tipo de colaboración. Estas herramientas son fundamentalmente cartografía y bases de datos. Sin embargo, hay que destacar el bajo porcentaje en el desarrollo de herramientas avanzadas como SAT o softwares. Además, los resultados mostraron que dado que muchas de las herramientas que se desarrollan no incluyen actividades de formación en Protección Civil para comprender su funcionamiento y los resultados obtenidos, hace que la valoración sobre su utilidad y la aplicabilidad de los resultados sea únicamente moderada. Esta tendencia está intentando cambiarse en el marco de varios proyectos de investigación que si contemplan formaciones para los usuarios finales dentro de sus actividades, si bien estas no se llevan a cabo de manera continua (*GeoRisk*, 2022; *UGEOHAZ-Geohazard Impact Assessment for Urban Areas*, 2019; Sarro, Mateos, Reyes-Carmona, et al., 2021).

Para cambiar esta situación, se debe fomentar la participación de todos los actores en diferentes acciones, como planes de ordenación o actuación en emergencia, y proponer su presencia en futuros organismos o redes para la gestión de este riesgo a nivel nacional. De esta manera, se impulsará la colaboración estrecha entre las diferentes instituciones y una transferencia de información fluida y multidireccional, con el objetivo de alcanzar una actuación integral en las fases de prevención, emergencia y protección frente a los desprendimientos rocosos. Además, uno de los primeros pasos que se deben dar son iniciativas que analicen el estado de las relaciones entre los diferentes actores. Es importante identificar las debilidades y carencias donde focalizar los esfuerzos, favorecer grupos de trabajo y foros donde se comparta la información y se analice el riesgo por desprendimientos rocosos desde diferentes puntos de vista.

2.4 Convivir

En la actualidad, uno de los retos más notables a los que nos enfrentamos es lograr que la ciudadanía sea capaz de comprender su entorno e interpretar cuales son los riesgos geológicos a los que está expuesta. Muchos de los riesgos geológicos a los que la ciudadanía está expuesta, como los desprendimientos rocosos, son potencialmente inherentes, y frente a ellos solo hay dos alternativas. La primera opción, es elegir el camino del desconocimiento acerca de los fenómenos a los que nos enfrentamos, lo que lleva implícito el que la sociedad no tenga la posibilidad de generar las herramientas necesarias para entenderlo y comprenderlo; la segunda opción, es apostar por la información integral sobre los riesgos geológicos existentes en nuestro entorno, con sus incertidumbres, la posibilidad de ocurrencia y el efecto que puede tener sobre nosotros y nuestros bienes. En definitiva, esta opción invita a la reflexión, ofreciendo la capacidad de analizar la situación existente y como puede evolucionar esta, a medio o largo plazo. Nuestro papel como Servicios Geológicos, Protección Civil, Administraciones Publicas, Universidades, etc. es fomentar que la ciudadanía elija esta última opción, con el objetivo de tener una sociedad mejor, más preparada, más resiliente y más sostenible.

Por tanto, hay que fomentar actividades para que se produzca esa transferencia real de conocimiento. Así, y teniendo en cuenta el desarrollo en las últimas décadas de dispositivos móviles cada vez más potentes y tecnologías geoespaciales más robustas, la nueva divulgación también debería orientarse a aplicaciones móviles que además de informar de manera rigurosa sobre los riesgos geológicos haga participe a la población. Un ejemplo de como la educación y la comunicación clara con la ciudadanía puede tener un efecto claro sobre la gestión del riesgo, lo tenemos en la gestión de la crisis sismo-volcánica del El Hierro en el año 2011, donde hubo bastante polémica, sobre la clausura del túnel de Los Roquillos debido a desprendimientos. Lo que inicialmente se caracterizó por la descoordinación, después de diferentes acciones de concienciación, educación e información a la ciudadanía, se transformó en entendimiento y en parte aceptación de las medidas tomadas. Sin embargo, es importante, no trabajar únicamente antes de que se produzca la emergencia, o cuando esta ya es inminente, sino que la formación en comunicación y definir los portavoces, el diseño de los protocolos de actuación, etc. es necesaria elaborarse de manera anticipada.

3. RETOS PRESENTES Y FUTUROS

Tomando como punto de partida las «Cuatro C» como los pilares con los que hacer frente al riesgo por desprendimientos rocosos, a continuación, se presentan los principales retos a los que en el corto y medio plazo se enfrenta la comunidad científica.

Estos retos pueden englobarse en los siguientes puntos principales, que se caracterizan por estar interrelacionados entre sí: Modelización numérica, Enfoque multiriesgo, Sistemas de Alerta Temprana, Impacto económico y social, e Influencia del Cambio Climático. Estos términos están enfocados a dar soporte a cuatro palabras clave, Gestión, Prevención, Sostenibilidad y Resiliencia, incrementando por una parte la cooperación, la información sobre el riesgo, las estrategias frente a los desastres, y la capacidad de gestión, y a su vez disminuyendo, principalmente la afección tanto a personas como bienes.

3.1 Modelización numérica

En apartados anteriores se ha expuesto que la modelización desempeña un papel esencial en la evaluación de los desprendimientos de rocas, ya que permite delimitar las zonas susceptibles a los desprendimientos y caracterizar el comportamiento del movimiento de los bloques. Así, existe un llamamiento emergente para mejorar la escalabilidad, reducir las incertidumbres y mejorar la precisión de los resultados obtenidos con la modelización numérica de desprendimientos.

Este punto, incluye tanto aquellas actividades con las que mejorar la obtención de los datos de entrada como la incorporación de otros parámetros que puedan reflejar la realidad con mayor exactitud y objetividad.

Dentro de la mejora de los parámetros de entrada destacan aquellas acciones relacionadas con las areas fuente y los parámetros del suelo. La delimitación correcta de las areas fuente dependerá en gran medida de la información que dispongamos. Cuando la simulación se realiza a escala local, la delimitación de las areas fuente puede hacerse, con relativa precisión, ya sea por observación directa o apoyándose en equipos de toma de datos en remoto como los UAV. Sin embargo, cuando esta simulación se lleva a cabo a escala regional, definir las areas fuente se convierte en una tarea más compleja, que en muchos casos lleva a la generalización y a tomar areas fuente en función únicamente de umbrales de pendiente propensos a originar desprendimientos. Como alternativa, recientemente han surgido nuevas metodologías, como la propuesta por Rossi et al. (2021) en la isla de El Hierro (Islas Canarias), basada en la técnica de análisis de datos machine learning, en la que a partir de areas fuentes cartografiadas sobre el terreno de manera local, como variable dependiente, y un conjunto de información temática que condicionan la existencia de areas fuente como variables independientes, se ha obtenido el mapa de areas fuente para toda la isla. Los otros datos de entrada que son necesarios ajustar son aquellos relativos a las propiedades del terreno. Así, se deben desarrollar procedimientos estadísticos para escalar los parámetros del suelo (coeficientes de restitución y fricción principalmente), de escalas locales a escalas mayores. Algunos ejemplos de estos procedimientos, se encuentran en los trabajos desarrollados por Mateos et al. (2016) para la Serra de Tramuntana (Mallorca) y por Sarro et al. (2020) en la isla de Gran Canaria (Islas Canarias).

Por último, dentro de las modelizaciones numéricas es necesario que se comience a considerar, otra serie de parámetros que condicionan estos fenómenos. Así, por ejemplo, se está comenzando a tener en cuenta módulos de fragmentación del bloque al caer (Corominas, Mavrouli, et al., 2017; Gili et al., 2022; Kusak, 2019), debido a las grandes diferencias que se han identificado si se tiene o no en cuenta este factor a la hora de cuantificar el riesgo. Normalmente, para reproducir la fragmentación en modelos que no la consideran, se lanza un número mayor de bloques, generando un error respecto a si se utiliza un módulo de fragmentación, en la que el bloque se fractura en bloques de menor tamaño. Otro punto a tener en cuenta tendría que dirigirse a mejorar los ensayos que se realizan en laboratorio para determinar las propiedades de los materiales. La mayor parte de los criterios de rotura consideran todos los materiales se comportan de manera homogénea y libres de defectos. Sin embargo, esto no suele ocurrir en la realidad, ya que es inherente la existencia de discontinuidades o fracturas que puede generar una acumulación de tensiones que reduzcan la resistencia del material. Así, un enfoque basado en la mecánica de la fractura es

necesario para obtener una mejor caracterización de las rocas.

3.2 Sistemas de alerta temprana

El siguiente reto son el desarrollo de sistemas de alerta temprana. Como hemos comentado en el apartado de las «Cuatro C», destacan aquellos basados en las precipitaciones, que requieren como datos de entrada los mapas con la probabilidad de que se produzcan desprendimientos en una zona concreta y los umbrales de lluvia, además de los datos de precipitaciones in situ. Especial énfasis hay que poner en la definición de los umbrales, en los que a partir de los datos de un inventario de desprendimientos y de los datos de lluvia, se reconstruyen los desprendimientos que se han producido por cada episodio de lluvias, y posteriormente se representan en una gráfica con la cantidad y duración de lluvia.

Melillo et al. (2020) calcularon estos umbrales para las islas de Tenerife y Gran Canaria. En este estudio, además, a partir de la información pluviométrica se obtuvo un mapa de la precipitación media anual, tanto en Gran Canaria como en Tenerife, con los que se evaluaron las diferencias existentes entre los umbrales obtenidos. En el caso de Gran Canaria, en este estudio el umbral se ha determinado solo para una parte de la isla donde se disponía de una información muy precisa, suponiendo un hándicap para su exportabilidad al resto de la isla. Así, es esencial prestar una especial atención a la calidad de los datos (es decir, la cantidad, la distribución y la precisión) sobre los desprendimientos y las precipitaciones utilizados en los modelos de predicción. Del mismo modo, la densidad y la frecuencia de los datos pluviométricos también tienen consecuencias en los umbrales. Además, es necesario, definir una escala y resolución con la que agrupar la información obtenida con los mapas de susceptibilidad y los umbrales de lluvias, de manera que se obtengan unos resultados fiables.

Como hemos visto anteriormente, en España, ya se han realizado varios trabajos encaminados a la obtención de los umbrales de lluvias (Leyva et al., 2022; Palenzuela Baena et al., 2020; Valenzuela et al., 2018), pero aún sigue habiendo un gran hándicap en su integración en la gestión de emergencias. En este aspecto por un lado es necesario fomentar la coordinación entre las diferentes instituciones, para implantar los SAT, y por otro hay que dar un paso más y comenzar a trabajar en las predicciones de impacto sobre infraestructuras o ciudadanía, más que en las de ocurrencia, con las que favorecer la respuesta de los encargados de la toma de decisiones.

3.3 Enfoque multiriesgo

La gestión de los riesgos geológicos se debe afrontar con una mirada preventiva que eviten las medidas paliativas que normalmente se aplican tras la catástrofe, y especialmente en los desprendimientos rocosos dado que son procesos muy complejos, que pueden producirse por efectos cascada, cuyas interacciones son muchas veces impredecibles. Principalmente, se debe poner énfasis en entender el efecto producido por el riesgo sísmico y los incendios forestales.

Sarro, Pérez-Rey, et al. (2021) publicaron una revisión del efecto de los incendios forestales en la ocurrencia de desprendimientos rocosos. En este estudio se indago para comprender los procesos y las condiciones que conducen a los desprendimientos de rocas durante y después de un incendio forestal, con el fin de precisar el riesgo real al que queda expuesta la población, así como las infraestructuras. El aumento de desprendimientos de rocas asociados con los incendios forestales está relacionado con varios factores, que afectan tanto al macizo rocoso donde se ubican las áreas fuente, como al área de propagación y a la zona afectada. En cuanto a las áreas fuente, el efecto de los incendios forestales se focaliza, principalmente, en la alteración del macizo rocoso y sus propiedades: meteorización térmica y degradación de las rocas, apertura de grietas y discontinuidades, o la disminución de la resistencia de la roca. En el área de propagación se produce la pérdida de vegetación y un cambio en las condiciones del material del talud, que altera el alcance de los bloques. Además, las propias actividades de extinción pueden desestabilizar bloques, y las temperaturas extremas que se alcanzan deterioran las medidas de protección instaladas.

La crisis sismo-volcánica de El Hierro en 2011, y la erupción del volcán Cumbre Vieja en La Palma en 2021, ha puesto de manifiesto la necesidad de tener en cuenta la sismicidad como desencadenante de desprendimientos rocosos, en aquellas zonas montañosas susceptibles a tener

terremotos. Así, las simulaciones de desprendimientos en zonas activas sísmicamente, deben contemplar no solo escenarios estables, sino también tener en cuenta el efecto de la aceleración pico producida en los terremotos.

Además, los inventarios deben contemplar, los desprendimientos ocurridos antes y durante un evento sísmico para comprender cuál es la interacción entre los factores de tipo climático (lluvias, nieve, bajas temperaturas, etc.) y los factores de tipo tectónico en el desarrollo de estos procesos. Apoyarse en la instrumentación específica para medir sismicidad que tiene ya implantada otros organismos en zonas de alta actividad sísmica, pueden ser de gran utilidad para detectar y cuantificar desprendimientos de rocas, y completar la información de las bases de datos existentes.

3.4 Impacto socioeconómico

El objetivo principal de este reto debe ser es estimar las pérdidas potenciales que podrían ocasionar los desprendimientos rocosos, con el fin de apoyar la toma de decisiones por parte de las entidades responsables de la gestión del riesgo. En otros riesgos como inundaciones sí que existen matrices con las que calcular las pérdidas que ocasionan, sin embargo, en desprendimientos esta información no existe. Así, para estudiar el impacto de los desprendimientos rocosos, tanto en las personas como en las viviendas e infraestructuras, normalmente se realiza mediante la superposición de mapas de densidad de población, construcciones, etc. y con cartografía específica sobre la susceptibilidad a este tipo de movimientos de ladera. Sin embargo, este tipo de evaluación proporciona solo una imagen cualitativa. La evaluación del impacto socioeconómico es un proceso más complejo que debe considerar múltiples dimensiones y aspectos, incluidos los factores físicos y socioeconómicos.

Por ejemplo, una de las consideraciones más olvidadas en estudios de impacto en zonas turísticas es la temporalidad. Cuando coinciden zonas de interés turístico con zonas de alta susceptibilidad a la caída de rocas, se produce una variación en la consideración de los elementos expuestos al riesgo. Siguiendo esta línea, en el proyecto RISKCOAST (Sarro, Mateos, Reyes-Carmona, et al., 2021) se han planteado una nueva metodología para determinar lo que se ha denominado Índice de Elementos Expuestos (IEE), basada en indicadores que evalúan los niveles de exposición a los desprendimientos. La novedad de esta metodología radica, en que tiene en cuenta aspectos de tipo social como la estacionalidad, y el efecto que puede tener el turismo. Este estudio es el primer paso para estudios mayores que no solo tengan en cuenta los costes directos que puedan ocasionar los desprendimientos, sino que también consideren los costes de tipo indirecto.

3.5 Influencia del Cambio Climático

El ultimo reto al que nos enfrentamos es analizar la influencia que puede introducir el Cambio Climático en la mayor ocurrencia de desprendimientos a partir del análisis de precipitaciones y el planteamiento de escenarios futuros. Se prevé que el cambio climático altere los patrones de precipitación en Europa, lo que tendrá consecuencias en la frecuencia y distribución de la caída de rocas. En los lugares en los que aumentará la frecuencia e intensidad de las precipitaciones, se producirán un mayor número de eventos y, en consecuencia, aumentará el riesgo (Mateos et al., 2020).

Varios estudios han comenzado a relacionar los ciclos climáticos naturales El Niño (ENSO), North Atlantic Oscillation (NAO) o los ciclos ligados a las manchas solares con la ocurrencia de desprendimientos. En España, recientemente Luque-Espinar et al. (2022) ha realizado un trabajo en el que a partir de las series pluviométricas de la isla de Mallorca, se han determinado los ciclos climáticos y se ha estimado la significación estadística de los mismos como variable de partida para realizar la cartografía de la influencia de cada ciclo en dicha zona de estudio. Como resultado se ha determinado la influencia de los ciclos climáticos en la ocurrencia de desprendimientos en la isla.

Por tanto, tener en cuenta estos escenarios en España, debe ser prioritario si se quiere mejorar la integración entre la adaptación al cambio climático, y las políticas y prácticas de reducción del riesgo por desprendimientos rocosos.

AGRADECIMIENTOS

Un especial agradecimiento a todos las personas y entidades públicas o privadas que, a través de su entusiasmo y esfuerzo, ayudan cada día a comprender, prevenir y mitigar el impacto de los desprendimientos rocosos en España.

REFERENCIAS

- Abellán, A., Calvet, J., Vilaplana, J., & Blanchard, J. (2010). Detection and spatial prediction of rockfalls by means of terrestrial laser scanner monitoring. *Geomorphology*, *119*(3), 162–171.
- Abellán, A., Vilaplana, J. M., Calvet, J., García-Sellés, D., & Asensio, E. (2011). Rockfall monitoring by Terrestrial Laser Scanning case study of the basaltic rock face at Castellfollit de la Roca (Catalonia, Spain). *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11(3), 829–841. https://doi.org/10.5194/nhess-11-829-2011
- AGEO Platform for Atlantic Geohazard Risk Management. (2022). https://ageoatlantic.eu/
- Alejano Monge, L. R., García Cortés, S., García-Bastante, F., & Martínez Alegría, R. (2013). Study of a rockfall in a limy conglomerate canyon (Covarrubias, Burgos, N. Spain). *Environmental Earth Sciences*. https://doi.org/10.1007/s12665-013-2327-x
- Base de dades d'esllavissades (LLISCAT). Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya. (2022). http://www.icgc.cat/es/Administracion-y-empresa/Servicios/Riesgos-geologicos/Base-dedatos-de-deslizamientos-LLISCAT/Base-de-dades-d-esllavissades-LLISCAT-Acces
- Base de datos de Argayos del Principado de Asturias (B.A.P.A). (2022). http://geol00.geol.uniovi.es/BAPA/
- Corominas, J., Mateos, R. M., & Remondo, J. (2017). Review of landslide occurrence in Spain and its relation to climate. In K. Ho, S. Lacasse, & L. Picarelli (Eds.), *Slope Safety Preparedness* for Impact of Climate Change (1st ed., pp. 351–377). CRC Press. https://doi.org/10.1201/9781315387789-10
- Corominas, J., Mavrouli, O., & Ruiz-Carulla, R. (2017). Rockfall Occurrence and Fragmentation. In K. Sassa, M. Mikoš, & Y. Yin (Eds.), *Advancing Culture of Living with Landslides* (pp. 75–97). Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-319-59469-9_4
- EuroGeoSurveys. (2019). Http://www.eurogeosurveys.org/. In *The Geological Survey Organisation* of Europe.
- Farvacque, M., Lopez-Saez, J., Corona, C., Toe, D., Bourrier, F., & Eckert, N. (2019). How is rockfall risk impacted by land-use and land-cover changes? Insights from the French Alps. *Global and Planetary Change*, 174, 138–152. https://doi.org/10.1016/j.gloplacha.2019.01.009
- Gallo, I. G., Martínez-Corbella, M., Sarro, R., Iovine, G., López-Vinielles, J., Hérnandez, M., Robustelli, G., Mateos, R. M., & García-Davalillo, J. C. (2021). An Integration of UAV-Based Photogrammetry and 3D Modelling for Rockfall Hazard Assessment: The Cárcavos Case in 2018 (Spain). *Remote Sensing*, 13(17), 3450. https://doi.org/10.3390/rs13173450
- Gariano, S. L., & Guzzetti, F. (2016). Landslides in a changing climate. *Earth-Science Reviews*, *162*, 227–252. https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2016.08.011
- GeoRisk. (2022). https://georisk.upc.edu/es/Proyecto-GeoRisk
- Gili, J. A., Ruiz-Carulla, R., Matas, G., Moya, J., Prades, A., Corominas, J., Lantada, N., Núñez-Andrés, M. A., Buill, F., Puig, C., Martínez-Bofill, J., Saló, L., & Mavrouli, O. (2022).
 Rockfalls: Analysis of the block fragmentation through field experiments. *Springer Berlin Heidelberg*. https://dspace.mit.edu/handle/1721.1/140345
- Guzzetti, F., Crosta, G. B., Detti, R., & Agliardi, F. (2002). STONE: a computer program for the three-dimensional simulation of rock-falls. *Computers & Geosciences*, 28(9), 1079–1093.

https://doi.org/10.1016/S0098-3004(02)00025-0

- Guzzetti, F., Gariano, S. L., Peruccacci, S., Brunetti, M. T., Marchesini, I., Rossi, M., & Melillo, M. (2020). Geographical landslide early warning systems. *Earth-Science Reviews*, 200, 102973. https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2019.102973
- Instituto Geológico y Minero de España. (2016). BDMoves. http://info.igme.es/BD2DMoves/)
- Janeras, M., Jara, J.-A., Royán, M. J., Vilaplana, J.-M., Aguasca, A., Fàbregas, X., Gili, J. A., & Buxó, P. (2017). Multi-technique approach to rockfall monitoring in the Montserrat massif (Catalonia, NE Spain). *Engineering Geology*, 219, 4–20. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.12.010
- Kusak, M. (2019). Key issues in 3D rockfall modeling, natural hazard and risk assessment for rockfall protection in Hrensko (Czechia). *Acta Geodynamica et Geomaterialia*, 393–408. https://doi.org/10.13168/AGG.2019.0033
- Leyva, S., Cruz-Pérez, N., Rodríguez-Martín, J., Miklin, L., & Santamarta, J. C. (2022). Rockfall and Rainfall Correlation in the Anaga Nature Reserve in Tenerife (Canary Islands, Spain). *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 55(4), 2173–2181. https://doi.org/10.1007/s00603-021-02762-y
- Luque-Espinar, J. A., Mateos, R. M., Sarro, R., Peña, E., Reyes-Carmona, C., & Martínez-Corbella, M. (2022). Spatio-temporal analysis of the role of climate cycles on landslide activity: The case of Majorca (Spain). *Natural Hazards and Earth System Sciences Discussions*, 1–19. https://doi.org/10.5194/nhess-2022-50
- Matas, G., Lantada, N., Corominas, J., Gili, J. A., Ruiz-Carulla, R., & Prades, A. (2017). RockGIS: A GIS-based model for the analysis of fragmentation in rockfalls. *Landslides*, 14(5), 1565– 1578. https://doi.org/10.1007/s10346-017-0818-7
- Mateos, R. M., García-Moreno, I., Azañón, J. M., & Tsige, M. (2010). Son coco rock avalanche (Majorca, Spain). Description and analysis of movement | La avalancha de rocas de Son Cocó (Alaró, Mallorca). Descripción y análisis del movimiento. *Boletin Geológico y Minero*.
- Mateos, R. M., García-Moreno, I., Reichenbach, P., Herrera, G., Sarro, R., Rius, J., Aguiló, R., & Fiorucci, F. (2016). Calibration and validation of rockfall modelling at regional scale: Application along a roadway in Mallorca (Spain) and organization of its management. *Landslides*, 13(4), 751–763. https://doi.org/10.1007/s10346-015-0602-5
- Mateos, R. M., López-Vinielles, J., Poyiadji, E., Tsagkas, D., Sheehy, M., Hadjicharalambous, K., Liscák, P., Podolski, L., Laskowicz, I., Iadanza, C., Gauert, C., Todorović, S., Auflič, M. J., Maftei, R., Hermanns, R. L., Kociu, A., Sandić, C., Mauter, R., Sarro, R., ... Herrera, G. (2020). Integration of landslide hazard into urban planning across Europe. *Landscape and Urban Planning*. https://doi.org/10.1016/j.landurbplan.2019.103740
- Melillo, M., Gariano, S. L., Peruccacci, S., Sarro, R., Mateos, R. M., & Brunetti, M. T. (2020). Rainfall and rockfalls in the Canary Islands: Assessing a seasonal link. *Natural Hazards and Earth System Sciences Discussions*, 1–26. https://doi.org/10.5194/nhess-2020-111
- Núñez-Andrés, M. A., Lantada Zarzosa, N., & Martínez-Llario, J. (2022). Spatial data infrastructure (SDI) for inventory rockfalls with fragmentation information. *Natural Hazards*. https://doi.org/10.1007/s11069-022-05282-2
- Palenzuela Baena, J. A., Soto Luzuriaga, J., & Irigaray Fernández, C. (2020). Characteristics of Rainfall Events Triggering Landslides in Two Climatologically Different Areas: Southern Ecuador and Southern Spain. *Hydrology*, 7(3), 45. https://doi.org/10.3390/hydrology7030045
- Paredes, C., Sarro, R., & Ramos, M. (2015). Estimación preliminar de los alcances por caída de bloques en la sierra de La Cabrera, Madrid, España. *Revista Mexicana de Ciencias Geologicas*, 32, 475–491.

- Pérez-Rey, I., Riquelme, A., González-deSantos, L. M., Estévez-Ventosa, X., Tomás, R., & Alejano, L. R. (2019). A multi-approach rockfall hazard assessment on a weathered granite natural rock slope. *Landslides*, 16(10), 2005–2015. https://doi.org/10.1007/s10346-019-01208-5
- Riquelme, A., Abellán, A., Tomás, R., & Jaboyedoff, M. (2014). *Discontinuity Set Extractor*. Institutional Repository of the University of Alicante.
- Rossi, M., Sarro, R., Reichenbach, P., & Mateos, R. M. (2021). Probabilistic identification of rockfall source areas at regional scale in El Hierro (Canary Islands, Spain). *Geomorphology*, 381, 107661. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2021.107661
- Ruiz-Carulla, R., & Corominas, J. (2020). Analysis of Rockfalls by Means of a Fractal Fragmentation Model. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 53(3), 1433–1455. https://doi.org/10.1007/s00603-019-01987-2
- Sarro, R. (2019). Simulación de desprendimientos rocosos para la gestión de emergencias e infraestructuras [PhD Thesis]. Universidad de Alicante.
- Sarro, R., Mateos, R. M., Béjar-Pizarro, M., Herrera, G., Barra, A., Monserrat, O., Martinez-Corbella, M., Potenciano, A., & Saenz de San Pedro, L. (2021). La interacción entre Protección Civil y los Servicios Geológicos en Europa: Hacia una colaboración más estrecha. *Geotemas*, 18, 508–511.
- Sarro, R., Mateos, R. M., García-Moreno, I., Herrera, G., Reichenbach, P., Laín, L., & Paredes, C. (2014). The Son Poc rockfall (Mallorca, Spain) on the 6th of March 2013: 3D simulation. *Landslides*, 11(3), 493–503. https://doi.org/10.1007/s10346-014-0487-8
- Sarro, R., Mateos, R. M., Reichenbach, P., Aguilera, H., Riquelme, A., Hernández-Gutiérrez, L. E., Martín, A., Barra, A., Solari, L., Monserrat, O., Alvioli, M., Fernández-Merodo, J. A., López-Vinielles, J., & Herrera, G. (2020). Geotechnics for rockfall assessment in the volcanic island of Gran Canaria (Canary Islands, Spain). *Journal of Maps*, 16(2), 605–613. https://doi.org/10.1080/17445647.2020.1806125
- Sarro, R., Mateos, R. M., Reyes-Carmona, C., Luque, J. A., Galve, J. P., Azañón, J. M., Barra, A., Monserrat, O., & Martinez-Corbella, M. (2021, June). *RISKCOAST: Desarrollo de herramientas para prevenir y gestionar los riesgos geológicos en la costa ligados al cambio climático*. Congreso Nacional del Medio Ambiente (CONAMA), Madrid.
- Sarro, R., Pérez-Rey, I., Tomás, R., Alejano, L. R., Hernández-Gutiérrez, L. E., & Mateos, R. M. (2021). Effects of Wildfire on Rockfall Occurrence: A Review through Actual Cases in Spain. *Applied Sciences*, 11(6), 2545. https://doi.org/10.3390/app11062545
- Sarro, R., Riquelme, A., García-Davalillo, J. C., Mateos, R. M., Tomás, R., Pastor, J. L., Cano, M., & Herrera, G. (2018). Rockfall simulation based on UAV photogrammetry data obtained during an emergency declaration: Application at a cultural heritage site. In *Remote Sensing*. https://doi.org/10.3390/rs10121923
- UGEOHAZ-Geohazard impact assessment for urban areas. (2019). https://u-geohaz.cttc.cat/
- Valagussa, A., Frattini, P., & Crosta, G. B. (2014). Earthquake-induced rockfall hazard zoning. *Engineering Geology*, 182, 213–225. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.07.009
- Valenzuela, P., Domínguez-Cuesta, M. J., Mora García, M. A., & Jiménez-Sánchez, M. (2018). Rainfall thresholds for the triggering of landslides considering previous soil moisture conditions (Asturias, NW Spain). *Landslides*, 15(2), 273–282. https://doi.org/10.1007/s10346-017-0878-8

SIMULACIÓN DE DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS CON FRAGMENTACIÓN MEDIANTE ROCKGIS

Gerard MATAS, Nieves LANTADA y Jordi COROMINAS

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universitat Politècnica de Catalunya. BarcelonaTech gerard.matas@upc.edu, nieves.lantada@upc.edu y jordi.corominas@upc.edu

RESUMEN

La fragmentación en desprendimientos rocosos es un fenómeno complejo y poco comprendido que afecta a la evaluación del peligro y del riesgo. Sólo algunos modelos de simulación de caídas de rocas lo consideran explícitamente. RockGIS es un programa de simulación numérica de desprendimientos rocosos que considera la fragmentación, empleando una aproximación puntual de la masa y un modelo de rebote mediante coeficientes de restitución. Su principal innovación es la implementación del modelo de fragmentación fractal (Rockfall Fractal Fragmentation Model, RFFM) para distribuir la masa al romper los bloques. Los parámetros del modelo de fragmentación se calculan según las condiciones cinemáticas de cada impacto para reproducir diferentes escenarios de fragmentación. El funcionamiento de RockGIS ha sido verificado y validado mediante ensayos a escala real y en diversos desprendimientos rocosos naturales. En esta contribución presentamos la evolución de RockGIS en los últimos años y su aplicación a diversos casos de estudio.

1. INTRODUCCIÓN

Un desprendimiento de rocas es un movimiento de masa rápido generado por el desprendimiento de un volumen de roca de un talud que cae, rebota y rueda durante su propagación ladera abajo (Varnes, 1978). Los desprendimientos de rocas a menudo amenazan las infraestructuras civiles, los edificios y las redes de transporte en las regiones montañosas. Estos fenómenos tienen un gran potencial destructivo debido a la alta velocidad y, en consecuencia, a la alta energía cinética que puede alcanzar el desprendimiento de rocas durante su propagación (Hoek, 2000).

En un desprendimiento de rocas, la masa movilizada inicial puede ser un solo bloque masivo o un conjunto de bloques definidos por el sistema de juntas en el macizo. El concepto de distribución de tamaño de bloque in situ (IBSD) se introdujo para describir la distribución inicial de tamaños de bloque dentro del macizo rocoso (Lu y Latham 1999, Ruiz-Carulla et al. 2017). Durante la propagación, el bloque o bloques que originalmente forman el IBSD pueden romperse al chocar con el suelo para producir fragmentos que son más pequeños que los originales. El término desprendimiento de rocas fragmentario se utiliza para referirse a este fenómeno (Evans y Hungr, 1993) y la distribución final de los fragmentos se denomina distribución del tamaño de bloques de desprendimiento de rocas (Rock Block Size Distribution, RBSD).

En los últimos años, se han realizado mejoras significativas en las metodologías de análisis de riesgo debido a desprendimientos rocosos (Hantz 2011), particularmente para infraestructuras de transporte

(Macciotta 2016) y áreas urbanas (Mavrouli y Corominas 2010). También se ha mejorado el diseño y la implementación de estructuras de mitigación, como barreras dinámicas, terraplenes y galerías, aumentando la absorción de energía y la capacidad de desvío (Lambert et al. 2013). El conocimiento de las condiciones cinemáticas esperadas de un desprendimiento de rocas en un punto determinado, como la energía de impacto y la altura de rebote, es necesario para la evaluación de riesgos y el diseño adecuado de las estructuras de mitigación. La energía de impacto depende de muchas variables como el volumen inicial, la altura del punto de desprendimiento, la topografía y las propiedades geomecánicas de la ladera. Durante la evolución de las técnicas de análisis de desprendimientos rocosos los científicos han desarrollado modelos de propagación de caída de rocas para determinar las trayectorias y las energías de impacto. Algunos de estos modelos se basan en observaciones empíricas o estadísticas y otros simulan la física del fenómeno con diferentes niveles de detalle. Sin embargo, la fragmentación rara vez se considera en estos análisis (Li y Lan 2015, Matas et al. 2017).

Para una mejor comprensión del fenómeno de los desprendimientos rocosos se han realizado experimentos a escala real y de laboratorio para poder calibrar los modelos de simulación. Sin embargo, son pocos los experimentos que se centraron específicamente en el análisis de la fragmentación (Giacomini et al. 2009, Gili et al. 2022), que resulta un factor crítico para determinar las trayectorias y la energía del impacto, pudiendo afectar al cálculo del riesgo (Corominas et al. 2019). En los desprendimientos rocosos, se observan tres consecuencias principales cuando un bloque fragmenta:

Reducción del tamaño del bloque inicial. Esto puede variar de seis a nueve órdenes de magnitud en bloques únicos aislados de 1 a 2 m³ (Gili et al. 2022), y de 15 a 18 órdenes de magnitud en eventos que movilizan más de 20 000 m³ (De Blasio et al. 2018). Macciotta et al. (2016) demostraron la influencia de la estructura del macizo rocoso en la ubicación del desprendimiento en la reducción del tamaño del bloque. Para estudiar las distribuciones de tamaño de bloque, Ruiz-Carulla et al. (2017) propusieron un enfoque fractal en el que se adoptó un número finito de iteraciones. Este tipo de enfoque se ha utilizado para derivar la RBSD de la ISBD de eventos de desprendimiento de rocas pasados. Recientemente, se ha propuesto un enfoque continuo que utiliza la teoría fractal y el modelo de probabilidad fractal variante de escala para los desprendimientos de rocas (Ruiz-Carulla y Corominas 2019).

Divergencia de trayectorias. Después de la rotura, los fragmentos adoptan trayectorias divergentes en forma de abanico desde el punto de colisión (Davies et al. 1999). Pocos estudios se han centrado en la evaluación de la divergencia de la trayectoria después de la fragmentación en los desprendimientos de rocas, incluido el modelado numérico (Zhao et al. 2018) y los experimentos de campo (Giaciomini et al. 2009, Gili et al. 2022).

Aumento del impulso lineal. Después de la rotura, los fragmentos pequeños pueden alcanzar velocidades más altas que los grandes (De Blasio et al. 2018, Zhao et al. 2018, Ye et al. 2019). La forma en que se distribuye la energía después de la rotura aún se desconoce y, en algunas investigaciones numéricas, no se ha encontrado correlación entre el tamaño del fragmento y su energía cinética para una velocidad de impacto dada (Ye et al. 2019). Hasta donde sabemos, solo unos pocos estudios han intentado medir la distribución de energía después de la fragmentación en desprendimientos rocosos (Guccione et al. 2021, Prades et al. 2022).

La combinación de estos tres efectos genera una variedad de escenarios: aunque el tamaño del fragmento se reduce, el incremento potencial en la velocidad debido al efecto de aumento del impulso puede conducir a altas energías concentradas en un área pequeña. Se ha observado que, en este escenario, los bloques con una energía significativamente menor que el valor de diseño pueden perforar barreras dinámicas de desprendimiento de rocas. Esto se llama el "efecto bala". Además, la divergencia de la trayectoria, combinada con la reducción del tamaño, puede tener efectos opuestos según la topografía. En escenarios en los que la propagación tiene lugar en pendientes suaves, el alcance de los fragmentos puede disminuir en comparación con los bloques macizos. Este efecto

desaparece en pendientes pronunciadas, en las que la fragmentación puede incrementar la probabilidad de impacto al divergir las trayectorias de los fragmentos (Corominas et al. 2019).

En esta contribución, presentamos en primer lugar el simulador de desprendimientos rocosos RockGIS que considera la fragmentación, así como la evolución que ha tenido en los últimos años en términos de metodología y rendimiento. En segundo lugar, describimos el procedimiento para la calibración del modelo en zonas específicas de estudio, así como los datos necesarios para ello. Para calibrar el modelo se consideraron diferentes indicadores de bondad de ajuste según los datos disponibles en cada caso. Los criterios principales de calibración que se han empleado son: el alcance, o distancia recorrida de los fragmentos generados, y su distribución de volúmenes. Además, en algunos casos se usaron criterios adicionales de calibración como la dispersión lateral de los fragmentos a lo largo de la vertiente, el número de fragmentos que traspasaba una línea de referencia o la posición del centro de gravedad de todo el depósito, entre otros. A continuación, se resumen los casos de estudio más relevantes trabajados durante la creación y evolución de RockGIS poniendo énfasis en los aprendizajes específicos obtenidos en cada uno de ellos. Finalmente, se resumen las conclusiones más importantes respecto a la consideración de la fragmentación en desprendimientos rocosos mediante RockGIS.

2. ROCKGIS: DESCRIPCIÓN DEL CÓDIGO

RockGIS es un modelo de simulación numérica de desprendimientos rocosos con una aproximación de masa puntual (lumped mass) que incluye la posibilidad de fragmentación de los bloques. Como datos de entrada el código requiere: el modelo digital de elevaciones (MDE) del área de estudio, el mapa de usos del suelo para definir los parámetros distribuidos espacialmente involucrados en el impacto y el parámetro de rebote, una lista de los puntos de salida de los bloques, sus volúmenes y sus condiciones cinemáticas iniciales. La trayectoria de los bloques se calcula integrando las ecuaciones de movimiento que dan como resultado trayectorias balísticas. Se utiliza un algoritmo de contacto para determinar cuando los bloques interaccionan con el terreno. Cuando se detecta el impacto se evalúa si la energía cinética normal a la superficie es suficiente para producir o no fragmentación y, en caso afirmativo, la masa del bloque inicial se distribuye entre los fragmentos, que siguen su propagación como si se tratara de nuevos bloques. En caso de no producirse fragmentación se evalúan las condiciones de rebote y se define la nueva trayectoria para el bloque.

La primera versión de RockGis se describe en Matas et al. (2017), desde el inicio de su desarrollo, ha evolucionado substancialmente. La versión más reciente incluye las siguientes actualizaciones: el código base fue migrado de Python a C++ para mejorar el rendimiento, la cinemática de los bloques se describe según Gischig et al. (2015), y también se considera la velocidad de rotación. Se modificó el algoritmo de detección de contacto para aumentar el rendimiento y se implementó y mejoró el modelo de fragmentación fractal de Ruiz-Carulla y Corominas (2019). La inclusión de obstáculos y elementos de protección en las simulaciones forma parte del paquete de mejoras previsto en el contexto del proyecto de investigación GeoRisk, y ya se dispone de resultados preliminares de su implementación. Las siguientes secciones describen los detalles de las principales mejoras en el modelo RockGIS.

Modelo topográfico

Para definir el terreno del talud se utiliza un MDE de alta resolución, consistente en una cuadrícula que contiene información sobre la altura de la superficie en cada celda. Esta simplificación de la superficie topográfica del talud tiene algunas limitaciones, como, por ejemplo: los voladizos no se pueden considerar mediante esta aproximación, ya que solo se puede asignar un valor de elevación (Z) a cada par de coordenadas planimétricas X, Y. Algunos autores han preparado modelos que pueden trabajar con nubes de puntos (Noël et al. 2018), que pueden usar modelos extremadamente detallados obtenidos mediante láser escáner o fotogrametría aérea,

que superan las limitaciones del MDE. Sin embargo, el uso de esta cuadricula regular para describir la topografía hace que sea más fácil y rápido dar cuenta numéricamente de la interacción entre los bloques o fragmentos y la superficie del suelo. El valor Z del terreno en determinadas coordenadas X,Y se calcula mediante una interpolación bilineal entre las cuatro celdas vecinas más cercanas. Este enfoque proporciona una interpolación continua de la superficie basada en las celdas del modelo de elevaciones, que permite detectar el punto de contacto entre el bloque y el terreno. En el código, una función llamada "altura al suelo" (H2G) da la altura del bloque con respecto a la superficie de la ladera. Esta función se utiliza para detectar el contacto entre la trayectoria de un bloque y el terreno.

Cinemática de los bloques

Los bloques se consideran como puntos en el espacio con toda la masa concentrada (*lumped mass*) y tienen como variables de estado su posición, velocidad lineal, velocidad de rotación y volumen. Este enfoque no tiene en cuenta explícitamente la forma de los bloques, excepto en el modelo de rebote en el que se supone que los bloques son esferas (aproximación híbrida). Debido a esta simplificación, algunos comportamientos cinemáticos condicionados por la forma de los bloques pueden no ser representados con total precisión y pueden afectar el resultado de las simulaciones. Esta deficiencia se supera mediante un proceso de calibración exhaustivo. Los bloques están sujetos a la aceleración de la gravedad y al integrar las ecuaciones de movimiento con cierta discretización inicial, la velocidad lineal y angular de un bloque en cada paso de tiempo, la simulación sigue produciendo un vuelo parabólico hasta que se detecta contacto con el terreno, estructuras de mitigación o líneas de control. Durante la interacción con el terreno, se aplican los módulos de rebote y fragmentación y se determinan los fragmentos resultantes y sus velocidades reflejadas (Figura 1b). Luego, cada fragmento se trata como un nuevo bloque individual y se reinicia la fase de vuelo.



Figura 1. (a) Esquema de integración numérica para el calculo de las trayectorias. (b) Esquema modelo rebote y repartición de trayectorias de los fragmentos dentro de un cono.

Modelo de rebote

La detección de contacto entre los bloques y el terreno se calcula mediante el método de bisección, que se utiliza con frecuencia en fotogrametría. Este método considera que, en cada paso de tiempo, el bloque se mueve según su velocidad lineal y se comprueba el valor de H2G (altura respecto el terreno). Si el valor es menor que cero, significa que el bloque se encuentra debajo de la superficie del terreno. Luego, un proceso iterativo usando el método de bisección determina el diferencial de tiempo exacto que hace que el bloque cruce la superficie del terreno con una cierta tolerancia numérica. Esta tolerancia siempre está en el lado positivo de H2G para garantizar que numéricamente el bloque nunca penetre en el suelo. Una vez que se detecta el impacto con el terreno, se aplica un algoritmo de rebote para calcular la velocidad reflejada. La primera versión de RockGIS utilizó el

modelo descrito en Lan et al. (2007). La última versión del código implementa el enfoque propuesto por Gischig et al. (2015). Para determinar la velocidad reflejada después del impacto, se consideran el ángulo de incidencia con respecto al vector normal a la superficie y su velocidad de rotación, que condicionan los coeficientes de restitución a aplicar en cada impacto. La consideración del ángulo de impacto permite representar la transmisión de energía lineal a rotacional durante el impacto, así como la perdida de energía normal por disipación plástica con el terreno. El modelo aplica una perturbación estocástica angular al plano de impacto para representar la variabilidad del proceso. Los coeficientes de restitución normal y tangencial se calculan en cada impacto utilizando las ecuaciones de Wyllie (2014) y Gischig et al. (2015), respectivamente. Después de cada rebote, se evalúa la cantidad de energía cinética normal al plano de impacto restante para determinar si el bloque fragmenta o no.

Modelo de fragmentación

RockGIS considera tanto la disgregación inicial de la masa desprendida como la rotura de los bloques durante la propagación. En todos los casos se asume la disgregación del IBSD y se simula individualmente la trayectoria de cada uno de los bloques que la forman. Cada vez que un bloque impacta contra el terreno, se ejecuta un módulo específico para comprobar el criterio de rotura. En caso de rotura, el módulo genera una distribución de volúmenes de fragmentos basada en el *Rockfall Fractal Fragmentation Model* (Ruiz-Carulla y Corominas, 2019). La versión anterior del código (Matas et al. 2017) consideraba una ley potencial con parámetros invariables en todos los impactos. En la versión mejorada, los parámetros de la ley potencial empleada para distribuir la masa son variables y dependen de las condiciones de impacto, generando más fragmentos de menor volumen los impactos más energéticos (Figura 2).



Figura 2. Generación de fragmentos a partir del bloque inicial mediante una ley potencial.

3. METODOLOGÍA DE CALIBRACIÓN

La calibración de un simulador de desprendimientos rocosos con fragmentación supone un desafío, ya que se deben ajustar varios parámetros relacionados con los modelos de rebote y fragmentación de manera simultánea para que los resultados representen con fidelidad las observaciones de campo. El proceso consiste en definir los indicadores de bondad de ajuste, es decir, los criterios de aceptación de la calibración del modelo, e iterar sobre los parámetros hasta que estos se cumplan. Dependiendo de la calidad de los datos de los que se disponga en función del caso de estudio estos ajustes se podrán realizar de forma cualitativa o cuantitativa. Si se dispone de pocos datos, no hay otra opción que aceptar ajustes cualitativos, pero si se dispone de información de muchos eventos anteriores, los tamaños de los fragmentos medidos en campo, sus posiciones de deposición en el espacio, etc. se pueden usar funciones de ajuste numérico para usar métodos de optimización paramétrica automatizada. Los indicadores de bondad de ajuste que se pueden emplear en función de los datos y los casos de estudio son los siguientes:

- 1. Similitudes entre el RBSD resultante de las simulaciones y el RBSD medida en campo.
- 2. Similitudes entre la distribución de alcances (runout) resultante de las simulaciones y la

distribución de alcances medida en campo.

- 3. La distribución espacial acumulada del volumen de los fragmentos en función de la distancia desde el punto del desprendimiento.
- 4. Comparación entre la posición de los centros de gravedad de la distribución simulada y medida de los fragmentos de bloques depositados.
- 5. Polígono delimitador de la cubierta de escombros recientes (YDC, *Young Debris Cover*) sobre la superficie del talud.
- 6. Correlación entre la dispersión lateral de las trayectorias simuladas y las observadas.
- 7. Número total de fragmentos medidos y simulados.
- 8. Frecuencia de paso acumulada y volumen acumulado que cruza una línea de referencia (por ejemplo: caminos forestales, senderos excursionistas o pantallas dinámicas).

Una vez determinados los indicadores de bondad de ajuste viables para cada sitio de estudio, el proceso de calibración consiste en un proceso iterativo de prueba y error que intentaba hacer coincidir los datos de campo minimizando el error entre simulaciones y observaciones.

4. CASOS DE ESTUDIO

Vilanova de Benat

En noviembre de 2011 se produjo un desprendimiento de rocas de 10 000 m³ en un acantilado de piedra caliza en la Sierra del Cadí, Pirineos Orientales, cerca del pueblo de Vilanova de Banat. En estudios anteriores Ruiz-Carulla et al. (2015) obtuvieron tanto la IBSD como la RBSD del evento, que fueron usadas para su calibración considerando la posición de la YDC, la posición del centro de gravedad de la distribución (error inferior a 5m), el numero de pasadas por una línea de control (error inferior al 15%). La Figura 3 muestra las trayectorias obtenidas con la última versión de RockGIS del evento de 2011. Este fue el primer caso de éxito en el que se consiguió calibrar un desprendimiento rocoso fragmentario, pueden consultarse los detalles de esta calibración en Matas et al. (2017).



Figura 3. Trayectorias obtenidas mediante RockGIS para el desprendimiento de 10 000 m3 ocurrido en Vilanova de Benat el año 2011. Escala de color de verde a naranja indica menor a mayor velocidad de propagación respectivamente.

Monasterio de Piedra

En febrero de 2017 ocurrió un desprendimiento de 800 m³ en un sendero turístico del espacio natural del Monasterio de Piedra (Figura 4). Se realizó un análisis cuantitativo del riesgo de las diferentes alternativas de los senderos existentes. Para ello, se calibró RockGIS con el desprendimiento de 2017 y con datos de alcance de algunas actuaciones de saneamiento que se habían realizado en la zona. La distribución de bloques inicial (IBSD) se estimó intersecando el volumen desprendido con el patrón de juntas, mientras que la RBSD se midió manualmente en campo y de manera semiautomática mediante análisis de la ortofotografía del depósito. La calibración arrojó muy buenos resultados tanto a nivel de alcance del depósito (Figura 5a) como de distribución de bloques (Figura 5b). Los resultados permitieron la cuantificación de la peligrosidad en la ruta de senderismo y se adaptó la metodología de cuantificación del riesgo (QRA) para la consideración de la fragmentación de las diferentes rutas alternativas.

Los resultados de este caso también muestran que la fragmentación tiene un efecto significativo y contrastante sobre el cálculo del riesgo. El riesgo se reduce si la pendiente donde los bloques se propagan es lo suficientemente larga y suave, ya que los nuevos fragmentos generados al ser más pequeños son retenidos más fácilmente por la rugosidad del terreno y consecuentemente alcanzan distancias y energías cinéticas inferiores. El efecto desaparece en caso de desprendimientos de rocas en pendientes pronunciadas, donde el riesgo aumenta debido al aumento de la exposición de los elementos de estudio producido por la divergencia de trayectorias de la fragmentación.

En esta zona de estudio existen unas pantallas dinámicas y se realizaron simulaciones considerándolas con y sin fragmentación. Se observó que la capacidad de las barreras de protección para detener desprendimientos de rocas de hasta unas pocas decenas de metros cúbicos aumentan cuando se considera la fragmentación ya que las energías máximas alcanzadas disminuyen. Nótese que, a pesar de reducir la energía cinética máxima de un impacto individual, aumenta el numero de impactos de menor energía. Hasta la fecha no se han realizado estudios de multi-impacto en pantallas dinámicas. El proceso de inventario del evento, la metodología completa y los resultados del QRA de este estudio se publicaron y pueden consultarse en Corominas et al. (2019).



Figura 4. Desprendimiento de 800 m³ ocurrido en Monasterio de Piedra el año 2017.



Figura 5. (a) Depósito de los fragmentos obtenidos con la simulación, distribuidos por tamaños y superpuestos al depósito real. (b) Trayectorias del evento obtenidas mediante RockGIS.

Carretera Ma-10 (Mallorca)

La carretera Ma-10 tiene algunos tramos que se sitúan justo debajo de los acantilados del macizo de la *Serra de Tramuntana*. En 2017 ocurrió un desprendimiento de rocas de 10 m³ y algunos de los fragmentos generados llegaron a los márgenes de la carretea. Se usó la información de este caso para calibrar el modelo en ese escenario (Figura 6a) y se realizaron pruebas preliminares para diseñar la metodología para desarrollar una evaluación cuantitativa de riesgo en la vía para tener un criterio de priorización para su mantenimiento (Figura 6b). La calibración se realizó considerando la posición y volumen final de los bloques de mayor tamaño que llegaron a la carretera. Al final de esta sección se muestra la comparación entre la RBSD medida y la simulada. El proceso y los resultados de este estudio fueron publicados en Ruiz-Carulla et al. (2020).



Figura 6. (a) Trayectorias obtenidas para el evento de 10m³ con pantalla dinámica. (b) Trayectorias difusas obtenidas después de la calibración del modelo en la carretera Ma-10. Nótese que en esta simulación no se consideraron las pantallas de protección existentes que impedirían que los bloques llegaran a la carretera.

Ensayo a escala real en cantera

Durante el transcurso de los proyectos de investigación RockGIS y RockModels se realizaron diversas campañas de experimentos de fragmentación de bloques rocosos en canteras. Estas consistían en el lanzamiento de bloques mediante retroexcavadoras en los taludes de la cantera

(Figura 7). Cada lanzamiento se grababa con varias cámaras de alta velocidad y se medían a mano y/o mediante fotogrametría desde dron los fragmentos generados. Los detalles de estos ensayos pueden encontrarse en Gili et al. (2022). La calidad de los datos obtenidos, incluyendo la posición final de cada fragmento y su volumen, permitieron calibrar RockGIS. Además de calibrar comparando la RBSD medida con la simulada de los más de 20 bloques testados, también se emplearon otros criterios cuantitativos incluyendo el numero de bloque en función del alcance (Figura 8a) y el volumen acumulado de bloques en función del alcance (Figura 8b), obteniendo ajustes con errores de menos del 10%. La metodología y los resultados detallados pueden consultarse en Matas et al. (2020). De este estudio se concluyó que no era viable simular el experimento sin considerar la fragmentación ya que la divergencia de trayectorias no quedaba bien representada (Figura 9), acentuando la importancia de considerar el fenómeno en el análisis de los desprendimientos rocosos.



Figura 7. Secuencia cronológica de lanzamiento de un bloque en el experimento a escala real realizado en cantera (Matas et al. 2020)



Figura 8. (a) Numero de bloques acumulados versus el alcance de los medidos y simulados (b) Volumen acumulado en función del alcance de los bloques medidos y simulados. Las distribuciones simuladas son la media de diversas realizaciones estocásticas del lanzamiento del total de los bloques (Matas et al. 2020)



Figura 9. Si no se considera la fragmentación los bloques estos quedan confinados en la parte inferior, no ajustándose a las observaciones de campo (a). En cambio, al considerar la fragmentación el modelo es capaz de representar la divergencia de trayectorias observadas (b).

En todos los casos descritos anteriormente, uno de los dos principales criterios de calibración del modelo fue la distribución de fragmentos del depósito (RBSD) generados con el modelo a partir de la distribución inicial de bloques (IBSD). La figura 10 muestra las comparaciones entre las RBSD medidas y simuladas de cada uno de los casos de estudio. En la figura 10a se muestra la RBSD de cinco simulaciones con perturbaciones estocásticas mientras que en la figura 10d se muestra la media de 1000 simulaciones distintas (en ambos casos manteniendo fijos los parámetros). En los cuatro casos se consiguió reproducir fielmente la distribución de fragmentos del depósito.



Figura 10. Distribuciones de fragmentos (RBSD) obtenidas en los diferentes casos de estudio comparadas con las medidas en campo: a) Vilanova de Benat, b) Monasterio de Piedra, c) Carretera Ma-10 en Mallorca, d) Ensayo de fragmentación a escala real en cantera (Matas, 2020).

5. CONCLUSIONES

En este artículo se ha mostrado la verificación y validación del funcionamiento de RockGIS mediante ensayos a escala real y en diversos desprendimientos rocosos naturales; así como su evolución desde 2017 y su aplicación a diversos casos de estudio.

- El modelo de simulación de desprendimientos rocosos fragmentarios RockGIS ha demostrado ser capaz de reproducir el fenómeno en diferentes escenarios, desde grandes eventos naturales de 10-10.000 m³ de masa inicialmente desprendido hasta ensayos a escala real con bloques de 0,3 a 2 m³.
- Gracias a los avances en la toma de datos mediante fotogrametría desde dron y laser escáner terrestre, actualmente **somos** capaces de obtener información muy detallada respecto a las distribuciones de volúmenes previas a los eventos y las posteriores en los depósitos, necesarias para calibrar el modelo.
- En caso de disponer de pocos datos históricos sobre desprendimientos fragmentarios en una zona de estudio es posible calibrar el modelo y obtener resultados aceptables.
- Al considerar la fragmentación, el riesgo se reduce significativamente si la pendiente donde se propagan los bloques es lo suficientemente larga y suave. En este caso, los nuevos fragmentos generados movilizan menos energía y pueden quedar atrapados por las irregularidades topográficas, los obstáculos y/o las medidas de protección.
- Por el contrario, muchos más bloques pueden alcanzar elementos expuestos debajo de pendientes pronunciadas. En esta situación, la fragmentación aumenta notablemente la divergencia de las trayectorias de los bloques, aumentando a la vez la probabilidad de impacto sobre los elementos expuestos.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio ha sido desarrollado en el marco del Proyecto de Investigación "Caracterización y modelado de desprendimientos de rocas" con el acrónimo RockModels, financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad de España, y cofinanciado por la Agencia Estatal de Investigación (AEI) y el Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER) sobre el marco del Plan Estatal de Investigación Científico-Técnica e Innovación con código de referencia BIA2016-75668-P (AEI/FEDER,UE) y el proyecto de investigación "Avances en el análisis cuantitativo del riesgo de caída de rocas (QRA) incorporando desarrollos en geomática (GeoRisk)" con referencia PID2019-103974RB-I00, financiado por MCIN/AEI/10.13039/501100 011033, Ministerio de Ciencia e Innovación (MCIN) y la Agencia Estatal de Investigación (AEI).

REFERENCIAS

- Corominas, J., Matas, G., Ruiz-Carulla, R., 2019. Quantitative analysis of risk from fragmental rockfalls. *Landslides*, 16, 5–21.
- Davies, T.R., McSaveney, M.J., Hodgson, K.A, 1999. A fragmentation-spreading model for long-runout rock avalanches. *Can. Geotech. J.* 36, 1096–1110.
- De Blasio, F.V., Dattola, G., Crosta, G.B., 2018. Extremely energetic rockfalls. J. Geophys. Res. Earth Surf., 123, 2392–2421.
- Evans, S.G., Hungr, O., 1993. The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes. *Can. Geotech. J.* 30, 620–636.
- Giacomini, A., Buzzi, O., Renard, B., Giani, G.P., 2009 Experimental studies on fragmentation of rock falls on impact with rock surfaces. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 46, 708–715.
- Gili JA, Ruiz-Carulla R, Matas G, Moya J, Prades A, Corominas J, Lantada N, Núñez-Andrés M.A, Buill F, Puig C, Martínez-Bofill J, Saló Ll, Mavrouli O., 2022. Rockfalls: analysis of the block fragmentation through field experiments. *Landslides*. DOI: 10.1007/s10346-021-01837-9

- Gischig, V.S., Hungr, O., Mitchell, A., Bourrier, F., 2015. Pierre3D: A 3D stochastic rockfall simulator based on random ground roughness and hyperbolic restitution factors. *Can. Geotech. J.* 52, 1360–1373.
- Guccione, Davide & Thoeni, Klaus & Fityus, Stephen & Nader, François & Giacomini, Anna & Buzzi, O., 2021. An experimental setup to study the fragmentation of rocks upon impact. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 54. 10.1007/s00603-021-02501-3.
- Hantz, D., 2011. Quantitative assessment of diffuse rock fall hazard along a cliff foot. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 11, 1303–1309.
- Hoek, E., 2000. Analysis of rockfall hazards. In Practical Rock Engineering, Hoek, E., Ed., pp. 141–165.
- Lambert, S., Bourrier, F., Toe, D., 2013. Improving three-dimensional rockfall trajectory simulation codes for assessing the efficiency of protective embankments. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 60, 26–36.
- Lan, H., Derek Martin, C., Lim, C.H., 2007. RockFall analyst: A GIS extension for three-dimensional and spatially distributed rockfall hazard modeling. *Comput. Geosci.* 33, 262–279.
- Li, L., Lan, H., 2015. Probabilistic modeling of rockfall trajectories: A review. *Bull. Eng. Geol. Environ.* 74, 1163–1176.
- Lu, P., Latham, J.-P., 1999. Developments in the assessment of in-situ block size distributions of rock masses. *Rock Mech. Rock Eng.* 32, 29–49.
- Macciotta, R., Martin, C.D., Morgenstern, N.R., Cruden, D.M., 2016. Quantitative risk assessment of slope hazards along a section of railway in the Canadian Cordillera—A methodology considering the uncertainty in the results. *Landslides*. 13, 115–127.
- Matas, G., Lantada, N., Corominas, J., Gili, J.A., Ruiz-Carulla, R., Prades, A., 2017. RockGIS: A GIS-based model for the analysis of fragmentation in rockfalls. *Landslides*, 14, 1565–1578.
- Matas G., Lantada N., Corominas J., Gili J.A., Ruiz-Carulla R., Prades A., 2020. Simulation of full-scale rockfall tests with a fragmentation model. Geosciences, 10 (5), 168, Special Issue "Rock Fall Hazard and Risk Assessment".
- Matas G., 2020. Modelling fragmentation in rockfalls. *Tesis doctoral del programa de Ingeniería del Terreno. Dpto. de Ingeniería de Ingeniería Civil y Ambiental* (Universitat Politècnica de Catalunya. UPC-BarcelonaTech).
- Mavrouli, O., Corominas, J., 2010. Vulnerability of simple reinforced concrete buildings to damage by rockfalls. *Landslides*, 7, 169–180.
- Noël, F., Cloutier, C., Turmel, D., Locat, J., 2018. Using point clouds as topography input for 3D rockfall modeling. In *Landslides and Engineered Slopes. Experience, Theory and Practice*, CRC Press: Boca Raton, FL, USA, pp. 1531–1535, ISBN 9781315375007.
- Prades, A., Corominas, J., Lantada, N., Matas, G., Núñez-Andrés M.A., 2022) Capturing rockfall kinematic and fragmentation parameters using high-speed camera system. *Engineering Geology*. DOI: 10.1016/j.enggeo.2022.106629.
- Ruiz-Carulla, R., Corominas, J., Mavrouli, O., 2015. A methodology to obtain the block size distribution of fragmental rockfall deposits. *Landslides*, 12, 815–825.
- Ruiz-Carulla, R., Corominas, J., Mavrouli, O., 2017. A fractal fragmentation model for rockfalls. *Landslides*, 14, 875–889.
- Ruiz-Carulla, R., Corominas, J., 2019. Analysis of rockfalls by means of a fractal fragmentation model. *Rock Mech. Rock Eng.* 1–23, doi:10.1007/s00603-019-01987-2.
- Ruiz-Carulla, R., Corominas, J., Matas, G., and Lantada, N., 2020. 3D analysis of a fragmental rockfall. 5th World Landslide forum, Kyoto, Japan, 2nd-6th November 2021.
- Varnes, D., 1978. Slope movement types and processes. *In Landslides, Analysis and Control*, Schuster, R.L., Krizek, R.J., Eds., Transportation Research Board, Special Report No. 176, National Academy of Sciences: Washington, DC, USA, pp. 11–33.
- Wyllie, D.C., 2014. Calibration of rock fall modeling parameters. Int. J. Rock Mech. Min. Sci, 67, 170-180.
- Ye, Y., Thoeni, K., Zeng, Y., Buzzi, O., Giacomini, A., 2019. Numerical investigation of the fragmentation process in marble spheres upon dynamic impact. *Rock Mech. Rock Eng.* 53, 1287–1304.
- Zhao, T., Crosta, G.B., Dattola, G., Utili, S., 2018. Dynamic fragmentation of jointed rock blocks during rockslide-avalanches: insights from discrete element analyses. J. Geophys. Res. Solid Earth, 123, 3250– 3269.

VALORES REPRESENTATIVOS PARA SU USO EN LAS VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD DE TALUDES ROCOSOS

Javier GONZÁLEZ-GALLEGO (1), Jose ESTAIRE (1), y María SANTANA (1)

(1) Laboratorio de Geotecnia CEDEX Javier.Gonzalez@cedex.es

RESUMEN

Las verificaciones del estado límite de estabilidad de taludes rocosos comienzan con la recolección de datos en campo de la orientación de las diferentes discontinuidades.

Estos datos se representan en proyección estereográfica para distinguir las diferentes familias y obtener un valor único de buzamiento y dirección de buzamiento para cada una de ellas que será el utilizado para calcular la estabilidad.

En general, en la práctica habitual, los datos utilizados en los cálculos son los valores medios de cada una de las familias o los obtenidos realizando un diagrama de densidad de polos.

Este artículo muestra la forma de utilizar los métodos establecidos en el borrador definitivo del futuro Eurocódigo 7 (EC7), referentes a la determinación de las propiedades del terreno, para la evaluación de los valores representativos de las propiedades geométricas de las discontinuidades.

El trabajo incluye algunos ejemplos que permiten comparar el nivel de seguridad de los taludes analizados utilizando esta metodología y la que se deriva de la práctica habitual muestran el procedimiento que se propone.

1. INTRODUCCIÓN

En el análisis de estabilidad de taludes en roca (cuñas, deslizamiento plano, vuelco, etc.) son determinantes los datos escogidos para el cálculo relativos a la orientación espacial de cada una de las familias (buzamiento y dirección de buzamiento). Es más, es bien sabido que la orientación y características de las familias influye mucho más en la estabilidad de un talud que las propiedades de la matriz rocosa.

De esta forma, la relación espacial entre la orientación de las familias de juntas y del talud es fundamental en cuanto a su estabilidad se refiere.

Para la obtención de estos valores, se realizan estaciones geomecánicas en campo obteniendo múltiples datos de orientación de todas las juntas existentes en el macizo rocoso. Normalmente la falta de paralelismo, rugosidad, etc., hace que, de cada familia, haya una amplia dispersión de datos.

En la práctica habitual estos datos se representan en proyección estereográfica para agruparlos por su proximidad y obtener un valor único, y representativo, de buzamiento y dirección de buzamiento para

cada una de las familias. Este dato se obtiene de forma habitual hallando el valor medio para cada parámetro (buzamiento y dirección de buzamiento) en las diferentes familias observadas con la proyección estereográfica.

Otra forma, menos habitual, de obtener estos valores es mediante los diagramas de densidad de polos que muestran las concentraciones de polos existentes en un área dada (generalmente el 1%). En estos diagramas se le da un peso mayor a los polos que están más próximos. Éste es el método recomendado por la ISRM que, sin embargo, admite que deberían utilizarse métodos probabilísticos (sin dar una indicación de cuál) para hacer un análisis más preciso, ya que el valor obtenido con el diagrama de densidad difiere de la media (Figura 1).

The central value of highest concentration of poles can be taken as representing the mean orientation of the given set of discontinuities. However, since there are variations from the mean, orientation is strictly a random variable with a certain dispersion associated with each mean value. Probability techniques are recommended for a more precise analysis. (It should be noted that density contours obtained by the Schmidt method violate probability theory since poles are counted more than once.)

Figura 1. Método recomendado en el "ISRM Suggested Methods for rock characterization Suggested method" de la ISRM ISRM (2007)

El futuro Eurocódigo 7 establece una metodología para determinar el valor de los parámetros geotécnicos que va a considerarse representativo de dicha propiedad, a través del denominado "valor representativo". Dicho valor puede obtenerse de dos formas:

- seleccionando un valor basándose en el juicio ingenieril del proyectista, su posible conocimiento del emplazamiento y su experiencia en casos comparables, denominándose en este caso "valor nominal", o
- evaluando el valor por métodos estadísticos, en cuyo caso se denomina "valor característico".

Así como para otros valores de propiedades geotécnicas, como ángulo de rozamiento o resistencia sin drenaje, existen tablas con valores indicativos que sirven como referencia para dichas propiedades, no ocurre lo mismo con los valores de buzamiento y dirección de buzamiento de las discontinuidades que pueden presentarse con cualquier orientación e inclinación.

2. OBTENCIÓN DE LOS VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS PROPIEDADES DEL TERRENO SEGÚN EL EC7

El "valor representativo" de una propiedad geotécnica de una unidad geotécnica se debe determinar, por parte del proyectista, a partir del conjunto de "valores derivados" obtenidos durante la campaña de investigación geotécnica (Estaire y Santana, 2022)

El valor representativo de una propiedad del terreno (X_{rep}) es el valor de la propiedad del terreno relacionado con la posible aparición del estado límite que se está estudiando. En la mayoría de los casos de la Ingeniería Geotécnica, entre los que se encuentran las verificaciones de estabilidad de un talud o de una cuña a lo largo de una superficie de rotura, el valor representativo debe corresponder a una estimación prudente del valor medio ya que es el valor que generalmente condiciona la posible aparición de un estado límite.

El esquema de la Figura 2 explica este hecho. En este caso, el valor de la resistencia al corte total a lo largo de la superficie de rotura es la suma de las resistencias al corte individuales en cada

porción de la superficie, lo que es equivalente al valor medio multiplicado por la longitud L de la superficie de rotura por lo que es claro entender que el valor que se debe utilizar en los cálculos es una estimación del valor medio.



Figura 2. Valor medio como valor representativo de la estabilidad de un talud

Como se decía anteriormente, hay dos formas posibles de determinar el valor representativo de dicha propiedad:

- seleccionando un valor basándose en el juicio ingenieril del proyectista, su posible conocimiento del emplazamiento y su experiencia en casos comparables, denominándose en este caso "valor nominal", o
- evaluando el valor por métodos estadísticos, en cuyo caso se denomina "valor característico".

A este respecto, Estaire y Santana (2022) dan indicaciones más precisas sobre los procedimientos de obtención de los valores nominal y característico.

Sin embargo, para los casos analizados en este artículo sobre taludes rocosos, se considera que el valor representativo de las propiedades geométricas de las discontinuidades debe ser igual a su valor característico. Para ello, a continuación, se describe el procedimiento que debería utilizarse para determinar el valor característico de las propiedades geométricas de una discontinuidad por métodos estadísticos. Hay que destacar que el procedimiento que se describe está basado en el método más general para determinar el valor característico de una propiedad del terreno recogido en el Anejo A de la futura Parte 1 del EC7.

Estos métodos estadísticos garantizan que la probabilidad de existencia de un valor peor que gobierne la ocurrencia del estado límite considerado no sea mayor del 5%, teniendo en cuenta la incertidumbre estadística. Los valores que se utilizarán para determinar el valor característico son los valores geométricos obtenidos de las distintas familias de discontinuidades durante la campaña de investigación geotécnica.

La determinación del valor característico de una propiedad geométrica debe realizarse mediante la Ecuación 1, que supone, desde un punto de vista puramente estadístico, que los valores siguen una distribución Normal y no hay conocimiento previo sobre el valor medio.

$$X_k = X_{media}(1 \mp k_n V_x) = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} (1 \mp k_n V_x)$$
(1)

donde, en este caso:

- X_k es el valor característico de la propiedad geométrica X;
- X_{media} es el valor medio de la propiedad geométrica obtenido de un número (n) de valores

de la muestra;

- k_n es un coeficiente que depende del número de valores de la muestra (n) utilizados para calcular el valor medio de X;
- V_x el coeficiente de variación de la propiedad geométrica X;
- \pm denota que el producto [kn Vx] debe sumarse cuando el valor inferior de X_k es crítico y restarse cuando el valor superior es crítico y
- xi es el i-valor utilizado para calcular X_{media} .

En la determinación de las propiedades geométricas, el valor del coeficiente de variación (V_x) es desconocido a priori, por lo que debe calcularse mediante la Ecuación (2).

$$V_X = \frac{s_X}{X_{media}} ; \ s_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (X_i - X_{media})^2}{n-1}}$$
(2)

donde s_x es la desviación estándar de los valores de la muestra.

Por su parte, el valor de kn se puede obtener de la Ecuación 3.

$$k_n = t_{95,n-1} \sqrt{\frac{1}{n}}$$
(3)

donde: t_{95, n-1} representa la distribución t de Student, evaluada para un nivel de confianza del 95% y n-1 grados de libertad, siendo n el número de valores de la muestra.

3. APLICACIÓN DEL EC7 EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES ROCOSOS

En el análisis de estabilidad de un talud rocoso tienen una importancia fundamental la orientación espacial de los planos que conforman la inestabilidad, bien sea una cuña, un deslizamiento plano o un vuelco.

La práctica habitual de determinación del valor representativo de parámetros geotécnicos como la cohesión o el ángulo de rozamiento se realiza tomando un valor que, en general no es un valor medio estricto sino una estimación prudente de la media de los valores obtenidos durante la investigación geotécnica. Sin embargo, el valor representativo para la orientación de las discontinuidades suele tomarse como el valor medio matemático o el valor obtenido a través de un diagrama de densidad de polos (ver Figura 3).

En este apartado se muestran y comparan dos ejemplos de cálculo del factor de seguridad de la estabilidad de cuñas en los cuales se han obtenido los valores de buzamiento y dirección de buzamiento tanto de la forma tradicional como de la que se propone en base a las indicaciones del EC7.

Previamente, se explica con detalle el procedimiento que se propone, basado en el EC7, para obtener el valor característico de la dirección de buzamiento y buzamiento de las discontinuidades implicadas en la estabilidad de un talud en roca.

• Ejemplo 1

En el primer caso se analiza un talud real en el que se han hecho estaciones geomecánicas y se tienen 113 datos de buzamiento y dirección de buzamiento.
Los datos de buzamiento y dirección de buzamiento de las juntas se han representado en proyección estereográfica, obteniéndose, al agrupar los datos, dos familias de discontinuidades (J1 y J2) y que están formadas por 49 datos en la J1 y 64 en la J2 respectivamente (Figura 3).



Figura 3. Representación de los polos de cada familia en proyección estereográfica.

El método habitual para determinar el valor de buzamiento y dirección de buzamiento de cada discontinuidad que se va a utilizar en el cálculo suele ser, o bien el cálculo de un valor medio matemático, o bien la adopción del valor obtenido con el diagrama de polos. En la Tabla 1 se muestran los valores obtenidos por estos dos procedimientos.

| | VALORES MEDIOS | | VALORES DENSIDAD DE POLOS | | |
|----|--------------------------|-----|---------------------------|---------------|--|
| | Buzamiento Direc. Buzam. | | Buzamiento | Direc. Buzam. | |
| J1 | 54 | 194 | 56 | 193 | |
| J2 | 62 | 292 | 57 | 297 | |

Tabla 1. Valores de cálculo obtenidos por el método del valor medio y del diagrama de densidad de polos

Por otra parte, la obtención del valor característico de buzamiento y dirección de buzamiento para cada una de las familias de discontinuidades, basada en el método del EC7 se realiza mediante la aplicación de las (1), (2) y (3) sobre los datos tomados con las estaciones geomecánicas.

Es importante destacar que, en el caso de los datos de buzamiento, este procedimiento se aplica teniendo en cuenta que a mayor buzamiento menor será el factor de seguridad por lo que en la ecuación (1) se utilizará el signo "+". Para los datos de dirección de buzamiento hay que tener en cuenta que, en las cuñas, en uno de los planos que la forman según se aumenta la dirección de buzamiento (J1), bajará el factor de seguridad mientras que en el otro lado el factor de seguridad será menor según disminuya la dirección de buzamiento (J2). Esto se explica porque mientras mayor sea el ángulo entre J1 y J2 más inclinada (inmersión) estará la línea de intersección entre planos lo cual repercute directamente en el factor de seguridad. Para tener en cuenta este hecho al obtener el valor característico con la ecuación (1) se cambiará el signo \pm de la misma según estemos en la J1 o la J2.

Una vez aplicado este procedimiento (según los criterios del EC7) los valores característicos obtenidos de buzamiento y dirección de buzamiento son (Tabla 2):

| | VALORES CARACTERÍSTICOS | | | | | |
|----|--------------------------|-----|--|--|--|--|
| | Buzamiento Direc. Buzam. | | | | | |
| J1 | 55 | 198 | | | | |
| J2 | 64 | 289 | | | | |

Tabla 2. Valores característicos obtenidos por el método preconizado en el futuro EC7

Los valores obtenidos se han representado en proyección estereográfica en la Figura 4 para su mejor visualización. En esta figura se aprecian las diferencias, tanto de la ubicación de los polos y, por tanto, de los planos resultantes, para los tres procedimientos de obtención del valor representativo. El valor medio matemático se representa en color azul, el valor de mayor concentración de polos en color negro y valor característico según el EC7 en color rojo. También se ha dibujado el polo y plano correspondiente al talud en estudio, quedando así definidas tres cuñas cuyo factor de seguridad será analizado posteriormente.



Figura 4. Representación en proyección estereográfica de los polos y planos resultantes para las dos familias de discontinuidades obtenidos por los tres métodos de cálculo en el ejemplo 1.

La determinación del valor característico del buzamiento de las discontinuidades mediante el método establecido en el EC7 va a ser siempre mayor que el calculado por los métodos habituales de valor medio matemático o de densidad de polos. Por su parte, los valores característicos de dirección de buzamiento obtenidos con el método del EC7 se traducen en una cuña más abierta, es decir, con un ángulo entre planos mayor y una línea de intersección más inclinada. Esto es debido a que el método del EC7 realiza una "*evaluación prudente*" del valor medio, por lo que el valor característico no es exactamente igual al valor medio matemático como se deduce de la ecuación (1).

Con los datos de las tres cuñas resultantes se ha realizado un análisis de estabilidad con el programa Swedge 7.01 (Rocscience). El análisis se ha hecho de forma determinista, utilizando en los cálculos los siguientes valores representativos de la resistencia al corte de todas las discontinuidades presentes en el problema: ángulo de rozamiento de 35º y cohesión nula, de acuerdo al criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Además, no se ha considerado la existencia de ondulación de las juntas ni la presencia de agua.

Los resultados obtenidos (Tabla 3) muestran cómo con el procedimiento basado en los criterios establecidos en el EC7 se obtiene un factor de seguridad (FS) un 16% menor, comparado con el cálculo realizado de la forma tradicional (valor medio matemático y densidad de polos).

| | VALORES MEDIOS | | VALORES DENSIDAD POLOS | | VALORES CARACTERÍSTICOS (EC7) | |
|-------|----------------|-----------|---------------------------|-----|----------------------------------|-----------|
| | Buz. | Direc. B. | Buz. Direc. B. | | Buz. | Direc. B. |
| J1 | 54 | 194 | 56 | 193 | 55 | 198 |
| J2 | 62 | 292 | 57 | 297 | 64 | 289 |
| TALUD | 55 | 264 | 55 | 264 | 55 | 264 |
| FS | FS 0,8756 | | 0,998 | 38 | 0,7547 | 7 |

Tabla 3. Factores de seguridad obtenidos con los diferentes métodos utilizados para determinar elbuzamiento y dirección de buzamiento en el ejemplo 1

• Ejemplo 2

En el segundo caso se muestra una cuña inventada en la cual uno de los planos de discontinuidad tiene direcciones de buzamiento próximas a 360°-0°. Este caso se ha modelizado con un total de 20 datos de buzamiento y dirección de buzamiento para cada familia de discontinuidades y cuya representación en proyección estereográfica se muestra en la Figura 5. Como se observa en esta figura, la familia de discontinuidades J2 tiene una dirección de buzamiento próxima a 360° - 0°.



Figura 5. Representación de los polos de cada familia de discontinuidades en proyección estereográfica.

Éste es un caso singular ya que en esta ocasión para poder trabajar con la ecuación (1) hay que sumar 360° a los valores que estén en el rango superior a 0°. Luego si el valor característico resultante queda por encima de 0° se le volverán a restar esos 360° para poder representarlo en proyección estereográfica y hacer el análisis de estabilidad de la cuña. Es decir, si el resultado es, por ejemplo, de 368°, eso significa que el ángulo de dirección de buzamiento obtenido es de 8°.

Además, en este ejemplo 2 se aprecia que las juntas que definen cada familia están distribuidas en el espacio de forma más paralela entre ellas, lo que se traduce en una desviación estándar (s_x) sensiblemente inferior a la de los planos en el ejemplo 1 ($s_x = 17,1$ en el ejemplo 1 y $s_x = 8,57$ en el 2) El coeficiente de variación (V_x) también es inferior en el ejemplo 2 que en el 1 ($V_x = 0,09$ en el 1 y $V_x = 0,03$ en el 2). En la Figura 6 se muestran dos gráficos en los que se han representado los datos de dirección de buzamiento de cada ejemplo, así como las líneas que representan el valor medio y el valor característico.



Figura 6. Vista comparativa de la dispersión de datos en cada ejemplo.

Al igual que en el ejemplo 1, en primer lugar, se calculan los valores de cálculo del buzamiento y dirección de buzamiento para cada una de las familias de discontinuidades por los métodos habituales de valor medio matemático y por el de densidad de polos. Los valores así obtenidos se muestran en la Tabla 4.

| | VALORES MEDIOS | | VALORES DENSIDAD DE POL | | |
|----|--------------------------|-----|-------------------------|---------------|--|
| | Buzamiento Direc. Buzam. | | Buzamiento | Direc. Buzam. | |
| J1 | 45 | 271 | 44 | 272 | |
| J2 | 49 | 1 | 48 | 3 | |

| Tadia 4. Valores de calculo obtenidos por el metodo del valor medio y del diagrama de densidad de polos. |
|--|
|--|

Por otra parte, en la Tabla 5 se muestran los valores característicos obtenidos con el procedimiento basado en el EC7.

| | VALORES CARACTERÍSTICOS | | | | |
|----|--------------------------|-----|--|--|--|
| | Buzamiento Direc. Buzam. | | | | |
| J1 | 47 | 274 | | | |
| J2 | 50 | 357 | | | |

Tabla 5. Valores característicos obtenidos por el método preconizado en el futuro EC7.

Al igual que en el ejemplo 1, los valores característicos de buzamiento obtenidos con el método del EC7 son mayores que los resultantes por el método de valor medio matemático o de densidad de polos. Así mismo, el valor característico de la dirección de buzamiento obtenido por el método del EC7 representa una cuña más abierta y con una inmersión de la línea de intersección mayor que los derivados de los métodos habituales.

En la Figura 7 se ha representado el talud y los planos y los polos obtenidos con los tres procedimientos (azul valor medio matemático, negro densidad de polos y rojo método del EC7). Al haber menor dispersión de valores en las juntas en este ejemplo se observa como los diagramas de densidad muestran una concentración más ajustada que en el ejemplo 1.



Figura 7. Representación en proyección estereográfica de los polos y planos para las tres familias de discontinuidades obtenidas por los tres métodos de cálculo en el ejemplo 2.

Finalmente, en la Tabla 6 se muestran un resumen de los valores obtenidos por cada procedimiento y el factor se seguridad para cada caso. En este ejemplo se aprecia cómo con el procedimiento basado en el EC7 la cuña resultante tendría un factor de seguridad inferior a 1,0 mientras que con el valor medio matemático y el de mayor densidad de polos dicho factor sería superior a 1,0. La disminución de factor de seguridad es también en este caso de un 15%, al comparar el resultado obtenido con los valores medios matemáticos y de densidad de polos con los valores característicos por el método del EC7.

| | VALORES MEDIOS | | VALORES DENSIDAD POLOS | | VALORES CARACTERÍSTICOS (EC7) | |
|-------|----------------|-----------|---------------------------|-----|----------------------------------|-----------|
| | Buzam. | Dir. Buz. | Buzam. Dir. Buz. | | Buzam. | Dir. Buz. |
| J1 | 45 | 271 | 44 | 272 | 47 | 274 |
| J2 | 49 | 1 | 48 | 3 | 50 | 357 |
| TALUD | 65 | 315 | 65 | 315 | 65 | 315 |
| FS | 8 1,0824 | | 1,1276 | | 0,9456 | |

 Tabla 6: Factores de seguridad obtenidos con los diferentes métodos para determinar el buzamiento y dirección de buzamiento en el ejemplo 2.

5. CONCLUSIONES

El borrador definitivo del futuro Eurocódigo 7 establece el método para determinar el valor representativo de las propiedades del terreno. En el caso concreto de las discontinuidades, las propiedades geométricas que determinan la estabilidad de un talud son, entre otras, el buzamiento y la dirección de buzamiento. La práctica habitual para determinar el valor de cálculo de estas propiedades geométricas es a través del valor medio matemático o el valor correspondiente a la mayor densidad de polos obtenida en su representación estereográfica.

En este artículo se muestra, a través de dos ejemplos, la variación del factor de seguridad obtenido en dos análisis de estabilidad de cuñas cuando los valores de cálculo de buzamiento y dirección de buzamiento se obtienen por los métodos habituales (valor medio matemático y densidad de polos) o mediante la aplicación del método del futuro EC7.

Los ejemplos analizados en este artículo muestran que, siguiendo el método del EC7, los valores de buzamiento y dirección de buzamiento de las discontinuidades que intervienen en las verificaciones de estabilidad son algo más conservadores que los utilizados en la práctica habitual.

La determinación de los valores de buzamiento y dirección de buzamiento de las discontinuidades que intervienen en las verificaciones de estabilidad por el método establecido en el EC7 tiene un cierto grado de seguridad de los que carecen los utilizados en la práctica habitual, al ser éstos últimos sin más los valores medios de los datos disponibles.

La utilización de dichos valores geométricos, estimados con un cierto grado de prudencia, induce factores de seguridad al deslizamiento menores que los habitualmente calculados. Sin embargo, se considera que el procedimiento preconizado por el futuro EC7 está más en consonancia con la práctica habitual en otras estructuras geotécnicas (cimentaciones, estructuras de contención, etc..) por lo que se recomienda su uso.

REFERENCIAS

- CEN (2022). Eurocode 7: Geotechnical design Part 1: General rules. CEN-TC250-SC7_N1565_prEN 1997-1 MASTER v2021.06 to SC7.
- Estaire, J. & Santana, M. (2022). Valores representativos para su uso en las verificaciones de estado límite en el marco del futuro Eurocódigo 7 (EN1997:2025). *X Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada, septiembre 2022. M. Hürlimann y N. Pinyol. CIMNE.*
- ISRM (2007), The complete ISRM Suggested Methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974 -2006. Springer. Ulusay, R and Hudson, J. (Ed.)
- Ragan, D. (2009). Structural Geology: An Introduction to Geometrical Techniques. Cambridge University Press.4 ^a Ed. 634 pp.
- RocScience, (2022) DIPS 8.021. Rocscience Inc. Toronto, Canada.
- RocScience, (2022) SWEDGE 7.017. Rocscience Inc. Toronto, Canada.

Wyllie, Duncan. (2017). Rock slope engineering: Civil applications, fifth edition. 10.4324/9781315154039.

DIMENSIONAMIENTO DE UN LECHO DE FRENADO SOPORTADO POR UN SISTEMA DINÁMICO DE PROTECCIÓN-AMORTIGUACIÓN PARA MINERÍA DE INTERIOR

Roberto LUIS FONSECA (1), Julio PRIETO FERNÁNDEZ (1), Carles RAÏMAT QUINTANA (1) Javier TURINA ARREDONDO (1) y Ignacio PÉREZ SILVA (1)

(1) Grupo Geobrugg

roberto.luis@geobrugg.com

RESUMEN

En tramos con pendientes prolongadas existe alta probabilidad de que falle el sistema de frenos de un vehículo pesado por sobrecalentamiento, provocando que el conductor pierda el control. El recalentamiento de los frenos ocasiona una fatiga térmica de los mismos y en ocasiones la destrucción del sistema de frenado. Si bien es cierto que cada vez se incorporaran nuevos sistemas secundarios (eléctricos o de aire) que colaboran con el control del vehículo, sigue siendo necesario tener previstas medidas de control-contención que permitan reducir las consecuencias negativas de este tipo de incidente. Dentro de los sistemas comúnmente empleados en esta categoría de contención se encuentran los lechos de frenado de emergencia, que consisten en una pista ubicada en el costado o mediana de la carretera que permiten el escape y detención de los vehículos pesados que pierden el control. En la literatura internacional se conocen como "Rampas de Escape para Camiones" (TER, Truck Escape Ramps).

Puede resultar muy eficiente combinar los lechos con sistemas amortiguadores de impacto, para lograr detener de forma segura el vehículo, en una menor longitud. Este trabajo pretende analizar las posibilidades de aplicar la experiencia en las carreteras a una solución análoga, pero en el interior de una mina subterránea, intentando establecer cuáles son las condiciones que permiten valorar dicha opción, así como los límites lógicos que se han de fijar para las instalaciones subterráneas en caso de accidentes. La idea básica es extrapolar además la experiencia acumulada en los sistemas de protección contra desprendimientos a cielo abierto, actualmente desarrollados para valores energéticos muy elevados (10 MJ) como elementos de disipación de energía (amortiguadores de impacto) que permitan optimizar la longitud necesaria de los lechos para detener los vehículos, debido a la evidente necesidad de espacio dentro de la galería subterránea.

1. INTRODUCCIÓN

Básicamente se reconocen cuatro tipos (Figura 1) de lechos de frenado, y se emplean en función de las características topográficas del terreno.



Figura 1. Clasificación de los lechos de frenado de emergencia.

Como se observa en la figura 1, los lechos se pueden construir con inclinación igual a la del tramo, nula o ascendente, evidentemente en el caso de las ascendentes la longitud de frenada será menor. Todas basan su funcionamiento en el incremento de la resistencia a la rodadura, en oposición a la energía cinética con la que se desplazan los vehículos pesados fuera de control, como se verá más adelante.

Existe cierta experiencia en el uso de estos dispositivos cuyo diseño se basa esencialmente en el empleo de recomendaciones normativas internacionales. En España la norma 3.1 IC Trazado de la Instrucción de Carreteras recoge las pautas de diseño, en México los criterios de diseño se recogen en la norma NOM-036-SCT2-2016, mientras las versiones actualizadas del Manual de Carreteras de Chile incorporan criterios de necesidad, localización y diseño de estos dispositivos, todos utilizando como guía la norma AASHTO.

Un ejemplo de la capacidad de absorción de energía que poseen las barreras dinámicas diseñadas por Geobrugg, se puso de manifiesto hace unos años. Como parte de las obras de una autovía en España se diseñó y colocó, de forma cautelar ante la posible caída de bloques durante las labores de excavación, un sistema de protección GBE de capacidad energética máxima 1.000 kJ, certificado según la normativa europea. Durante las labores de trasporte de tierras un camión pesado de obra (volquete articulado Volvo A40) cargado con unos 20m³, perdió los frenos y cayó rodando por un talud, debajo del cual se encontraba la citada barrera de protección contra desprendimientos, gracias a la cual se detuvo y no llegó a la carretera. En la figura 2 se observa el estado de este, una vez lo detuvo la barrera. Inicialmente el vehículo estaba cargado, pero fue perdiendo material en su caída talud abajo. Se estima que el impacto del camión sobre la barrera con la caja prácticamente vacía, fue de unas 40 t a 30 km/h, aproximadamente 1.390 kJ. Tras el evento solo fue necesario reemplazar un poste de la barrera, tensar y reposicionar los cables y la malla.



Figura 2. Camión de 40 toneladas, detenido por una barrera tipo GBE-1000A

2. CONSIDERACIONES BÁSICAS DE DISEÑO

La experiencia internacional recomienda que el vehículo no entre al lecho a una velocidad superior a los 140 km/h, lo que conlleva en muchos casos a reducir la velocidad de diseño y sobre todo a modificar la geometría del alzado. Este es un problema complicado en el interior de la mina de análisis, sobre todo porque el diseño ya está en funcionamiento, solo es posible intentar simular lo que está ocurriendo.

- la longitud del lecho ha de ser suficiente para detener de forma segura el vehículo fuera de control.

- el ancho del lecho debe ser suficiente, ya que pudiese darse el caso de que dos vehículos los necesitasen, aunque esta sugerencia en el interior de mina es de difícil de conseguir.
- el ancho mínimo del lecho debe estar alrededor de los 8 m, anchos mayores (9-12 m) son recomendables, para facilitar las tareas de rescate.
- El material pétreo utilizado en los lechos debe estar limpio y no ser de fácil compactación, con resistencia al corte suficiente como para que penetren los neumáticos. La gravilla de tamaño máximo 40 mm, parece ser el material más recomendable, aunque a veces se emplean otros materiales.
- para colaborar con la desaceleración del vehículo, la profundidad del lecho debe ir variando en los primeros metros, el espesor se recomienda, sea como mínimo 75 mm.
- el drenaje no será un problema en la mina, pero es recomendable siempre analizarlo.
- el acceso al lecho de frenado estará debidamente señalizado, y quedará completamente prohibido su uso como aparcamiento o lugar de detención momentánea.
- la determinación de la velocidad de entrada al lecho y la longitud mínima segura del mismo seguirá lo recomendado a continuación.

3. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DEL VEHÍCULO A LA ENTRADA DEL LECHO DE FRENADO DE EMERGENCIA

La velocidad de los vehículos al entrar al lecho de frenado se puede evaluar a partir de la conservación de la energía mecánica, suponiendo que un vehículo comienza su descenso desde una altura h con una energía inicial E_i y llega al borde de entrada del lecho de frenado con energía final E_F. Este vehículo puede viajar con una velocidad inicial dada o partir de cero.

De acuerdo con el diagrama de fuerzas de la figura 3, el trabajo W realizado por la fuerza de rozamiento con el pavimento para un vehículo es:

$$W = -\mu_1 \cdot m \cdot g \cdot d \tag{1}$$

donde:

- m: masa del vehículo, [kg]
- g: aceleración de la gravedad $[m/s^2]$
- μ₁: resistencia a la rodadura neumático-superficie (tabla 1) dividido entre 100
- d: longitud de la rampa de descenso, [m]

| Material de la superficie | Pendiente equivalente [%] |
|----------------------------------|---------------------------|
| Pavimento de hormigón hidráulico | 1,0 |
| Pavimento de hormigón asfáltico | 1,2 |
| Grava compactada | 1,5 |
| Tierra arenosa suelta | 3,7 |
| Agregado triturado, suelto | 5,0 |
| Grava suelta | 10,0 |
| Arena | 15,0 |
| Gravilla | 25,0 |

Tabla 1. Resistencia a la rodadura, expresada en términos de pendiente equivalente (AASHTO)

De la geometría de la figura 3 se observa que, la distancia d recorrida por el vehículo, desde que comienza su descenso (sin frenos) hasta la entrada al lecho es:

$$d = h/sen \alpha \tag{2}$$

siendo:

h: desnivel máximo, [m]

α: pendiente del tramo, [°]



Figura 3. Diagrama de fuerzas rampa descenso

De la conservación de la energía mecánica se tiene, utilizando la ecuación (2) y considerando que la energía inicial (E_0) es la suma de las energías cinética y potencial:

$$\frac{1}{2} \cdot \mathbf{m} \cdot V_0^2 + \mathbf{m} \cdot g \cdot h - \mu_1 \cdot \mathbf{m} \cdot g \cdot h \cdot \cot \alpha = \frac{1}{2} \cdot \mathbf{m} \cdot V_F^2$$
(3)

$$V_F = [V_0^2 + 2 \cdot g \cdot h \cdot (1 - \mu_1 \cdot \cot \alpha)]^{1/2}$$
(4)

Lógicamente, la velocidad V_F con que llega el vehículo al final de tramo, es decir justo antes de entrar al lecho de frenado de emergencia, es independiente de la masa del vehículo. El valor de esta velocidad final depende de la velocidad inicial y de energía potencial, en el momento de la pérdida de los frenos.

En el caso de una rampa en interior de mina como el que ocupa este trabajo, el coeficiente de fricción μ_1 se puede llegar a considerar nulo (aceite, agua y barro en la superficie evidentemente no pavimentada), quedando:

$$V_F = [V_0^2 + 2 \cdot g \cdot h]^{1/2} \tag{5}$$

De forma adicional la velocidad V_F de entrada a un lecho de frenado de emergencia, según la AASHTO se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$V_F = [V_0^2 - 254 \cdot d \cdot (\mu_1 + P)]^{1/2}$$
(6)

siendo:

P: pendiente del tramo, [m/m]

Ambas aproximaciones (4 y 6) son equivalentes.

4. LONGITUD NECESARIA DEL LECHO DE EMERGENCIA PARA DETENER EL VEHÍCULO

Conocida la velocidad V_F del vehículo al final de la rampa o entrada del lecho de frenado de emergencia, se puede determinar la longitud necesaria del lecho L, para detener completamente el vehículo pesado, en función de (4) y a partir de la figura 4, según la expresión:

$$L = V_F^2 / [2 \cdot g \cdot (sen\beta + \mu_2 \cdot cos\beta)]$$
⁽⁷⁾

donde:

μ₂: resistencia a la rodadura neumático-superfície en el lecho (tabla 1) dividido entre 100

L: longitud efectiva del lecho de frenado de emergencia, [m]



Figura 4. Diagrama de fuerzas para el lecho de frenado

De la misma forma que para la determinación de la velocidad al final de la rampa de descenso V_F, existe una expresión equivalente propuesta por la AASHTO para determinación de la longitud efectiva del lecho de emergencia.

$$L = V_F^2 / [254 \cdot (\mu_2 + S_L]$$
(8)

siendo:

SL: pendiente del lecho de frenado, [m/m]

Si por limitaciones físicas, tal y como es el caso que ocupa este trabajo, no es posible diseñar un lecho de frenado de las longitudes que se refieren estas expresiones, será imprescindible diseñar un dispositivo que permita detener el vehículo de forma segura:

- Dispositivos que, mediante ensayos a escala natural, demuestren su efectividad para detener los vehículos sin dañar a sus ocupantes, por lo general formados por barriles de plástico rellenos. Cuando se usan barriles, los mismos deben llenarse con el mismo material que el utilizado en el lecho, para evitar contaminación con cualquier material más y la reducción de la esperada resistencia a la rodadura. Dichos barriles estarán ubicados en un punto del lecho en el cual la velocidad no supere los 20 km/h.
- Montículos del mismo material utilizado en el lecho de frenado de entre 0,6 y 1,5 m de altura con pendientes de 1V:1,5H al final de los lechos en varios casos como el dispositivo de "última oportunidad". Dichos montículos deberán estar ubicados en un punto del lecho en el cual la velocidad no supere los 40 km/h.

El conjunto debe conseguir inmovilizar lo suficiente al vehículo sin frenos, para evitar que ruede hacia atrás y se golpee. Al menos una rampa de escape o lecho de emergencia ha sido construida con una serie de amortiguadores instalados para evitar que un vehículo fuera de control, se salga al finalizar el lecho. El objetivo de este trabajo es analizar la posibilidad, de utilizar el conociendo adquirido sobre el empleo de redes anulares ASM 4:1 para diseñar un dispositivo de retención que sea capaz de detener vehículos pesados en un entorno superior a los 40 km/h.

5. CASO DE ESTUDIO

El proyecto de una mina subterránea en Chile cuenta una rampa descenso de 7,5km de longitud total, -10% de pendiente y una sección transversal de 5,8 x 9,3 metros. Cada kilómetro, el trazado tiene curvas de giro 180° (figura 5), en las cuales se está evaluando instalar medidas de protección de emergencia para controlar vehículos de hasta 50 t, que, tras sufrir desperfectos en su sistema de frenado, debido al sobrecalentamiento, presuntamente pueden alcanzar los 100 km/h.



Figura 5. Ejemplo de las rampas descenso en mina. Longitud un kilómetro y pendiente -10%

De acuerdo con la información recabada, los vehículos pesados que serán objeto de análisis en el emplazamiento están entre 18,5t y 50t de peso bruto máximo y dimensiones, según la tabla 2 que sigue:

| Tipo | Denominación | Potencia | Dimensiones | Peso vacío | PBV |
|----------|-----------------------|-----------|--------------|------------|------|
| | | [CV / kW] | alto x ancho | [t] | [t] |
| | | | [mm] | | |
| Volquete | MB ACTROS 4144K-1 | 435 / 320 | 3232 x 2475 | 11,0 | 50,0 |
| Cuba | FREIGHTLINER M112 (1) | 355 / 261 | 3585 x 2329 | 9,2 | 36,0 |
| Autobús | MBO500RSD 2436-30 | 360 / 264 | 3500 x 2600 | 6,0 | 18,5 |

Nota: PBV es el peso bruto máximo legal para el vehículo, incluidos: conductor, pasajeros y/o carga.

Tabla 2. Vehículos tipo considerados en el análisis

6. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD FINAL, V_F

Siguiendo el procediendo antes expuesto, se evalúala velocidad con que llega un vehículo al final de cada tramo de rampa de un kilómetro de longitud y 10% de pendiente descendente, teniendo en cuenta que la velocidad máxima permitida en la mina es 45 km/h (está será la velocidad inicial considerada) y considerando un coeficiente de resistencia a la rodadura $\mu_1 = 0,02$.

En estas condiciones, aplicando la ecuación (4), se obtiene una velocidad de entrada al lecho de frenado de 149 km/h, por encima de la máxima establecida por normativa de 140 km/h. Por otro lado, si el vehículo está en reposo y pierde los frenos, la velocidad de entrada en el lecho es de 142 km/h, es decir, 7 km/h menos. Estos valores de velocidad son válidos para cualquier vehículo, ya que es independiente del peso.

7. DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DEL LECHO DE FRENADO, L

Dando continuidad al proceso de cálculo se puede determinar la longitud en la cual el vehículo se detiene al construir un lecho de frenado, producto del incremento de la resistencia a la rodadura. El material propuesto para dicha superficie es la gravilla ($\mu_2 = 0,25$) de 40 mm. A continuación, se presenta la tabla 3 que resume los valores de L, que se alcanzan para las velocidades a la entrada al lecho V_F en varias condiciones de pendiente del lecho.

| Velocidad de entrada al lecho | Longitud; L | | | | | | |
|-------------------------------|---------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| [km/h] | [m] | | | | | | |
| | Pendiente del lecho | | | | | | |
| | -10% | -5% | 0% | 5% | 10% | 15% | 20% |
| 142 | 533 | 399 | 318 | 266 | 229 | 201 | 180 |
| 149 | 587 | 438 | 350 | 292 | 251 | 221 | 198 |

Tabla 3. Longitud en la cual se detiene el vehículo sobre el lecho de emergencia

Como se puede apreciar, los valores de L se reducen en la medida en que la geometría es más

favorable a la compensación. La distancia en la que el vehículo de diseño se detiene por pérdida de la velocidad se reduce cuando la pendiente cambia de signo, siendo los valores menores para pendientes del 20%. En cualquier caso, en la mejor de las condiciones, tanto de partida como de llegada, el menor valor de longitud del lecho obtenido supera los 175m, lo cual resulta completamente inoperativo desde el punto de vista práctico. La solución debería pasar por emplear un lecho con pendiente ascendente, pero tal y como se podría esperar, combinado con una medida adicional de protección-amortiguación.

8. REDUCCIÓN EN LA LONGITUD DEL LECHO DE FRENADO, DEBIDA A LA COLOCACIÓN DE UN SISTEMA DE PROTECCIÓN-AMORTIGUACIÓN

En función de las condiciones geométricas que se tienen resultará eficiente combinar el lecho con una medida de control adicional, tal como una de las barreras dinámicas de alta respuesta energética, acomodada a las condiciones locales.

A continuación, se muestra la tabla 4, en la que aparecen los valores máximos de velocidad, que permiten el funcionamiento de una barrera dinámica de las estandarizadas.

| Energía cinética | | PBV | |
|------------------|-------|-------|--------|
| | 50 t | 36 t | 18.5 t |
| 1 | 22,77 | 26,83 | 37,43 |
| 2 | 32,20 | 37,95 | 52,94 |
| 3 | 39,44 | 46,48 | 64,83 |
| 5 | 50,91 | 60,00 | 83,70 |
| 8 | 64,40 | 75,89 | 105,87 |
| 10 | 72,00 | 84,85 | 118,37 |

Tabla 4. Velocidades a la llegada a la barrera, para vehículos tipo, en km/h

Si se coloca una barrera dinámica de 10 MJ de capacidad de absorción en una posición L_i, se puede conseguir reducir la longitud del lecho de frenado y por ende el coste de la excavación necesaria. El valor de esta nueva longitud corregida L_i para el lecho de frenado estará en función del PBV vehículo de diseño que finalmente se considere.

En la tabla 5 se relacionan la velocidad a la entrada V_F con la longitud del lecho L_i, para tres escenarios de velocidad dentro del lecho (120 km/h, 85 km/h y 72 km/h) y una pendiente ascendente del 20% y gravilla. Estos escenarios se corresponden con una solución de máximo nivel energético (10 MJ), para los tres vehículos de diseño.

| Velocidad de llegada a la barrera | PBV | Li |
|-----------------------------------|------|-----|
| [km/h] | [t] | [m] |
| 120 | 18,5 | 48 |
| 85 | 36 | 112 |
| 72 | 50 | 130 |

Tabla 5. Posición de la barrera de 10 MJ, para vehículos tipo

A estas distancias habría que sumarle 8,15 m de la elongación de la barrera.

Por lo tanto, colocando una barrera de 10 MJ a una distancia de 130 m, en un lecho con gravilla y pendiente ascendente del 20%, sería factible detener el vehículo de mayor peso que opera en la mina.

A pesar de que la distancia de frenado se reduce en unos 70 m al colocar la barrera, sigue suponiendo una excavación excesiva, por lo que es necesario optimizar la solución.

9. BARRERAS COMPLEMENTARIAS ADICIONALES

Con el fin de contribuir a aminorar la velocidad de entrada de los vehículos a la barrera de 10 MJ que los detendrá, y cumpliendo función de fusible, se propone la colocación de una línea de barreras de 1.000 kJ, que ayude a ralentizar los vehículos, consiguiendo una reducción de la velocidad de aproximadamente un 30% en cada caso.

En la tabla 6 se relacionan la velocidad a la entrada V_F con la longitud del lecho L_i, para tres escenarios de velocidad reducida un 30% de entrada al lecho (85 km/h, 60 km/h y 50 km/h) y una pendiente ascendente del 20% y gravilla. Estos escenarios se corresponden con una solución de máximo nivel energético (10 MJ) en el final del lecho y una barrera de 1.000 kJ en la entrada, para los tres vehículos de diseño.

| Velocidad de llegada a la barrera | PBV | Li |
|-----------------------------------|------|-----|
| [km/h] | [t] | [m] |
| 85 | 18,5 | 25 |
| 60 | 36 | 58 |
| 50 | 50 | 68 |

Tabla 6. Posición de la barrera de 10 MJ, para vehículos tipo, considerando una barrera de 1.000 kJ en la entrada.

En todos los casos hay que agregar la deflexión de la barrera (8,15 m).

10. ANÁLISIS DE LA DESACELERACIÓN

De acuerdo con los resultados del análisis a partir de diferentes hipótesis parece posible, desde el punto de vista físico, detener los vehículos tipo que incluye este estudio. Sin embargo, no hay que perder de vista que en el interior de estos viajarán personas, luego es imprescindible analizar la tolerancia humana al proceso de frenado abrupto.

Los efectos de las aceleraciones de corta duración generalmente se clasifican como: tolerables, perjudiciales o fatales. Las fuerzas tolerables pueden producir hematomas y abrasiones, pero no incapacitan. Las fuerzas perjudiciales provocan traumas de moderados a graves, incluidas fracturas y lesiones en órganos internos como el hígado, el bazo y el cerebro, que pueden o no incapacitar. Los límites de la tolerancia humana, para un sujeto adulto sentado, bien apoyado en el asiento y efectivamente retenido por un arnés que evita el impacto con otras estructuras, se han estimado para diferentes direcciones de aceleración, a partir de experimentos que usan cadáveres humanos enteros o partes, primates no humanos, maniquíes antropomórficos (dummies) y humanos. Se considera la tolerancia más baja (alrededor de 11g–12g en 0,1 s) para aceleraciones laterales y la más alta (más de 45g durante 0,1 s) para aceleración frontal. El límite de tolerancia de la aceleración trasera es importante en relación con la provisión de protección contra choques en vehículos de motor y aeronaves con asientos convencionales orientados hacia adelante.

Aviadores expertos llegan a tener visión de túnel cuando sufren entre 4g y 6g de forma sostenida, mientras los pilotos de combate pueden llegar a las 9g antes de experimentar el denominado g-LOC, (pérdida de conciencia por la gravedad). En términos de sensaciones un piloto de 88kg, en estas condiciones, tiene la sensación de pesar 796kg. Por ejemplo, los airbags de un coche saltan a 3g. En circuitos de competición, por ejemplo en Formula 1, se han dado casos de picos de más de 70g en un milisegundo. Algo más simple, en atracciones tipo montaña rusa, se suelen llegar a alcanzar 4g. Existe extensa información al respecto, que incluye desde el diseño de los dummies de ensayos, hasta los sistemas de seguridad pasiva exterior y activa, pasando por una gran cantidad de ensayos tipificados.

En resumen, todo parece indicar que los números que llevan al cuerpo a perder el sentido o incluso la vida son cuando está sujeto a una aceleración de entre 6g-8g durante un tiempo prolongado (ver umbral, figura 14).



Figura 6. Tolerancia a la aceleración del cuerpo humano

Para tener una idea de la propuesta es necesario evaluar cuál es la desaceleración que se produce en la barrera dinámica de 10 MJ cuando se produce el impacto (hasta la detención del vehículo):

$$a = \frac{\Delta V}{t} \tag{9}$$

siendo:

a: deceleración, $[m/s^2]$

 ΔV : diferencia de velocidades (velocidad final (0) – velocidad de impacto), [m/s]

t: tiempo de detención o parada, [s]

Conocidas las condiciones de ensayo a caída libre para una barrera dinámica de 10 MJ, en las que se libera un bloque de 25 t desde una altura de 42 m, lo cual equivale a una velocidad de 103,34 km/h (28,7 m/s) en el momento del impacto, y se logra detener completamente en una distancia de 8,15m en un tiempo de 0,48s, se consigue que la desaceleración del bloque de ensayo sea de -6,1g (tabla 7). Si se supone un comportamiento energético similar para diferentes velocidades de entrada a la barrera, se puede estimar que los valores de desaceleración varían desde -4,2g para el vehículo más pesado (50t) hasta -7,1g para el autobús (18,5t).

| Parámetro | Bloque | Vehículo de diseño | | |
|-----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | 25 t | 50 t | 36 t | 18,5 t |
| Velocidad de entrada | 103,3 km/h | 72 km/h | 85 km/h | 120 km/h |
| Aceleración | -59,8 m/s ² | -41,7 m/s ² | -49,2 m/s ² | -69,4 m/s ² |
| Factor de aceleración | -6,1g | -4,2g | -5,0g | -7,1g |

Tabla 7. Estimación de la desaceleración en función de la velocidad del vehículo tipo

Los resultados de la tabla 7 resumen la posible respuesta de la barrera de 10 MJ, ante el impacto directo de los vehículos tipo, sin embargo, estos valores se pueden modificar en positivo si se considera la reducción de se debe conseguir en los valores de velocidad (30%) debido al empleo de la línea de barrera complementaria adicional de 1.000 kJ (tabla 8).

| Parámetro | Bloque | Vehículo de diseño | | |
|-----------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| | 25 t | 50 t | 36 t | 18,5 t |
| Velocidad de entrada | 103,3 km/h | 50 km/h | 60 km/h | 85 km/h |
| Aceleración | -59,8 m/s ² | $-28,9 \text{ m/s}^2$ | -34,7 m/s ² | $-49,2 \text{ m/s}^2$ |
| Factor de aceleración | -6,1g | -2,9g | -3,5g | -5,0g |

Tabla 8. Reducción de la desaceleración debido al empleo de barreras fusibles

En cualquier caso, el vehículo de menor peso (autobús) será el que transporte mayor número de personas, y es el que se desplazará a mayor velocidad en el momento del contacto y por ende el efecto del impacto será mayor. Los valores de desaceleración conseguidos están en el entorno 'tolerable', luego la solución en términos generales parece consistente.

11. CONCLUSIONES

- El estudio de las condiciones físicas que generan el problema permite comprender de forma simple el fenómeno y todo indica que la extrapolación del empleo de lechos de frenado de carreteras, combinadas con barreras dinámicas de altísimas prestaciones, pudiese marcar un hito en el incremento de la seguridad de largas rampas practicadas en explotaciones mineras subterráneas y por qué no a cielo abierto.
- De acuerdo análisis inicial realizado, la velocidad con que cualquier vehículo llega al final de la rampa de un kilómetro al -10% es de más de 140 km/h, bajo estas condiciones resulta realmente complejo poder detener en una longitud L_i razonable con una solución combinada, vehículos de mayor peso. Para este supuesto solo sería posible desde el punto de vista práctico solucionar el caso para vehículos de 18,5 t. Aun así, se necesita un lecho de frenado de unos 50 m y una barrera de 10 MJ al final. Si se quiere aplicar el mismo tipo de solución para los vehículos más pesados, el lecho se extiende unos 130 m como mínimo, lo que no parece atinado.
- La colocación de una barrera complementaria de 1.000 kJ cumpliendo la función de un fusible (amortiguador) consigue que la velocidad en el lecho de frenado se pueda reducir en un 30% y que los vehículos puedan alcanzar la barrera de 10 MJ con menor energía y, por ende, con más garantías en términos de integridad y seguridad. De igual forma, al producirse una reducción de la energía del impacto (frenada final) se reduce también la aceleración, lo que permite disminuir las consecuencias sobre los pasajeros. Los valores de desaceleración calculados a partir de la hipótesis final, que incluye la adición de barreras complementarias, están por debajo del entorno máximo tolerable por el cuerpo humano (6g-8g), luego la solución es correcta.
- Sería muy recomendable diseñar y realizar un ensayo a escala natural (a cielo abierto) para limar imperfecciones en los supuestos, modelo e hipótesis de cálculo, antes de implementar cualquier solución.

REFERENCIAS

AASHTO (2018) A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. 7th Edition. USA

- Creer, B., Smedal, H. & Wingrove, R. (1960) Centrifuge study of pilot tolerance to acceleration and the effects of acceleration on pilot performance. Technical note D-337. NASA
- Echaveguren, T., Vargas, S. y Ñancufil, J. (2007) Methodology for assessment and design of arrestor beds. Chile

Ernsting, J. (2020) Crash Impact. Oxford University Press

Geobrugg AG (2021) Serie RXE con capacidades entre 500kJ y 10.000kJ. Suiza

Información sobre accidentes de Robert Kubica GP Canadá 2007 y Ralf Schumacher GP Indianápolis 2004

Kumar, K.V. & Norfleet, W. (1992) Issues on human acceleration tolerance after long-duration space flights. NASA Technical memorandum 104753

- Ministerio de Fomento (2016) Norma 3.1 IC Trazado de la Instrucción de Carreteras. BOE 04.03.2016. Madrid Norma Oficial Mexicana NOM-036-SCT2 (2016), Rampas de emergencia para frenado en carreteras. México
- Teragin, A. (1945) Effect of Length of Grade on Speed of Motor Vehicles. Proceedings, Highway Research Board. Vol. 25. Washington, D. C. pp 342-253.

DISEÑO DE MEDIDAS ESTABILIZADORAS MEDIANTE BIOINGENIERÍA DE TALUDES PARA LA CORRECCIÓN DE CÁRCAVAS Y BARRANCOS RECIENTES EN EL VALLE DEL ALTO GUADALQUIVIR

Theo GUERRA DUG (1), Mario SÁNCHEZ GÓMEZ (1,3), Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO (2,3) y Julio A. CALERO GONZÁLEZ (1,3)

 (1) Departamento de Geología Universidad de Jaén
 msgomez@ujaen.es, jcalero@ujaen.es, jimellado@ujaen.es, tguerra@ujaen.es

 (2) Grupo de Sistemas Fotogramétricos y Topométricos
 Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría Universidad de Jaén fmoya@ujaen.es; tfernan@ujaen.es

(3) Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra, Energías y Medio Ambiente Universidad de Jaén

RESUMEN

El deterioro de las infraestructuras viarias en la provincia de Jaén, debido a los deslizamientos producidos en los márgenes de las grandes cárcavas de fondo de valle, es una problemática que está generando pérdidas económicas importantes a las administraciones públicas de la Provincia. Estos procesos, además, contribuyen a la degradación ambiental del entorno. Este fenómeno es especialmente preocupante en zonas con litologías blandas (arcillas, margas) y cuando se dan eventos pluviométricos de gran intensidad, sobre todo después de un periodo de sequía. Nuestro estudio pretende cuantificar cómo el uso de la bioingeniería puede aumentar el factor de seguridad de estos taludes disminuyendo, así tanto el número como la extensión de estos deslizamientos.

1. INTRODUCCIÓN

El proceso de acarcavamiento en zonas de climas mediterráneo es uno de los principales procesos de pérdida de suelo, siendo un claro ejemplo lo que sucede en los olivares de la provincia de Jaén (Fernández et al., 2020). Este problema, además, se ve agravado por las prácticas de cultivo y el manejo tradicional de los suelos de los olivares jienenses. Los deslizamientos o desprendimientos de bloques en los taludes (crecimiento en anchura), así como los procesos de flujo hídrico concentrado (crecimiento en profundidad o encajamiento), son los principales mecanismos de crecimiento de las cárcavas en este tipo ambientes (Castillo y Gómez, 2016). Estos fenómenos dependen principalmente de la topografía del terreno y de las características geotécnicas de los materiales presentes (Conoscenti et al., 2014) y, en muchos casos, generan importantes daños en las infraestructuras viarias (Carpena et al., 2021).

En el presente se ha considerado una aproximación basada en la bioingeniería (Coppin y Richards, 2007; Norris et al., 2008) para simular y cuantificar cómo el uso de vegetación puede ayudar en la estabilización o, en su caso, en el descenso del factor de seguridad (FS), de los taludes de grandes cárcavas de fondo de valle. Para ello se ha aplicado distintos modelos 2D, basados tanto en métodos de equilibrio límite como numéricos, para el cálculo del FS en distintos escenarios (sin vegetación y con distintos tipos de vegetación) de tres cárcavas situadas en materiales geológicos representativos del Alto Guadalquivir (Jaén), empleando como herramientas la tecnología LiDAR y los Sistemas de Información Geográfica (SIG). El objetivo final es colaborar en el diseño de medidas preventivas efectivas que eviten tanto el crecimiento transversal de las cárcavas como los posibles daños a las infraestructuras adyacentes.

2. ÁREA DE ESTUDIO Y CONTEXTO GEOLÓGICO

Se han elegido tres localizaciones ubicadas en la región del Alto Guadalquivir, en la provincia de Jaén, concretamente en los municipios de Bailén (430.673; 4.209.643), Torredelcampo (420.585; 4.187.481) e Ibros (449.874; 4.211.3425). En cada una de estas zonas se han formado cárcavas de gran tamaño, de fondo de valle, que en su crecimiento transversal están dañando las infraestructuras viarias del municipio (Figura 1). El Alto Guadalquivir constituye la terminación oriental de la cuenca antepaís Bética que forma la depresión del Guadalquivir, colmatada de sedimentos durante el Mioceno a la vez que por el sur se instalaba un prisma de acreción (Unidades del Guadalquivir; Pérez-Valera et al., 2017). Desde su colmatación, a partir del Plioceno, la región ha sufrido un considerable ascenso tectónico (Sanz de Galdeano y Alfaro, 2004) de tal forma que existe un alto potencial gravitatorio para que se produzcan procesos de ladera cuando se dan las circunstancias adecuadas.

Las tres localizaciones seleccionadas buscan ser representativas de los sustratos geológicos que configuran el Alto Guadalquivir, y que se pueden agrupar en cuatro grandes categorías litogeotécnicas respecto a la susceptibilidad frente a la erosión y movimientos de ladera: (1) potentes secuencias subbéticas y prebéticas de carbonatos mesozoicos (dolomías y calizas poco susceptibles) con espesores variables de margas intercalados; (2) las Unidades del Guadalquivir (según Pérez-Valera et al., 2017), formadas esencialmente por arcillas, areniscas y yesos triásicos, y margas y arcillas cretácicas y miocenas; (3) el relleno sedimentario Mioceno de la depresión, compuesto de margas arcillosas con cantidades menores de areniscas y carbonatos; y por último, (4) las formaciones cuaternarias de materiales detríticos sueltos y/o cementados por costras calizas (depósitos aluviales).

Así en la zona de Bailén las cárcavas se desarrollan sobre arenas probablemente del Pleistoceno inferior correspondientes a antiguas llanuras de inundación en la confluencia del río Guadiel con el Guadalquivir. Las arenas, de tamaño de partícula variable, se presentan poco o nada cementadas, salvo lentejones y antiguos canales, que hacia la parte baja de la secuencia forman bancos irregulares más resistentes de unos 20 cm de espesor. Alternando con las arenas, aparecen niveles discontinuos de arcilla de color pardo oscuro, correspondientes a las zonas más distales de la llanura de inundación. El sector de Torredelcampo representa a las Unidades del Guadalquivir, que en el barranco estudiado están formadas esencialmente por escamas tectónicas de materiales triásicos arcillosos que incluyen fragmentos de yesos de varios metros de envergadura. Su origen tectónico implica una fuerte fracturación que también influye en la inestabilidad. Por último, en el sector de Ibros se ven afectados los sedimentos del Mioceno inferior, concretamente el nivel de margas azules con arcillas de alta plasticidad y potencialmente expansivas, causantes de un gran número de problemas en toda la provincia (Mellado et al., 2021).



Figura 1. Cárcavas estudiadas, indicando (línea roja) el perfil transversal en el que se ha calculado el FS de los taludes.

3. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE LOS SUELOS Y LA VEGETACIÓN

A partir de la toma de muestras *in situ* de los taludes de interés, se ha realizado un ensayo de corte directo consolidado y drenado (UNE-103 401-98) para determinar los parámetros geotécnicos de resistencia del suelo: la cohesión (c') y el ángulo de rozamiento interno (φ '). Además, se han realizado ensayos para determinar el peso específico seco y saturado (γ y γ _{sat}, respectivamente) (UNE 103-301), la granulometría (UNE 103-101, 102) y plasticidad (UNE 103-103, 104), estos últimos con el objetivo de clasificar el suelo (clasificación ASTM).

Los datos geotécnicos de la vegetación, que se implementarán en el cálculo del FS, se han obtenido a partir de la bibliografía existente (De Baets et al., 2008). Estos autores recomiendan emplear una mezcla de plantas autóctonas mediterráneas de distinto porte (*Brachypodium retursum*, *Ulex parviflorus* y *Crataegus Monogyna*) con el objetivo de maximizar las funciones de estabilización del talud, cuyas características geomecánicas se exponen en la Tabla 1.

| Angulo raíz (°) | γ vegetación (kN/m ³) | Fuerza tensil (kN) | Cohesión raíz (kPa) | Resistencia viento (kPa) |
|--------------------|--------------------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------------|
| θ | $\mathbf{W}_{\mathbf{v}}$ | Т | c'r | $\mathbf{D}_{\mathbf{w}}$ |
| 45 | 2,5 | 5 | 5 | 0,1 |

Tabla 1. Propiedades geomecánicas del conjunto de plantas empleado para simular el FS de los taludes.

4. CARACTERIZACIÓN DE LOS TALUDES

La caracterización geométrica de tres perfiles de taludes, uno por cada cárcava estudiada, se ha realizado usando el LiDAR 1º cobertura publicada por el IGN en 2014ⁱ. Hemos extraído el MDT usando la herramienta del Software ArcGIS *Interpolar nube de puntos*, con un tamaño de celda de 1m.

A partir del MDT, se ha calculado el área de contribución (*Contribution area*), usando el software QGIS® y aplicando el módulo específico de SAGA. El área de contribución se ha calculado como el área de captación por unidad de superficie (Böhner & Selige 2002) por lo que, en nuestro caso, ya que el tamaño de píxel es de 1m, el área de captación y el área de contribución coinciden. El área de

ⁱ https://centrodedescargas.cnig.es/CentroDescargas/index.jsp

captación se estimó mediante la herramienta *Catchment área* del módulo de SAGA 8.1.3 para QGIS®, con el algoritmo del método D8 (enrutamiento de flujo simple considerando los ocho vecinos más próximos) (Garbrecht and Martz 1997).

Para la obtención de los perfiles transversales (Figura 1), se ha usado la herramienta *Profile Terrain* de QGIS®, que permite exportar como matriz de datos (e.s.n.m – distancia) el perfil marcado directamente sobre el MDT, empleándolo posteriormente como plantilla en el software de estabilidad de taludes.

5. CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD SIN VEGETACIÓN Y CON VEGETACIÓN

Los FS sin vegetación de los perfiles transversales se han calculado con el programa SLIDE 2 de Rocscience®, aplicando métodos de equilibrio límite estándar (Fellenius y Bishop modificado), a partir de los parámetros obtenidos del análisis geotécnico (c', φ ', γ y γ_{sat}). El cálculo del FS se ha realizado en condiciones de saturación de todo el perfil, dado que es el estado de máxima probabilidad de deslizamientos y, por tanto, el que arroja un mayor margen de seguridad. Como SLIDE 2D no permite incluir el efecto de la vegetación, se procedió a modificar la salida del programa (características geométricas y mecánicas de cada dovela) mediante las fórmulas de Norris et al. (2008), de manera que se incluyeran los efectos de la vegetación (θ , W_v, c'_R, D_w, Tabla 1) en los cálculos de equilibrio límite.

El FS, tanto de los perfiles transversales como de toda la superficie del talud, también se ha calculado también mediante el programa SOSlope v1.5 (EcorisQ®, 2021). Este programa está basado en un modelo hidro-mecánico de elementos discretos (Cohen & Schwarz, 2017), suponiendo una aproximación diferente, pero complementaria, de los métodos de equilibrio límite. Las entradas de SOSlope incluyen el MDT y del área de contribución, previamente calculadas, así como los datos del análisis geotécnico y la clasificación ASTM del suelo, como información adicional. A diferencia de SLIDE 2D, SOSlope permite estimar el FS con y sin vegetación. En este software se incluye la posibilidad de seleccionar una de entre 9 tipos de especies arbóreas (no se incluyen arbustos ni hierbas), cuyas características geomecánicas no se pueden modificar, para realizar las simulaciones. Entre las especies disponibles, se ha escogido *Populus nigra*, árbol ripario ampliamente distribuido en ambientes mediterráneos, como especie estabilizadora del talud, a una densidad de plantación de 500 árboles/hectárea.

6. RESULTADOS

Los resultados del análisis mecánico se exponen en la Tabla 2. La cohesión y el ángulo de rozamiento interno efectivos son consistentes con el tipo de suelo e indican una resistencia mecánica bastante baja, especialmente en lo referente c', que da valores muy bajos (< 10 kPa) en los taludes de Ibros y Torredelcampo, a pesar de ser materiales finos (limos y arcillas de baja plasticidad ML y CL, respectivamente). Esto probablemente se relacione con el bajo grado de sobreconsolidación de estos materiales, y/o la presencia de residuales. En el caso de Bailén, destaca el bajo φ ' (20 °) estimado para una arena con limos (SM), lo que podría atribuirse a la presencia de una matriz arcilloso-limosa de alta plasticidad correspondiente a una mezcla de niveles finos con las arenas de origen fluvial.

| Parámetro | Bailén | Ibros | Torredelcampo |
|-----------------------------------|--------|-------|---------------|
| φ' (°) | 20 | 27,91 | 26,00 |
| c' (kPa) | 20,5 | 7,46 | 9,00 |
| γ (kN/m ³) | 17,00 | 12,55 | 15,20 |
| $\gamma_{\rm sat}~({\rm kN/m^3})$ | 20,00 | 14,47 | 20,00 |
| Grupo suelo (ASTM) | SM | ML | CL |

Tabla 2. Datos geotécnicos de los taludes analizados.

Los FS calculados por SLIDE 2D para los escenarios sin vegetación de los tres perfiles transversales se muestran en la Figura 2 y en las Tablas 3 y 4. Se trata de taludes poco estables, con valores cercanos o inferiores a uno. Entre los tres, destaca claramente el talud de Ibros, que arroja valores extremadamente bajos en el método de Bishop (0,11), lo que, sin embargo, es consistente con las observaciones de campo que hemos llevado a cabo, donde se producen roturas significativas incluso en condiciones de sequedad del talud. En cualquier caso, estos valores se encuentran muy por debajo del valor umbral de 1,50 recomendado por Gepp et al. (2016) como valor de seguridad para un talud en ingeniería civil. La inclusión del pool de especies mediterráneas en los taludes mejoró en todos los casos los FS, siendo especialmente notable los aumentos relativos en el talud que partían con menores FS (Ibros). Por otra parte, si bien los valores del FS arrojados por el método de Fellenius y Bishop modificado son bastante parecidos en el talud sin vegetación, la inclusión de ésta última provoca un incremento del FS bastante mayor en el método de Bishop; este efecto puede deberse a la geometría de las dovelas delimitada por la superficie de rotura que, como se observa en la Figura 2 (Ibros, Bishop simplificado), tienen una mayor pendiente media en este último método de cálculo. El efecto de la vegetación, aunque provocara aumento del FS, no siempre llegaba a estabilizar de forma completamente satisfactoria el talud, quedando en algún caso aún por debajo del valor umbral de 1,50. Por otra parte, los excesivos % de mejora del FS arrojados por el método de Bishop podrían indicar que la modificación del cálculo debida a la introducción de los efectos de la vegetación no es muy adecuada en este método, al menos en comparación con el procedimiento de Fellenius.



Figura 2. Análisis software SLIDE 2 de Rocscience®.

| | FS SV | FS CV | % de mejora |
|---------------|-------|-------|-------------|
| Bailén | 1,13 | 1,64 | 45 |
| Ibros | 0,42 | 0,69 | 64 |
| Torredelcampo | 1,05 | 2,09 | 99 |

Tabla 3. Factores de seguridad de los taludes (Fellenius). FS SV: factor de seguridad sin vegetación (SLIDE 2D). FS CV: factor de seguridad con vegetación (Norris et al., 2008).

| | FS SV | FS CV | % de mejora |
|---------------|-------|-------|-------------|
| Bailén | 0,99 | 8,39 | 747 |
| Ibros | 0,11 | 3,16 | 2772 |
| Torredelcampo | 0,80 | 3,19 | 298 |

Tabla 4. Factores de seguridad de los taludes (Bishop modificado). FS SV: factor de seguridad sin vegetación (SLIDE 2D). FS CV: factor de seguridad con vegetación (Norris et al., 2008).

Por último, en la Figura 3 se exponen el resultado del FS de SOSlope a nivel de toda la superficie del tramo de cárcava estudiado. A nivel areal, no parecen detectarse diferencias significativas en los FS promedio sin vegetación y con vegetación, si bien las franjas de FS < 1 parecen perder algo de grosor en los modelos con vegetación. El ruido que se visualiza en el modelo con vegetación de la cárcava de Ibros puede deberse a la elevada resolución del MDT empleado (1 m).



Figura 3. Análisis software SOSlope v1.5 (EcorisQ®, 2021).

En la Tabla 5 se indican los valores medios del FS en los perfiles transversales que arroja SOSlope.

| | FS SV | FS CV | % de mejora |
|---------------|-------|-------|-------------|
| Bailén | 0,91 | 1,10 | 23 |
| Ibros | 1,35 | 2,55 | 89 |
| Torredelcampo | 1,03 | 0,93 | -10 |

Tabla 5. Análisis software SOSlope v1.5 (EcorisQ®, 2021). FS SV: factor de seguridad sin vegetación. FS CV: factor de seguridad con vegetación.

Éstos son relativamente consistentes con los calculados mediante equilibrio límite, excepto en el caso del talud de la cárcava de Ibros, donde los valores del método de elementos discretos tienden a ser superiores a los de equilibrio límite (*ie*,. en el modelo sin vegetación 1,35 vs. 0,42 y 0,11 para Fellenius y Bishop, respectivamente). En cualquier caso, excepto en el caso de la cárcava de Torredelcampo, se detecta un incremento relativo del FS en concordancia entre ambas metodologías, a pesar de que la vegetación empleada en la simulación con SOSlope (*Populus nigra*) es muy diferente en sus características geomecánicas a la empleada en el equilibrio límite. El único caso que registra un decrecimiento del FS en el modelo de suelo no revegetado es más estable que con *Populus nigra*. Dado que los parámetros geomecánicos de Torredelcampo son bastante similares a los del otro suelo fino (Ibros), este comportamiento podría explicarse por la diferente morfología del talud, de pendiente más heterogénea (Figura 2), o la comentada diferencia de especies empleadas en uno u otro procedimiento. La variación relativa, no obstante, es la menor en valor absoluto (10%) de todos los escenarios analizados.

8. CONCLUSIONES

Las distintas simulaciones que se han realizado, considerando taludes con suelos distintos (arenas, limos y arcillas), sin vegetación y con distintas coberturas vegetales (herbáceas, arbustivas y arbóreas), así como distintas metodologías de cálculo del FS (equilibrio límite, elementos discretos), coinciden en resaltar que el empleo de la vegetación como medida de restauración bioingenieril es una práctica adecuada para cualquier proyecto en el que se pretendan estabilizar taludes de cárcavas y barrancos, si bien en algunos casos (FS de partida muy desfavorables) deberían ser complementarias con medidas ingenieriles clásicas como muros de contención, escolleras o diques de contención, o los sistemas flexibles de anclaje disponibles en la actualidad, muy efectivos de bajo impacto visual.

AGRADECIMIENTOS

Este proyecto ha sido financiado mediante el Convenio "Riesgos asociados a las infraestructuras viarias de la Provincia de Jaén" entre la Diputación de Jaén y la Universidad de Jaén; y la participación de los grupos de investigación Sistemas Fotogramétricos y Topométricos (TEP-213), Procesos y Recursos Geológicos (RNM-325) y Ciencias del Suelo y Geofarmacia (RNM-127) del PAIDI.

REFERENCIAS

- Baets, S., Poesen, J., Reubens, B., 2008. Root tensile strength and root distribution of typical Mediterranean plant species and their contribution to soil shear strength. *Plant and Soils* 305, 207 226.
- Böhner, J. and Selige, T., 2002. Spatial prediction of soil attributes using terrain analysis and climate regionalization. *Gottinger Geographische Abhandlungen* 115.
- Castillo, C., Gomez, J.A., 2016. A century of gully erosion research: Urgency, complexity and study approaches. *Earth-Science Reviews* 160, 300 319.
- Carpena, R., Tovar-Pescador, J., Sánchez-Gómez, M., Julio Calero, J., Mellado, I., Moya, F., Fernández, T., 2021. Rainfall-induced landslides and erosion processes in the road network of the Jaén province (Southern Spain). *Hydrology* 8.
- Cohen, D., Schwartz, M., 2017. Tree-root control of shallow landslides. Earth Surface Dynamics 5, 451-447.
- Conoscenti, C, Angileri, S., Cappadonia, C., Rotigliano, E., Agnesi, V., Märker, M., 2014. Gully erosion susceptibility assessment by means of GIS-based logistic regression: A case of Sicily (Italy). *Geomorphology* 204, 399 411.
- Coppin, N.J.; Richards, I.G., 2007. Use of Vegetation in Civil Engineering, 2nd Edition. CIRIA. 298 pp.
- Fernández, T., Pérez-García, J.L., Gómez-López, J.M., Cardenal, J., Calero, J., Sánchez-Gómez, M., Delgado, J., Tovar-Pescador, J., 2020. Multitemporal analysis of gully erosion in olive groves by means of digital elevation models obtained with aerial photogrammetric and LiDAR data. *ISPRS International Journal of Geo-Information* 9 (4): 260.
- Garbrecht, J. and Martz L.W., 1997. The assignment of drainage direction over flat surfaces in raster digital elevation models. *Journal of Hydrology* 193, 204 213.
- Gepp, E., Pardo, F., Perucho-Martínez, A., 2016. Theoretical framework for the Spanish National Anex to Eurocode 7 (Geotechnical Project). Ingenieria Civil 7, 5 26.
- Mellado, J.I., Calero, J.A., Sánchez-Gómez, M., Fernández, T., Carpena, R., Pérez de la Torre, A., 2021. Caracterización litogeotécnica de las margas del Mioceno Superior del Alto Guadalquivir, in: Errandonea Martín, J., Gárate Olave, I., García de Madinabeitia, S., Sarrionaindia Eguidazu, F. (Eds.), X Congreso Geológio de España. Sociedad Geológica de España, Vitoria, p. 518.
- Norris, J.E., Stokes, A., Mickovski, S.B., Cammeraat, E., van Beek, R., Nicoll, B.C., Achim, A., 2008. Slope Stability and Erosion Control. *Springer*, Dordrech, The Netherlands. 405 pp.
- Pérez-Valera, F., Sánchez-Gómez, M., Pérez-López, A., Pérez-Valera, L.A., 2017. An evaporite-bearing accretionary complex in the northern front of the Betic-Rif Orogen. *Tectonics* 36, 1006–1036.
- Sanz de Galdeano, C., Alfaro, P., 2004. Tectonic significance of the present relief of the Betic Cordillera. *Geomorphology* 63, 175–190.

DISEÑO RACIONAL DEL SOSTENIMIENTO EN GALERÍAS SUBTERRÁNEAS BASADO EN LA CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA Q

Roberto LUIS FONSECA (1), Carles RAÏMAT QUINTANA (1), Julio PRIETO FERNÁNDEZ (1), Rico BRÄNDLE (1), Gabriel VON RICKENBACH (1), Germán FISCHER (1), Sergio MARK (1)

(1) Grupo Geobrugg

roberto.luis@geobrugg.com

RESUMEN

El sostenimiento en las obras subterráneas debe permitir controlar y mantener la estabilidad de las excavaciones para la seguridad del personal a lo largo de la vida útil de las labores. La deformación de la estructura sostenida debe ser compatible con el tiempo, servicios y eficiente económicamente. El cálculo del sostenimiento de las obras subterráneas se puede efectuar mediante métodos analíticos, observacionales, empíricos y numéricos. Como buena práctica es conveniente comparar los modelos, no siendo aconsejable tomar como referencia un único método. La fiabilidad del análisis numérico nunca será mejor que la confianza de sus parámetros de entrada y los modelos aplicados. Incluso los sofisticados programas 3D se basan en este tipo de simplificación subyacente. La simplificación será inherente a los modelos de los materiales, tanto para la condición general como para cualquier característica del terreno. El cálculo no dará una respuesta directa a los problemas de diseño descritos en los últimos códigos de construcción. Un cálculo numérico no dará una estimación discreta del nivel de seguridad, y normalmente aportará un resultado conservador. Muchas veces, los casos de carga que han de considerarse en el diseño no son calculables, por ejemplo, la meteorización, la acción de las heladas y el desgaste superficial. Las soluciones analíticas avanzadas permiten modelos tanto elástico-plásticos como de material en fluencia, así como calcular la estabilidad de cuñas y bloques, pudiendo incorporar la influencia de las soluciones de soporte. Sin embargo, como antes, las soluciones analíticas están relacionadas solo con la resistencia estructural y no pueden abordar los casos de carga no calculables que los códigos modernos sugieren.

El sistema de clasificación geomecánica Q se desarrolló de forma empírica a partir del análisis retrospectivo de un gran número de excavaciones subterráneas alrededor del mundo (Barton, 1974). Es un método aplicable principalmente a obras subterráneas, desde su implantación ha habido un desarrollo considerable en relación con el soporte del terreno y la tecnología en excavaciones. La clasificación se puede utilizar para caracterizar el macizo y proporcionar estimaciones acerca de las necesidades de soporte. La capacidad de soporte que puede aportar el paramento flexible está supeditada a la resistencia al punzonamiento de las membranas de acero. Esta propiedad está asociada a la capacidad del conjunto de soportar una carga concentrada en un punto alrededor de la cabeza de anclaje. Cualquier membrana metálica de las que existentes hoy día, incluidas las más potentes, tiene una resistencia al punzonamiento limitada, que depende únicamente de la calidad del acero que la compone y de la geometría, tanto de la membrana como de la placa de reparto, que es realmente el elemento punzante. El

proceso de dimensionamiento de un sistema flexible estará guiado por la selección de la malla cuya resistencia permita optimizar el patrón de anclajes.

La aparición de membranas flexibles de acero de alta resistencia ha dado un vuelco a la forma de pensar y a la manera de solucionar los problemas de soporte, tanto para solicitaciones estáticas como dinámicas. Su utilización permite por una parte minimizar el empleo del hormigón, y por otra optimizar el patrón de bulonado. La combinación de los métodos de clasificación geomecánica Q en particular, junto con el método de diseño y revisión de sistemas membranas flexibles de alta resistencia, es una propuesta robusta y eficiente, que apuesta por el incremento de la seguridad de la explotación.

1. INTRODUCCIÓN

El sostenimiento en las obras subterráneas debe permitir controlar y mantener la estabilidad de las excavaciones para la seguridad del personal a lo largo de la vida útil de las labores. La deformación de la estructura sostenida debe ser compatible con el tiempo, servicios y eficiente económicamente. El comportamiento del macizo rocoso ante las acciones naturales e inducidas determina las condiciones de estabilidad y, por ende, las medidas de sostenimiento a aplicar. Si la roca es competente no aparecerán problemas durante las excavaciones, por el contrario, si la roca es incompetente, con baja resistencia y las discontinuidades son desfavorables, presentará dificultades. En base al comportamiento del terreno, se diseña el sostenimiento (fig. 1).



Figura 1. Sostenimiento de una galería minera empleando malla de acero electrosoldada y malla de acero de alta resistencia en rollos, ambas fijadas con pernos.

El cálculo del sostenimiento de las obras subterráneas se puede efectuar mediante métodos analíticos, observacionales, empíricos y numéricos. Como buena práctica es conveniente comparar los modelos, no siendo aconsejable tomar como referencia un único método.

La fiabilidad del análisis numérico nunca será mejor que la confianza de sus parámetros de entrada y los modelos aplicados. Incluso los sofisticados programas 3D se basan en este tipo de simplificación subyacente. La simplificación será inherente a los modelos de los materiales, tanto para la condición general como para cualquier característica del terreno. El cálculo no dará una respuesta directa a los problemas de diseño descritos en los últimos códigos de construcción. Un cálculo numérico no dará una estimación discreta del nivel de seguridad, y normalmente aportará un resultado conservador. Muchas veces, los casos de carga que han de considerarse en el diseño no son calculables, por ejemplo, la meteorización, la acción de las heladas y el desgaste superficial.

Por otra parte, la ventaja de las soluciones analíticas es que permiten una mejor descripción de la interacción roca-estructura, especialmente en relación con la evaluación del nivel de seguridad. Sin embargo, tienen la desventaja de que existen solo para situaciones simplificadas. Las soluciones analíticas avanzadas permiten modelos tanto elástico-plásticos como de material en fluencia, así como calcular la estabilidad de cuñas y bloques, pudiendo incorporar la influencia de las soluciones de soporte. Sin embargo, como antes, las soluciones analíticas están relacionadas solo con la resistencia estructural y no pueden abordar los casos de carga no calculables que los códigos modernos sugieren.

Históricamente ha habido una amplia discusión sobre lo que debería incluir el método observacional.

En su forma más simple, se ha caracterizado como el método de "learn-as you-go" (aprender sobre la marcha) de Terzaghi. Esta filosofía es poco recomendable, ya que está llena de incertidumbres y pudiese provocar efectos negativos debidos a condiciones no especificadas e imprevisibles. Se recomienda un enfoque basado en la revisión durante la etapa de diseño, a partir de predicciones del comportamiento del macizo, que incluya la inclusión de sistemas de monitoreo y planes de contingencia para trabajos de soporte subsiguientes (Palmström y Stille, 2007).

El sistema de clasificación geomecánica Q se desarrolló en el Instituto Geotécnico de Noruega (NGI) entre 1971 y 1974 (Barton et al. 1974). El índice se desarrolló de forma empírica a partir del análisis retrospectivo de un gran número de excavaciones subterráneas alrededor del mundo. Es un método aplicable principalmente a obras subterráneas, y desde su implantación ha habido un desarrollo considerable en relación con el soporte del terreno y la tecnología en excavaciones. La clasificación se puede utilizar para caracterizar el macizo y proporcionar estimaciones acerca de las necesidades de soporte.

La tarea de diseño se puede abordar desde dos enfoques:

- Evaluar únicamente los parámetros que se incluirán en la clasificación utilizada.
- Caracterizar con precisión las propiedades relevantes del macizo rocoso y posteriormente hacer calificaciones de los parámetros a partir de atributos.

Se recomienda utilizar el segundo de los enfoques, en tanto proporciona una descripción completa del macizo rocoso. Sin los valores de calificación registrados durante el mapeo, sería casi imposible realizar estudios de verificación. El empleo de un sistema de clasificación como el Q no puede reemplazar los procedimientos de diseño más elaborados. Sin embargo, el uso de procedimientos requiere acceso a información relativamente detallada sobre tensiones in situ, propiedades del macizo y proceso o secuencia de excavación planificada, ninguno de los cuales puede estar disponible en una etapa temprana del proyecto.

En todos los análisis de rocas y túneles es importante conseguir una sólida comprensión de la formación geológica y de la composición del macizo rocoso, el nivel de tensiones y la acción del agua subterránea, y cómo el terreno se comporta en el túnel. Según Palmström y Stille (2007), el sistema Q tiene sus mejores resultados cuando la principal problemática es la caída de bloques, para otros tipos de comportamiento del terreno el sistema Q, como otros métodos de empíricos, tiene algunas limitaciones (Tabla 1).

| Tipos de comportamiento del terreno | Idoneidad |
|-------------------------------------|-----------|
| estable | 2 |
| caída de bloques o fragmentos | 1-2 |
| derrumbe | 2-3 |
| pandeo | 3 |
| fracturación | 3 |
| lajas o desconchado | 2 |
| estallido de rocas | 3-4 |
| comportamiento plástico | 3 |
| squeezing plastificación | 3 |
| cambios volumétricos | 3-4 |

Nota: (1) idóneo, (2) suficiente, (3) limitado y (4) no apropiado

Tabla 1. Aplicabilidad del sistema Q según el comportamiento del terreno en túneles.

En el caso que ocupa esta comunicación, se utiliza equivalencia entre la calidad del macizo rocoso Q y el soporte necesario que requiere la excavación, para dimensionar una solución anclada con paramento flexible.

2. ÍNDICE DE CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO Q

El sistema para la clasificación geomecánica (Barton et al, 1980), expresa la calidad del macizo rocoso en el llamado valor Q, en que se basan las recomendaciones de diseño y soporte para excavaciones subterráneas. Este índice se determina a partir de la expresión (1):

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$
(1)

RQD: índice de calidad de roca (testigo)

Jn: número de familias de juntas

Jr: rugosidad de las juntas

Ja: meteorización de las juntas

Jw: agua en las juntas

SRF: factor de reducción de la tensión

El primer término RQD (índice de calidad de la roca) dividido entre J_n (número de familias de juntas) representa la estructura de la masa rocosa y considera el tamaño de los bloques de roca intactos en el macizo (100/0,5-10/20). El segundo término J_r (rugosidad en las juntas) dividido entre J_a (alteración de juntas) representa la rugosidad y características resistentes de las paredes de las juntas y los materiales de relleno en las mismas, considera la resistencia al corte a lo largo de los planos de discontinuidad (4/0,75-0,5/20) y el tercer término J_w (parámetro de agua de las juntas) dividido entre SRF (factor de reducción por tensión) tiene en cuenta el esfuerzo efectivo, es decir la tensión en los bloques de roca intactos y discontinuidades alrededor de la excavación subterránea (1/0,5-0,05/20). El resultado Q puede oscilar entre 0,001 para un macizo rocoso excepcionalmente pobre y 1000 para uno excepcionalmente bueno (Tabla 2).

| Tipo de macizo rocoso | Valor de Q |
|------------------------|-------------------------------------|
| Excepcionalmente malo | 10 ⁻³ a 10 ⁻² |
| Extremadamente malo | 10 ⁻² a 10 ⁻¹ |
| Muy malo | 10 ⁻¹ a 1 |
| Malo | 1 - 4 |
| Medio | 4 - 10 |
| Bueno | 10 - 40 |
| Muy bueno | 40 - 100 |
| Extremadamente bueno | 100 - 400 |
| Excepcionalmente bueno | 400 - 1000 |

Tabla 2. Clasificación según el índice de calidad del macizo rocoso Q

El empleo del método Q es, sin duda, conceptualmente extraordinario, ya que, en múltiples ocasiones, en general asociadas a la premura de las tareas de producción, esta evaluación se realiza con éxito de forma visual, pero para ello es imprescindible la experiencia y el buen criterio del geomecánico en la determinación de los parámetros. El juicio del ingeniero siempre debe aplicarse y las tareas de verificación son imprescindibles.

3. SOLUCIÓN DE SOSTENIMIENTO TRADICIONAL. DIMENSIÓN EQUIVALENTE DE LA EXCAVACIÓN

Al relacionar el valor Q con los requisitos de estabilidad y soporte, Barton y colaboradores en 1974 definieron un parámetro adicional, la Dimensión Equivalente de la Excavación *De*:

$$D_e = \frac{Luz \, de \, la \, excavación \, (diámetro \, o \, altura), \ [m]}{ESR} \tag{2}$$

ESR: Relación de soporte de excavación

El valor de la ESR está relacionado con el empleo previsto para la excavación y su seguridad.

Barton et al (1974) aplican los valores de la Tabla 3.

| Tipo de excavación | ESR |
|---|-----------|
| Labores mineras de carácter temporal | 2 - 5 |
| Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión) túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica | 1,6 -2,0 |
| Galerías de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras y ferrocarril secundarios, túneles de acceso | 1,2 – 1,3 |
| Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para la defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles | 0,9 - 1,1 |
| Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fabricas, túneles para conducciones principales de gas | 0,5 - 0,8 |

Tabla 3. Diversas categorías de relación de soporte de excavación

En el ábaco siguiente (figura 2) se muestran las soluciones de sostenimiento de acuerdo con el criterio del índice Q (Grimstad y Barton, 1993), resultante de la experiencia práctica. En este ábaco se definen, a partir de Q y De, un conjunto de hasta 9 soluciones tipo, para las cuales se establece: el empleo de hormigón proyectado, la adición de fibras de refuerzo o cerchas, el espaciamiento entre pernos, así como su longitud (considerando pernos de 20mm). La propuesta de soluciones de soporte descritas se basa en experiencias en múltiples túneles a nivel global, por lo que son solamente referenciales y deberían ser complementarias a modelos más detallados, las soluciones propuestas en este sentido son:

- 1. sin sostenimiento
- 2. bulonado puntual
- 3. bulonado sistemático
- 4. bulonado más hormigón proyectado 4-10cm
- 5. bulonado más hormigón proyectado con fibras 5-9cm
- 6. bulonado más hormigón proyectado con fibras 9-12cm
- 7. bulonado más hormigón proyectado con fibras 12-15cm
- 8. cerchas, bulonado más hormigón proyectado con fibras >15cm
- 9. hormigón con encofrado



Figura 2. Categorías de sostenimiento estimadas según el índice Q

La adición de fibras de refuerzo dentro del hormigón proyectado (5-8) presupone una cierta capacidad energética, cuyo orden de magnitud (0,5-1,0kJ) se muestra en la tabla 4.

| Solución | Descripción | Energía [J] |
|----------|---|-------------|
| 5 | bulonado más hormigón proyectado con fibras 5-9 cm | 500 |
| 6 | bulonado más hormigón proyectado con fibras 9-12 cm | 700 |
| 7 | bulonado más hormigón proyectado con fibras 12-15 cm | 700 |
| 8 | cerchas, bulonado más hormigón proyectado con fibras >15 cm | 1000 |

Tabla 4. Capacidad energética de las soluciones de hormigón proyectado reforzado con fibras

Por ejemplo, para un túnel de un vial secundario de 7,50 m de ancho, *ESR* estaría entre 1,2-1,3, es decir *De* entre 5,8 - 6,25 m. Si *Q* está entre 0,2 y 0,5 (roca muy mala), la solución recomendada sería del tipo 6 (bulonado más hormigón proyectado con fibras 9-12cm), con pernos espaciados entre 1,30 y 1,50m de 3 m de longitud.

Para valores altos de Q (> 60) y De hasta 10 (zona derecha del ábaco) se tienen rocas sanas de mejor calidad, luego presuntamente las necesidades de soporte se minimizan. Pero hay que prestar especial atención a los cambios en la presión, pues pueden generar estallidos de roca.

De acuerdo con Palmström A. y Stille H. (2007) el sistema Q funciona mejor en condiciones de terreno donde es probable que caigan bloques. La bibliográfica internacional reconoce que:

- La aplicación del factor de reducción de tensiones *SRF* no está clara para el fenómeno de pandeo, estallido de rocas y/o condiciones de plastificación, o para zonas de debilidad.
- *RQD* tiene varias limitaciones para caracterizar el grado de fracturación.
- No está clara la influencia del agua en la estabilidad y, por tanto, en los requisitos de soporte.

Los sistemas de clasificación disponibles en la actualidad se desarrollaron para cubrir el problema de la resistencia estructural. Es obvio que no toman en cuenta todas las cuestiones relacionadas con el proyecto, y pueden abordar la capacidad de servicio o la durabilidad de manera precisa.

4. PRESIÓN DE SOPORTE PERMANENTE REQUERIDA EN EL TECHO Y LOS HASTIALES

Durante los últimos 50 años en minería se han instalado múltiples soluciones como parte de sistemas diversos de soporte del terreno, muchos de ellos utilizando como base el hormigón proyectado, así como cerchas de acero cubiertas de hormigón proyectado, apoyados por un conjunto de bulones. En muchos casos se utiliza malla de acero o fibras para intentar incrementar la respuesta a las solicitaciones de flexión del hormigón. Desafortunadamente, en buena parte de estos casos las soluciones han partido de la experiencia, sin evaluar la presión de soporte necesaria que debe aportar el sistema de soporte, que garantice la estabilidad de la excavación con un FS adecuado. Este comportamiento ocasiona el empleo de soluciones por exceso, que significan un problema desde el punto de vista de la sobreutilización de los recursos o en su defecto situaciones que hacen la seguridad de la explotación se vea comprometida. Sobre la base de un conjunto de casos registrados (Grimstad y Barton, 1993) se sugiere determinar la presión necesaria de sostenimiento permanente en el techo a partir de la evaluación de índice de calidad del macizo rocoso Q, así como de los valores de J_n (índice de diaclasado) y J_r (índice de rugosidad).

La figura 3 muestra una relación gráfica entre el índice Q y la presión de sostenimiento o soporte permanente en el techo P_r conocido el valor de J_r basada en los casos de estudio de Barton et al. 1974. El gráfico está ploteado considerando un valor $J_n = 1$, luego para obtener los valores de soporte, el valor resultante deberá corregirse multiplicando por raíz cuadrada de J_n .



Figura 3. Presión de soporte relacionada con el índice Q y J_r para valores de $J_n = 1$

5. CAPACIDAD DE SOPORTE DEL PARAMENTO FLEXIBLE

La capacidad de soporte que puede aportar el paramento flexible está supeditada a la resistencia al punzonamiento de las membranas de acero. Esta propiedad está asociada a la capacidad del conjunto de soportar una carga concentrada en un punto alrededor de la cabeza de anclaje. Cualquier membrana metálica de las que existentes hoy día, incluidas las más potentes, tiene una resistencia al punzonamiento limitada, que depende únicamente de la calidad del acero que la compone y de la geometría, tanto de la membrana como de la placa de reparto, que es realmente el elemento punzante (número de puntos de contacto entre ambas).

Para geometrías de membrana similares, es evidente que lo que más interesa es el diámetro y sobre todo el tipo de acero f_{yk} (calidad). Es sencillamente imposible desde el punto de vista físico, obtener valores mayores de resistencia al punzonamiento con membranas, de alambres de acero de media y baja resistencia, en comparación con las de alta resistencia. Este concepto es totalmente válido, para determinar el soporte máximo para modelos puntuales, donde el límite está fijado por la citada resistencia al punzonamiento. La capacidad del sistema [kPa], estará marcada por el cociente de este valor y el área entre pernos (Luis Fonseca y Roduner, 2021). Es posible determinar teóricamente el valor del punzonamiento a partir de la resistencia al corte del conjunto, ante una carga ortogonal (Luis Fonseca, 2010). Conociendo la geometría de la membrana, la resistencia de los alambres y las dimensiones de la placa (figura 4):

$$D_{R \ calc} = N_{wire} \ . \ T_{wire} \ . \ \frac{\sqrt{3}}{3} \tag{3}$$

 D_{Rcalc} : resistencia al punzonamiento de la membrana, [kN] N_{wire} : número de puntos de contacto en la frontera de la placa de reparto (alambres) T_{wire} : resistencia a tracción de un alambre, [kN]

A continuación, se muestran algunas de las principales membranas de acero de geometría y composición diferentes, para las cuales se determina el valor de la resistencia a punzonamiento (figura. 4).



Malla electrosoldada, de 100x100 acero 350MPa diámetros de alambre 3,2-5,9mm



Malla eslabonada diagonal, de 75x75 acero 900MPa diámetros de alambre 3,2-3,8mm



Malla eslabonada romboidal, G80 acero 1770MPa diámetro de alambres 3,0 - 5,0 mm



Malla eslabonada diagonal, de 100x100 acero 900MPa diámetros de alambre 4,1-5,1mm



Malla eslabonada diagonal, de 50x50 acero 900MPa diámetro de alambre 4,4mm



Malla eslabonada romboidal, G65 acero 1770MPa diámetro de alambres 3,0 - 4,0 mm

Figura 4. Número de puntos de contacto perimetral, debidos a la geometría de la malla y de la placa de reparto que se utiliza comúnmente 200x200mm.

El proceso de dimensionamiento de un sistema flexible estará guiado por la selección de la malla cuya resistencia permita optimizar el patrón de anclajes. La figura 5 relaciona la presión de sostenimiento [kPa] con el patrón de anclajes [m²].



Figura 5. Selección de tipo de malla para solucionar el soporte necesario, espaciado entre 0,1 y 5 m

Por ejemplo, para un valor de soporte requerido en techo de P = 20kPa, se consigue con la malla más débil (electrosoldada $100 \times 100/3, 2/350$) en un patrón de 0.8×0.8 m; mientras que con la malla

más potente, G80/ 5,0 /1770, el espaciado entre pernos puede llegar a ser 3,5x3,5m. Es importante realizar un control deformacional, como medida de revisión indispensable.

Los valores considerados (figura 5) son máximos, para realizar un dimensionamiento se debe añadir un coeficiente de seguridad. Puede resultar necesario realizar un análisis especifico de cuñas, que permita advertir posibles solicitaciones en el área entre pernos. La altísima resistencia de la malla evita la colocación de pernos de anclaje adicionales para problemas puntuales. La clave es racionalizar usando un patrón regular de bulones, junto con una potente membrana, garantizando la redistribución de las tensiones entre anclajes.

6. DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE LA MEMBRANA Y SISTEMA DE CONTROL DE DEFORMACIÓN ANTE UNA CARGA ESTÁTICA

El control deformacional es imprescindible cuando se trabaja con sistemas flexibles, es muy importante poder establecer el valor del desplazamiento relativo (ΔR), y la carga aplicada sobre la malla (C_R), en el gráfico de la figura 6 se representa el comportamiento de varias membranas ante una carga distribuida.



Figura 6. Desplazamiento relativo de la membrana al centro de la distancia entre pernos

Para las mallas electrosoldadas se extrapolaron los resultados de los ensayos realizados por la Escuela de Minas de la Universidad Occidental de Australia (WASM, 2018), en los cuales se consiguió para una malla 100x100/4/350 una carga de rotura C_R de 20,2kN y una deformación Δz al centro de 189mm (figura 7).



Figura 7. Ensayos a malla electrosoldada 100x100/4/350 (WASM, 2018)

Para el resto de las membranas, diagonales y romboidales, el desplazamiento al centro del paño se obtiene de forma indirecta a partir de la relación entre la elongación relativa δ [%]y la deformación en el centro según el ensayo índice realizado con carga distribuida, para diversas membranas (Torres, 2001).

 $\Delta R = \Delta Z / S$

 ΔR : desplazamiento relativo al centro [%]

 ΔZ : deformación en el medio de la distancia S [mm]

S: distancia entre pernos (patrón de bulonado), [m]

Del gráfico (figura 6) se aprecian claramente tres grupos, a la derecha las membranas diagonales cuya deformación ΔZ es máxima, su valor deviene en crítico en la medida en que la luz es mayor y el acero f_{yk} 500-900MPa. La malla peor valorada de este grupo es la diagonal 100x100/5,1/500. En el centro del gráfico se encuentran el resto de las mallas diagonales, esta vez de luz inferior 75x75/ 50x50 y acero f_{yk} 900MPa, aun así, a carga máxima se desplazan alrededor del 30%. Para poder ser utilizados con racionalidad solo logran trabajar entre un 15-20% de la carga de rotura, lo cual es una importante limitación. A la izquierda están las mallas romboidales de alto límite elástico f_{yk} 1770MPa con elongación máxima entre el 15-17%. En este grupo también están las mallas electrosoldadas, cuya rigidez hace que las deformaciones sean mínimas. Sin embargo, su limitación fundamental está relacionada con la resistencia. Del propio gráfico se puede comprender que si se aplica una simple precarga del sistema del orden del 10% de la carga se rotura, se consigue una reducción deformacional.

7. REVISIÓN DE TIPO Y DIMENSIONES DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

Una de las limitaciones más importantes de empleo de los ábacos de diseño (figura 2) es la presunción de que los pernos de anclaje o bulones siempre son de 20mm. Afortunadamente, y de acuerdo con las propiedades de las membranas de alta resistencia, se pueden emplear diversos tipos de anclajes en función de la disponibilidad y de las características del terreno.

La figura 8 muestra un ábaco de diseño para un ejemplo específico: Pernos autorroscables para roca inyectados con mortero (GEWI) de acero f_{yk} 500MPa.



Figura 8. Ábaco para revisión de los anclajes de barra sólida de acero tipo GEWI

Para el mismo ejemplo anterior para un valor de soporte requerido en techo de P=20kPa, se consigue con GEWI 16mm un patrón de 2,2x2,2m; mientras que con una barra más potente de 40mm el espaciado entre pernos pudiese llegar en el límite a ser 5,5x5,5m (fig. 9). Es altamente recomendable disponer de un espesor de sacrifico (*rusting away*) para ambientes corrosivos.



Figura 9. Ábaco para revisión de los anclajes de fricción tipo split set

Sin embargo, si se aplica el ejemplo a los pernos de fricción (split set) se observa que además de estar limitado el espaciado a 2,0m para los diámetros 33-39mm, para el mayor de 46mm lo más que se consigue es 2,3m (figura 9). Estos split set se suministran en longitudes de varían entre 900 y 2400mm para 33mm, 900-3000mm para 39mm y 900-3700mm para 46mm de diámetro. Los valores considerados en el ábaco (figura 9) también son máximos, se trata de solicitaciones al límite elástico de las mallas, para el diseño es preciso considerar el coeficiente de seguridad. Conseguir racionalidad es altamente recomendable, por ende, todos los componentes del sistema han tener un coeficiente de seguridad similar. En casos particulares, es recomendable hacer una revisión a esfuerzos cortantes.

8. CONCLUSIONES

- El sistema que relaciona Q con las medidas recomendadas de refuerzo y soporte permanente de capa única ha demostrado su valor durante sus 50 años de existencia. Ha sido ampliamente adoptado en muchos países, como una de las herramientas empírica estándar de caracterización y como un método para ayudar en el diseño de túneles.
- La utilización de forma generalizada en la ingeniería civil y la minería en los principales países mineros (EE.UU., Canadá, Brasil, Perú, Chile, Australia, Sudáfrica, etc.) permite recomendar el empleo de *Q* para el cálculo del soporte y refuerzo. Si bien es cierto que el sistema tiene limitaciones, también es real que en un entorno muy importante de situaciones, su empleo es válido.
- Reducir las posibles medidas de soporte del terreno a nueve casos tipo basados en el resultado de la experiencia tiene margen de mejora
- La aparición de membranas flexibles de acero de alta resistencia ha dado un vuelco a la forma de pensar y a la manera de solucionar los problemas de soporte, tanto para solicitaciones estáticas como dinámicas. Su utilización permite por una parte minimizar el empleo del hormigón, y por otra optimizar el patrón de bulonado, consiguiendo de esta forma que las soluciones además de ser más económicas sean más seguras, sin contar con la importantísima reducción del impacto sobre generación de gases de efecto invernadero.
- La combinación de los métodos de clasificación geomecánica Q en particular, junto con el método de diseño y revisión de sistemas membranas flexibles de alta resistencia, es una propuesta robusta y eficiente, que apuesta por el incremento de la seguridad de la explotación.

- Barton N., Grimstad E., 2014. Q-system An illustrated guide following forty years in tunnelling. *Technical* report. January 2012
- Barton N., Lien R., Lunde J., 1974. Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support. *Rock Mechanics* 6:189-236.
- Barton N., Loset F., Lien R., Lunde J., 1980. Aplication of Q-Systrem in desig decisions consening dimesions and appropiate support for underground installations. *International Symposuim (Rock Store '80)* Pergamon
- GeoEng2000, 2000. International Conference on Geotechnical & Geological Engineering: 19-24 November 2000, Melbourne Exhibition and Convention Centre, Melbourne, Australia.
- Grimstad E. y Barton N., 1993. Updating of the Q-system for NMT. International Symposium on Sprayed Concrete. Fagernes, Proceedings, pp. 46-66
- Grimstad E., Kankes K., Bhasin R., Magnussen A. and Kaynia A., 2015. Rock mass quality Q used in designing reinforced ribs of sprayed concrete and energy absorption. *NGI (Norwegian Geotechnical Institute)* Norway.
- ISRM, 1978. Suggested methods for the quantitive descripction of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*.
- Luis Fonseca R., 2010. Aplicación de membranas flexibles para la prevención de riesgos naturales. *Ed. Ropero*. Madrid
- Luis Fonseca R., Roduner A., 2021. Necesidad de utilizar un procedimiento estandarizado, para el diseño de los sistemas anclados para estabilización de taludes, compuestos por revestimientos flexibles de altas prestaciones. *Ed. Ropero*. Madrid.
- NGI, 2014. Short on the Q-system. Q-system chart for rock support estimate. [https://www.ngi.no/]
- Palmström A., 1974. Characterización of jointing density and the quality of rock masses. Internal report (Norway)
- Palmström A. y Broch E., 2006. Use and Misuse of Rock Mass Classification Systems with particular reference to the Q-System. *Tunnelling and Underground Space Technology*
- Palmström A. y Stille H., 2007. Ground behaviour and rock engineering tools for underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology*
- Priest S., Hudson, J., 1976. Discontinuity spacing in rock. *Internatonal Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics*
- Torres J., y Castro D., 2001. Validación de los modelos físicos de análisis y diseño para el empleo de membranas flexibles Tecco G-65, como elemento de soporte superficial en la estabilidad de taludes. *IV Simposio Taludes y Laderas Inestables*, Madrid, pp 1107-1118
- WASM, 2018. Test report Welded Wire Mesh (WWM) quasi-static behavior. Switzerland
- Zhang L., 2016. Determination and aplications of rockquality designation (RQD). *Internatonal Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics*

ENMIENDAS ORGÁNICAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES: EXPERIENCIAS PILOTO Y RESULTADOS A LARGO PLAZO

V. Carabassa (1,2), I. Raya (1), E. Álvarez (3), R. González (4), J. M. Alcañiz (1,2), M. Pous (4)

(1) CREAF, Edifici C, Univ. Autònoma de Barcelona, E-08193 Cerdanyola del Vallès, Catalonia, Spain Email: v.carabassa@creaf.uab.cat

(2) Univ. Autònoma de Barcelona, E-08193 Cerdanyola del Vallès, Catalonia, Spain Email

(3) Sub-direcció d'Explotació Viària, Departament de la Vicepresidència i de Polítiques Digitals i Territori, Generalitat de Catalunya

(4) Departament de Protecció del Sòl, Àrea d'Economia Circular, Agència de Residus de Catalunya, Generalitat de Catalunya

RESUMEN

El uso de enmiendas orgánicas en los trabajos de restauración de taludes es una práctica que permite valorizar residuos orgánicos y minerales, contribuyendo a la economía verde y circular, a la vez que mejora los resultados de la revegetación. La utilización de estas enmiendas, que pueden ser residuos orgánicos (lodos de depuradora, digestato de la fracción orgánica de residuos municipales recogidos selectivamente, bioestabilizados, estiércol, etc.) o productos comercializados de acuerdo con el Real Decreto 506/2013 de productos fertilizantes (compost, vermicompost, enmiendas orgánicas húmicas, etc.), permite acelerar la colonización biológica de sustratos inertes como pueden ser las tierras o los materiales naturales excavados, los rechazos de voladura o del procesado de los áridos (zahorra) que se generan en grandes cantidades en actividades extractivas. La combinación adecuada de estos materiales minerales y orgánicos, colocados emulando los horizontes de los suelos naturales de referencia permite construir tecnosoles, también conocidos como suelos técnicos a la carta, con los que una vez sembrados se consiguen recubrimientos herbáceos rápidos y densos que reducen la vulnerabilidad frente a la erosión, garantizando la estabilidad superficial de los taludes. A medio plazo (5-10 años) estos tecnosoles construidos con dosis adecuadas de enmienda orgánica (un máximo de 50 Tm/ha, peso seco), permiten el reclutamiento de especies autóctonas presentes en el entorno, incrementando la diversidad vegetal de los taludes y su valor ecológico. A largo plazo (>20 años), estos tecnosoles consiguen secuestrar carbono de manera significativa y efectiva, hasta nueve veces más que sin el uso de enmiendas. Se presentan los resultados a corto, medio y largo plazo de diversos casos de éxito (y fracaso) del uso de enmiendas orgánicas en rehabilitación de taludes de carreteras, actividades extractivas y depósitos controlados. A su vez, se proponen una serie de criterios para la selección y utilización de enmiendas orgánicas en tareas de rehabilitación de suelos, dando pautas específicas para los diferentes residuos y productos orgánicos disponibles habitualmente en nuestro país, a la vez que se establecen los requerimientos de calidad de los sustratos minerales en el contexto de su uso para la construcción de tecnosoles.
1. INTRODUCCIÓN

La restauración de espacios altamente degradados sigue una secuencia básica en función de los objetivos que comprende principalmente: modelado del terreno y construcción de la red de drenaje, aportación y estabilización del suelo, y establecimiento de la vegetación y la fauna. Evidentemente, habría que añadir tanto los procesos previos como los posteriores, como son: el diseño y la elaboración de los estudios preliminares, el proceso de decisión de los objetivos y la redacción del proyecto. También debería incluirse el seguimiento de la ejecución de la restauración en el campo, la monitorización de los resultados y la implementación de medidas correctoras, así como también el mantenimiento de los espacios en proceso de restauración y los ya restaurados.

Si nos centramos en las propias actuaciones restauradoras, la reposición de un suelo adecuado a los objetivos de la restauración es uno de los aspectos clave para garantizar el éxito de la revegetación. En este sentido, el decapado o capaceo previo al impacto es uno de los procesos que permiten disponer de suelo de calidad para la restauración, siempre que esto sea posible, como es el caso de nuevas actividades extractivas u obras de infraestructuras viarias. Ahora bien, en muchos casos no se dispone de suficiente suelo de decapado para la restauración de toda la superficie afectada, o bien no es de calidad suficiente. Para suplir esta carencia se utilizan a menudo materiales minerales de desecho como formadores de suelos, especialmente en el contexto de las actividades extractivas. Estos materiales suelen presentar granulometrías desequilibradas y deficiencias de nutrientes que es necesario corregir haciendo mezclas con otras tierras o materiales, y con la incorporación de enmiendas orgánicas o abonos (Alcañiz et al., 2009).

Las actividades económicas vinculadas a la economía verde se han incrementado de forma importante en los últimos años (UN, 2019). La economía circular estaría dentro del paraguas de la economía verde, promoviendo un uso más sostenible de los recursos, así como la transformación de los residuos de una actividad económica en subproductos de otra, poniendo especial énfasis en las dinámicas intersectoriales y cooperativas (D'Amato et al., 2017). El ecodiseño, la innovación ecológica, la prevención de residuos y la reutilización de materias primas puede suponer un ahorro neto para las empresas de la UE de hasta 600 millones de euros. Las medidas adicionales que se proponen para aumentar el aprovechamiento de los recursos y la valorización de los residuos en un 30% el 2030 podrían aumentar el PIB cerca del 1%, al tiempo que se crearían 2 millones de puestos de trabajo adicionales (EC, 2019).

En la UE se producen cada año aproximadamente entre 120 y 140 millones de toneladas de bioresiduos, que corresponden a unos 300 kg por ciudadano de la UE y año (JRC, 2011). Según la Directiva marco de residuos (EC, 2008), los bio-residuos corresponden a residuos procedentes de jardines y parques, residuos de alimentos de cocinas de los hogares, restaurantes, *caterings* y locales comerciales, así como los residuos procedentes de plantas de procesado de alimentos. No incluye en esta categoría residuos forestales ni agrícolas, estiércol, fangos de depuradora ni otros residuos biodegradables tales como textiles naturales, papel o madera procesada. También excluye a aquellos subproductos de producción de alimentos que nunca se convierten en residuos. En lo que se refiere específicamente a los fangos de estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas, en toda Europa se produjeron en 2017 cerca de 3M de toneladas de materia seca (EC, 2020), y unas 120.000 t en Cataluña (ACA, 2018).

En toda Europa cerca del 40% de los bio-residuos se depositan en vertederos (hasta el 100% en algunos estados miembros) (EC, 2010), práctica contraria a los principios rectores de la política de gestión de recursos sostenibles de la UE, es decir, la "jerarquía de residuos" que debería fundamentar todas las políticas nacionales al respecto (JRC, 2011). En cuanto a los lodos de depuradora, la mayoría se aplican al suelo una vez digeridos o compostados, y una parte se incineran (EC, 2020), si bien en los últimos años se han desarrollado también sistemas alternativos como la pirólisis y gasificación para mejorar el tratamiento térmico y la valorización energética de los fangos (Manara and Zabaniotou, 2012; Samolada and Zabaniotou, 2014). De acuerdo con una perspectiva de la economía

circular global, los objetivos actuales de la Unión Europea fijan que el 65% de todos los residuos municipales producidos se reciclen antes de 2030, y sólo un 10% acaben en vertederos (EC, 1999).

Para facilitar la gestión final de los residuos se utilizan diferentes tratamientos mecánicos y biológicos (Seyring et al., 2015), aunque globalmente todavía se está lejos de poder aplicar totalmente el concepto de economía circular en este ámbito. Cuando los esquemas de separación en origen no están completamente implementados, el tratamiento de residuos mediante plantas de tratamiento mecánicobiológico es una buena opción para incrementar el porcentaje de residuos reciclados y reducir la disposición en vertedero (ETC/SCP, 2014) aunque requiere mayor inversión en infraestructuras. Las plantas de tratamiento mecánicobiológico separan mecánicamente los componentes biodegradables y no biodegradables (Donovan et al., 2010). Los componentes no biodegradables se envían después para reprocesarlos, incinerarlos o se depositan en un vertedero, mientras que los componentes biodegradables se someten a compostaje, generando así un producto similar al compost llamado bioestabilizado (*bioestabilized* o *compost-like-output*), o bien a digestión anaerobia generando entonces lo que se llama digestato (*digestate*).

Las fracciones orgánicas de residuos sólidos municipales son heterogéneas en cuanto a composición y procedencia. Por tanto, la gestión sostenible de estos residuos representa un reto si se quiere alinear con los principios de la economía circular, que debe reducir la incineración y la disposición en vertederos (Abdullahi et al., 2008). Si la recuperación y tratamiento mecánico y biológico de los bioresiduos se realiza de forma adecuada, los productos finales orgánicos biodegradables resultantes pueden cumplir los requisitos de calidad necesarios para ser aplicados al suelo. Sin embargo, es necesario controlar su contenido en contaminantes orgánicos, metales pesados e impurezas (plásticos, vidrios, metales). En el caso de los fangos de depuradora, también existe un potencial muy importante para utilizarlos en el suelo, ya sea como enmienda orgánica o como fertilizante, debido al elevado contenido de materia orgánica y macronutrientes, especialmente nitrógeno y fósforo (Alcañiz et al ., 2009). Sin embargo, en algunos casos el elevado contenido en metales pesados, contaminantes orgánicos y otros puede hacer más aconsejable la incineración o el depósito en vertedero. Por otra parte, últimamente se está poniendo el foco en el contenido en micro(nano)plásticos, ya que se calcula que la aplicación de fangos en suelos agrícolas podría ser una de las principales vías de entrada de estos contaminantes en el suelo (Hurley and Nizzetto, 2018).

Volviendo a las repercusiones para la economía es importante remarcar, tal y como ya se ha hecho anteriormente, que la restauración de espacios degradados puede constituir un impulso para los sectores económicos de este ámbito, abriendo un amplio abanico de oportunidades y líneas de negocio (Sundstrom, 2011). Un ejemplo, en la línea de los principios de la economía verde y la economía circular, puede ser el aprovechamiento de residuos orgánicos y minerales para las tareas de restauración de espacios degradados, tal y como se da a menudo en la construcción de los llamados tecnosoles (Schad and Dondeyne, 2017; Mosquera-Losada et al., 2017). Los tecnosoles, que también podríamos definir como "suelos técnicos a la carta", son una fuente viable de sustratos cuando la disponibilidad de suelos naturales adecuados para la restauración es limitada (Watkinson et al., 2017), por lo que los podemos considerar como una ecotecnología disponible para resolver algunos de los problemas de la gestión de los suelos en el Antropoceno (Leguédois et al., 2016). El uso de residuos orgánicos (lodos EDAR, estiércol, compost, etc.) para la construcción de tecnosoles es una práctica bastante utilizada en la restauración de minas, infraestructuras de transporte o vertederos (Asensio et al., 2013; Lomaglio et al., 2017; Watkinson et al., 2017), situaciones en las que es habitual la falta de suelo natural fértil. En estos casos, el uso de residuos orgánicos tiene como objetivo acelerar la colonización biológica de un sustrato relativamente inerte. Las aptitudes de estos residuos orgánicos dependen, entre otros, de su capacidad para contribuir al incremento del contenido de humus (materia orgánica estable) y al mantenimiento del balance de nutrientes (Magdoff and Weil, 2004)), el cual depende en mayor medida de la degradabilidad de la matriz orgánica que contienen (Rumpel et al., 2002). Por otra parte, existen bastantes residuos orgánicos e inorgánicos disponibles para ser utilizados como enmiendas de suelos, pero no todos valen para los mismos objetivos (Pérez-Gimeno et al., 2019).

Los procesos edafogénicos que se producen en los tecnosoles son similares a los de los suelos naturales (Leguédois et al., 2016), aunque los componentes utilizados pueden influir fuertemente en su evolución y su capacidad de comportarse como suelo, y por tanto, de proporcionar los servicios de los ecosistemas asociados. Sin embargo, suelen tener una rápida evolución en comparación con los suelos naturales, debido también a la actividad biológica (Leguédois et al., 2016). Esto es especialmente relevante, ya que la fauna y la vegetación del suelo son factores clave para la prestación de servicios ecosistémicos (Tate, 2005), como por ejemplo el control de la pedogénesis del suelo en los horizontes superficiales a través de su papel en la dinámica del carbono y el nitrógeno (Frouz et al., 2013) y en la aceleración de los procesos de meteorización.

En el presente trabajo se presentan varios ejemplos de la utilización de tecnosoles, construidos mediante el uso de diferentes tipos de residuos minerales y orgánicos, para la restauración de terrenos altamente degradados como son las actividades extractivas, los vertederos o los taludes de carreteras. Se presentan resultados derivados de la caracterización de los residuos orgánicos y minerales utilizados para la construcción de dichos suelos, así como del seguimiento a corto, medio y largo plazo de los parámetros edáficos, el desarrollo de la vegetación y el control de los procesos de degradación de suelos.

2. TECNOSOLES DE MINA CONSTRUIDOS CON LODOS DE DEPURADORA COMO ENMIENDA ORGÁNICA: RESULTADOS A CORTO Y MEDIO PLAZO

Se seleccionó un conjunto de siete yacimientos de canteras de caliza, restaurados hace doce años con tecnosoles, todos ellos situados en la zona climática mediterránea de Cataluña. Cada sitio experimental correspondió a un Technosol construido con lodos de depuradora, y un área de control vecina con el mismo sustrato mineral pero sin adición de lodos. Las condiciones climáticas en los diferentes sitios difieren principalmente en términos de disponibilidad de agua, ya que la precipitación media anual osciló entre 400 y 700 mm (de clima mediterráneo húmedo a semiárido). El ecosistema de referencia para la restauración fue el bosque mediterráneo que predomina en el área de estudio, dominado por pino carrasco (Pinus halepensis) generalmente acompañado de encina (Quercus ilex) y especies arbustivas acompañantes. Antes de la restauración, las áreas fueron utilizadas para la explotación de piedra caliza para la producción de áridos u hormigón. Los sitios evaluados (enmendado con lodos y controles) tienen una superficie promedio de 3000 m² y cubren diferentes orientaciones, desde la más favorable (orientación N) hasta la más desafiante (orientación S). El tipo geomorfológico dominante es el terraplén de terraza/berma con pendientes pronunciadas, algunas de las cuales se aproximan a los 45°. El subsuelo de los terraplenes está constituido principalmente por fracciones finas y/o rocosas provenientes de escombros de extracción o excavaciones, y en ocasiones con escombros de voladuras.

El sustrato mineral utilizado para la construcción del *Technosol* consistía principalmente en residuos mineros (rechazos de voladura y de planta), a veces mezclados con tierra vegetal. En algunos casos, la pedregosidad fue muy alta (superior al 80%), con una alta proporción de carbonatos y muy bajo contenido de materia orgánica. Los lodos de depuradora consistieron en lodos digeridos anaeróbicamente provenientes de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales de tamaño mediano. Todos ellos tenían calidad suficiente para ser utilizados en la agricultura, es decir, tenían una estabilidad relativamente alta (48% como promedio) y un bajo contenido de metales pesados (Tabla 1). Como es habitual en los lodos de depuradora, las concentraciones de P eran muy altas. Los lodos se dosificaron en función de su contenido de materia orgánica, grado de estabilidad y las propiedades del sustrato mineral (pedregosidad y densidad aparente), siguiendo a Alcañiz et al. (2009) y Carabassa et al. (2010). La dosis promedio de lodo utilizada en los diferentes sitios fue de alrededor de 45 Mg·ha⁻¹ (p.s.), y su aplicación en campo se realizó entre otoño de 2006 y primavera de 2007.

Transcurridos diez años de la construcción de los tecnosoles, los suelos enmendados con lodos tenían contenidos de materia orgánica, N y P significativamente más altos en comparación con los no enmendados (Figura 5.2), logrando un aumento de más del doble en uno de los sitios. Algunos tecnosoles no enmendados fueron claramente deficientes en materia orgánica, con valores de SOC (*Soil Organic Carbon*) por debajo del 0,5%. Estas diferencias fueron aún mayores en el caso del N, donde los tecnosoles enmendados, que eran extremadamente pobres en N, especialmente cuando solo se usaban rechazos de mina como sustrato mineral. Además, los contenidos de P mostraron el mayor contraste entre los suelos enmendados y control, con contenidos muy altos en los tecnosoles enmendados, donde los valores mostraron una clara deficiencia.



Figura 1. Carbono orgánico del suelo (SOC), nitrógeno Kjeldhal y fósforo Olsen en tecnosoles enmendados y no enmendados con lodos EDAR, 10 años después de su construcción. Las barras de error corresponden al error estándar y las letras diferentes indican diferencias significativas a un nivel de p<0,05.

Al comparar los valores de las propiedades del suelo poco después de la construcción de los tecnosoles (4-6 meses) con los resultados pasados 10 años (Figura 2), se demostró que el SOC aumentó tanto en los suelos enmendados como en los no enmendados. Sin embargo, este aumento fué mayor en los tecnosoles enmendados, con un aumento de 2,1, en comparación con los tecnosoles no enmendados, con un aumento de 1,6. Además, los suelos enmendados mostraron aumentos significativos en el contenido de N después de 10 años, aunque esta tendencia no se observó para el P, con cambios no significativos, a pesar de una tendencia al aumento.



Figura 2. Contenido inicial (t0, 4-6 meses) y a los diez años (t10) de carbono orgánico del suelo (SOC) en tecnosoles enmendados y no enmendados con lodos EDAR. Las barras de error corresponden al error estándar y las letras diferentes indican diferencias significativas a un nivel de p<0,05.

Tabla 1. Caracterización fisicoquímica de los lodos de depuradora utilizados para la construcción de los tecnosuelos (promedio, valor máximo, valor mínimo y desviación estándar).

| Parámetro | Media | Máx. | Mín. | SD |
|---|--------|--------|-------|-------|
| Materia seca (%) | 24,5 | 26,8 | 22,5 | 12,6 |
| Materia orgánica (%) | 57,7 | 70,7 | 39,2 | 27,1 |
| Grado de estabilidad (%) * | 48,1 | 60,1 | 31,8 | 17,2 |
| Conductividad (extracto 1:5, dS·m ⁻¹ 25°C) | 2,0 | 3,0 | 1,0 | 0,7 |
| pH (agua, 1:10 w:v) | 7,7 | 8,5 | 6,9 | 0,6 |
| N-Kjeldhal (g·kg ⁻¹) | 36,8 | 63,4 | 11,5 | 19,8 |
| N-amoniacal (g·kg ⁻¹) | 10,7 | 21,5 | 1,8 | 7,3 |
| P-total (g·kg ⁻¹) | 38,3 | 64,4 | 24,5 | 23,5 |
| $K (g \cdot kg^{-1})$ | 2,8 | 5,7 | 1,0 | 1,5 |
| Cu (mg·kg ⁻¹) | 322,3 | 580,0 | 102,0 | 170,6 |
| Ni (mg·kg ⁻¹) | 23,0 | 43,3 | 15,5 | 13,9 |
| Cr (mg·kg ⁻¹) | 56,6 | 85,6 | 12,5 | 35,7 |
| Pb (mg·kg ⁻¹) | 54,3 | 64,2 | 29,5 | 28,1 |
| Hg (mg·kg ⁻¹) | 2,0 | 4,2 | 0,2 | 1,3 |
| Cd (mg·kg ⁻¹) | 3,7 | 10,0 | 0,9 | 3,6 |
| Zn (mg·kg ⁻¹) | 1037,6 | 2199,0 | 375,0 | 512,6 |

*porcentaje de materia orgánica resistente a la hidrólisis ácida.

Considerando solo la capa superior del suelo (primeros 20 cm de profundidad), el secuestro de C orgánico promedio en los tecnosoles enmendados con lodos fue de 28 Mg $C \cdot ha^{-1}$ transcurridos 10 años, mientras que 9 Mg $C \cdot ha^{-1}$ en los no enmendados, lo que representa tres veces más de secuestro de C.

Después de 10 años, la cobertura herbácea seguía siendo dominante en la mayoría de las áreas evaluadas, independientemente del tratamiento. La cobertura herbácea promedio en todas las parcelas fue inferior al 50% (Figura 3). Sin embargo, la vegetación herbácea tuvo un mayor desarrollo en las parcelas enmendadas, donde la acumulación de restos vegetales también fue mayor (Figura 3). En cuanto a la composición de especies herbáceas, los tecnosoles enmendados con lodos mostraron una mayor frecuencia de especies ruderales, como *Chenopodium album, Malva sylvestris y Cardus* spp., si bien no fueron dominantes. Se observó colonización por especies vecinas nativas en ambos tratamientos. Algunas plantas halófitas y tolerantes a la salinidad, como *Salsola kali* o *Atriplex halimus*, fueron más frecuentes en suelos enmendados con lodos a pesar de que la salinidad no fue significativamente mayor. En las parcelas enmendadas se identificaron algunas especies invasoras como *Arundo donax*, a pesar de que su cobertura vegetal fue mínima, y su presencia no puede atribuirse a la aplicación de lodos sino a su introducción mediante la presencia de rizomas en el suelo exógeno utilizado para la construcción de los tecnosoles.



Figura 3. Distribución de los diferentes tipos de cobertura vegetal (herbácea, vegetal total, restos orgánicos) y desarrollo herbáceo (altura, cm) en tecnosoles enmendados y no enmendados con lodos, 10 años después de la aplicación de estos. Las barras de error corresponden al error estándar y las letras diferentes indican diferencias significativas a un nivel de p<0.05.

3. RESTAURACIÓN DEL SUELO EN VERTEDEROS Y TALUDES DE CARRETERA CON BIOESTABILIZADOS Y DIGESTATOS DE RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS

Se incluyeron en el estudio materiales de seis de las ocho plantas de tratamiento mecánico-biológico existentes en Cataluña en 2016. La selección se realizó con el fin de incluir toda la variedad de residuos orgánicos municipales tratados en estas plantas: tres productoras de bioestabilizado (CLO, códigos de planta A, B, D), dos productoras de digestato (DGT, códigos de planta C, F) y una produciendo bioestabilizado a partir de digestato (C+DGT, código de planta E). Se realizaron tres pruebas piloto en diferentes escenarios de restauración: un talud de vertedero (Lloret de Mar, LM) y dos taludes de carretera (Olost, OL; Terrassa, TE), ubicados en diversos escenarios climáticos mediterráneos y utilizando distintos tipos de suelo. Las enmiendas se mezclaron a una dosis de 20 kg·Mg⁻¹ de suelo, excepto DGT-COL, que se aplicó a una dosis de 40 kg·Mg⁻¹ en el talud de Olost.

Un mes después de la reposición de los suelos enmendados, todos los tratamientos mostraron mayor cobertura herbácea que los controles, excepto algunos tratamientos en los taludes de la carretera de Olost (CLO-AOL y CLO-BOL). Además, CLO-AOL y CLO-BOL presentan cubiertas vegetales por debajo de los controles del talud de la carretera de Terrassa y del vertedero de Lloret de Mar (CTRTE y CTRLM, respectivamente) que son mucho menos fértiles que CTROL. Cuatro meses después de la aplicación de los tecnosoles en los taludes, las parcelas con una dosis de aplicación de 20 g·kg⁻¹ de DGT mostraron casi dos veces más cobertura vegetal que los controles (Figura 4). Esta diferencia fue aún mayor cuando los suelos de control eran extremadamente pobres en materia orgánica y nutrientes, como los de Terrassa. En cuanto a los tratamientos CLO, sus efectos fueron dependientes de la calidad del suelo original. En suelos relativamente fértiles como los de Olost, todos los tratamientos CLO mostraron un menor desarrollo de cobertura vegetal que los controles, especialmente CLO-AOL y CLO-DOL, que después de cuatro meses resultó en parcelas sin vegetación. Por el contrario, en suelos muy pobres, como los de Lloret de Mar (CTRLM), la aplicación de CLO promovió el desarrollo de la vegetación.

En cuanto a las diferencias entre dosis, el tratamiento con 40 g·kg⁻¹ de digestato (DGT-COL) presentó menor cobertura vegetal que el tratamiento con 20 g·kg⁻¹ (DGT-FOL) en el primer muestreo. En cuanto a la conductividad eléctrica, ésta aumentó tras aplicar la enmienda y disminuyó a los cinco meses.

En cuanto a la biodiversidad vegetal, durante los primeros meses después de la restauración del suelo las especies sembradas dominaron en todas las parcelas. La biodiversidad fue relativamente baja en todos los sitios y tratamientos, siendo las parcelas de Terrassa las más ricas- con más de 50 especies identificadas principalmente de las familias *Asteraceae, Fabaceae* y *Poaceae*-. En las parcelas control se observó una dominancia relativa de leguminosas, principalmente en suelos muy pobres como los de Terrassa y Lloret de Mar. En las parcelas enmendadas con DGT y CLO se observó una dominancia de las gramíneas sembradas durante los primeros meses, aunque a medio plazo (diez meses) aumentó la vegetación ruderal siendo dominante en algunas parcelas. Sin embargo, las plantas ruderales observadas difirieron entre tratamientos, siendo dominantes las especies típicas de ambientes ricos en nitrógeno (*Chenopodium* sp., *Cardus* sp.) en las parcelas de DGT.



Figura 4. Cobertura herbácea en parcelas restauradas con suelo enmendado con CLO/DGT, 4 y 6 meses después de la aplicación de los tecnosoles. Los códigos de tratamiento indican el residuo ensayado (control:CTR; bioestabilizado:CLO; digestato:DGT; bioestabilizado de digestato:C+DGT) y el lugar (OL: Olost; Te: Terrassa: LM: Lloret de Mar). Las barras de error corresponden al error estándar. Las letras indican una diferencia significativa según la prueba de Fisher (p < 0,05) entre medidas del mismo sitio. n=36.

4. **RECOMENDACIONES DE UTILIZACIÓN**

En base a estas y otras experiencias se han establecido una serie de criterios y condicionantes para la aplicación de enmiendas orgánicas en trabajos de restauración, que se recogen en formato de fichas resumen (ARC, 2021). Estas fichas establecen la calidad mínima que se debe exigir a los suelos antes y después de enmendar (granulometría, contenido en carbonatos, materia orgánica, pH, CE, metales pesados, entre otros), así como a los principales residuos y productos orgánicos disponibles para ser utilizados como enmiendas (Tabla 2).

También se establecen los criterios para evaluar la aptitud de los emplazamientos a restaurar con los suelos enmendados. Van dirigidos principalmente a técnicos y profesionales de obras responsables de las labores de restauración de suelos, que no deben tener forzosamente conocimientos específicos en agronomía o restauración ambiental, con el objetivo de fomentar el uso de estas enmiendas que permiten secuestrar carbono orgánico en los suelos restaurados a la vez que facilitan el desarrollo de una cubierta vegetal que reduce la vulnerabilidad del suelo frente a los procesos erosivos y mejora la estabilidad de los taludes.

| Parámetro | Valor límite | |
|---|--|--|
| Materia orgánica total (% sms) | >35 | |
| Grado de estabilitat (% smo) | >40 | |
| рН | 4,5 - 8,5 | |
| CE (1:5 p:v, dS m ⁻¹) | <10 | |
| Contenido de impurezas (% sms) | <0,5 (<0,3 plásticos, vidrios o metales) | |
| Salmonella (Presencia/Ausencia) | Ausencia | |
| <i>Escherichia coli</i> (n° UFC g ⁻¹) | <1000 | |
| Índice de germinación (%) | >60 | |
| Metales pesados (mg kg ⁻¹) | | |
| Cd | <5 | |
| Cu | <800 | |
| Ni | <200 | |
| Pb | <500 | |
| Zn | <2000 | |
| Hg | <5 | |
| Cr | <800 | |

Tabla 2. Valores recomendados a controlar en los residuos utilizados habitualmente como enmienda orgánica de suelos.

REFERENCIAS

- Abdullahi, Y.A., Akunna, J.C., White, N.A., Hallett, P.D., Wheatley, R., 2008. Investigating the effects of anaerobic and aerobic post-treatment on quality and stability of organic fraction of municipal solid waste as soil amendment. Bioresour. Technol. https://doi.org/10.1016/j.biortech.2008.04.027
- ACA, 2018. Dades gestió de biosòlids a Catalunya, 2017. Agència Catalana de l'Aigua, Generalitat de Catalunya. Disponible a: http://aca.gencat.cat/ca/laigua/gestio-del-cicle-de-laigua/gestio-de-fangs/

Alcañiz, J.M., O. Ortiz, Carabassa V, 2009. Utilización de lodos de depuradora en restauración. Manual de aplicación en actividades extractivas y terrenos marginales. Barcelona: Agència Catalana de l'Aigua, Generalitat de Catalunya. Disponible a:http://mediambient.gencat.cat/web/.content/home/ambits_dactuacio/empresa_i_produccio_sostenib le/restauracio_dactivitats_extractives/Productes-emprats-restauracio-

ambiental/restauracio_dactivitats_extractives_amb_fangs_de_depuradora/documentos/protocol_fang s_cast.pdf

ARC, 2021. Aplicació d'esmenes orgàniques en la restauració de sòls degradats. Fitxes tècniques.
Disponible

https://residus.gencat.cat/ca/ambits_dactuacio/tipus_de_residu/residus_organics/restauracio_sols/fitx es_tecniques/

- Asensio, V., Vega, F.A., Andrade, M.L., Covelo, E.F., 2013. Technosols made of wastes to improve physico-chemical characteristics of a copper mine soil. Pedosphere. https://doi.org/10.1016/S1002-0160(12)60074-5
- Carabassa, V., Ortiz, O., Alcañiz, J.M., 2018. Sewage sludge as an organic amendment for quarry restoration: Effects on soil and vegetation. L. Degrad. Dev. 29, 2568–2574. https://doi.org/10.1002/ldr.3071
- Carabassa, V., Serra, E., Ortiz, O., Alcañiz, J.M., 2010. Sewage sludge application protocol for quarry restoration (Catalonia). Ecol. Restor. 28. https://doi.org/10.3368/er.28.4.420
- D'Amato, D., Droste, N., Allen, B., Kettunen, M., Lähtinen, K., Korhonen, J., Leskinen, P., Matthies, B.D., Toppinen, A., 2017. Green, circular, bio economy: A comparative analysis of sustainability avenues. J. Clean. Prod. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.09.053
- Donovan, S.M., Bateson, T., Gronow, J.R., Voulvoulis, N., 2010. Characterization of compost-like outputs from mechanical biological treatment of municipal solid waste. J. Air Waste Manag. Assoc. https://doi.org/10.3155/1047-3289.60.6.694
- ETC/SCP, 2014. The importance of regional and local policies on municipal solid waste management in Europe exemplified by six regions in Italy, Poland and Spain (ETC/SCP Working Paper No 1/2014), European Topic Centre on Sustainable Consumption and Production. Available in http://scp.eionet.europa.eu/wp/wp2014_1
- European Commission (2019). Green growth and circular economy. Available in https://ec.europa.eu/environment/green-growth/index_en.htm. Date of access: 25 December 2019.
- European Commission (1999). Landfill Directive 1999/31/EC
- European Commission (2008). Directive 2008/98/EC on waste (Waste Framework Directive)
- European Commission (2010). Communication from the commission to the council and the European parliament on future steps in bio-waste management in the European Union COM(2010)235
- European Commission (2020). EUROSTAT. Sewage sludge production and disposal [env_ww_spd]. Available in: https://appsso.eurostat.ec.europa.eu/nui/submitViewTableAction.do. Date of access: 16 March 2020.
- European Environmental Agency (2010). Ecosystem services in the EU. Ecosystem services still degrading. EEA, Copenhaguen.
- Frouz, J., Jílková, V., Cajthaml, T., Pižl, V., Tajovský, K., Háněl, L., Burešová, A., Šimáčková, H., Kolaříková, K., Franklin, J., Nawrot, J., Groninger, J.W., Stahl, P.D., 2013. Soil biota in post-mining sites along a climatic gradient in the USA: Simple communities in shortgrass prairie recover faster than complex communities in tallgrass prairie and forest. Soil Biol. Biochem. https://doi.org/10.1016/j.soilbio.2013.08.025
- Hurley, R.R., Nizzetto, L., 2018. Fate and occurrence of micro(nano)plastics in soils: Knowledge gaps and possible risks. Curr. Opin. Environ. Sci. Heal. https://doi.org/10.1016/j.coesh.2017.10.006
- JRC, 2011. Supporting Environmentally Sound Decisions for Bio-Waste Management. I. https://doi.org/10.2788/53942

- Leguédois, S., Séré, G., Auclerc, A., Cortet, J., Huot, H., Ouvrard, S., Watteau, F., Schwartz, C., Morel, J.L., 2016. Modelling pedogenesis of Technosols. Geoderma. https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2015.08.008
- Lomaglio, T., Hattab-Hambli, N., Bret, A., Miard, F., Trupiano, D., Scippa, G.S., Motelica-Heino, M., Bourgerie, S., Morabito, D., 2017. Effect of biochar amendments on the mobility and (bio) availability of As, Sb and Pb in a contaminated mine technosol. J. Geochemical Explor. https://doi.org/10.1016/j.gexplo.2016.08.007
- Magdoff, F., Weil, R.R. 2004. Soil organic matter management strategies. F. Magdoff, R.R. Weil (Eds.), Soil Organic Matter in Sustainable Agriculture, CRC Press, New York, pp. 45-65
- Manara, P., Zabaniotou, A., 2012. Towards sewage sludge based biofuels via thermochemical conversion - A review. Renew. Sustain. Energy Rev. https://doi.org/10.1016/j.rser.2012.01.074
- Mosquera-Losada, R., Amador-García, A., Muñóz-Ferreiro, N., Santiago-Freijanes, J.J., Ferreiro-Domínguez, N., Romero-Franco, R., Rigueiro-Rodríguez, A., 2017. Sustainable use of sewage sludge in acid soils within a circular economy perspective. Catena. https://doi.org/10.1016/j.catena.2016.10.007
- Pérez-Gimeno, A., Navarro-Pedreño, J., Almendro-Candel, M.B., Gómez, I., Zorpas, A.A., 2019. The use of wastes (organic and inorganic) in land restoration in relation to their characteristics and cost. Waste Manag. Res. https://doi.org/10.1177/0734242X19828171
- Rumpel, C., Kögel-Knabner, I., Bruhn, F., 2002. Vertical distribution, age, and chemical composition of organic carbon in two forest soils of different pedogenesis. Org. Geochem. https://doi.org/10.1016/S0146-6380(02)00088-8
- Samolada, M.C., Zabaniotou, A.A., 2014. Comparative assessment of municipal sewage sludge incineration, gasification and pyrolysis for a sustainable sludge-to-energy management in Greece. Waste Manag. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2013.11.003
- Schad, P., Dondeyne, S., 2017. World Reference Base for Soil Resources, in: Encyclopedia of Soil Science, Third Edition. https://doi.org/10.1081/e-ess3-120053850
- Seyring, N., Dollhofer, M., Weißenbacher, J., Herczeg, M., David, M., 2015. Assessment of separate collection schemes in the 28 capitals of the EU, BiPRO/CRI.
- Sundstrom, S., Moseley, C., Nielsen-Pincus, M., David, E.J., (2011). Quick Guide to Monitoring Economic Impacts of Ecosystem Restoration and Stewardship. Institute for a Sustainable Environment, Oregon University, Eugene.
- Tate, R.L., 2005. Encyclopedia of Soils in the Environment. Soil Sci. https://doi.org/10.1097/01.ss.0000178203.51170.63
- UN, 2019. Green economy. Available in: unenvironment.org. Date of access: 25 December 2019.
- Watkinson, A.D., Lock, A.S., Beckett, P.J., Spiers, G., 2017. Developing manufactured soils from industrial by-products for use as growth substrates in mine reclamation. Restor. Ecol. 25, 587–594. https://doi.org/10.1111/rec.12464

ESTABILIZACIÓN DE LA LADERA DEL ESTRIBO DERECHO DE LA PRESA DE YESA (NAVARRA)

Fernando ESTEBAN (1), Marcelo MERINO (1), Fernando ROMERO-IRIBAS (2) y Ana LECHÓN (2)

(1) Confederación Hidrográfica del Ebro festeban@chebro.es, mmerino@chebro.es

 (2) Asistencia Técnica de la Obra de Yesa TPF Ingeniería, Acciona, Aecom obrayesa.fri@gmail.com, obrayesa.alb@gmail.com

RESUMEN

A mediados de 2012, se detectó un movimiento incipiente en la ladera derecha de la presa de Yesa cuando estaba en construcción su recrecimiento. Las medidas correctoras se dividieron en tres fases. El objetivo de las dos primeras fue limitar al máximo el movimiento entonces existente, mientras que la tercera fase, pendiente de ejecutar, está destinada a aumentar el factor de seguridad a largo plazo.

La primera fase consistió principalmente en la excavación en cabeza del deslizamiento con lo que se consiguió reducir su velocidad en más de un 90%. La segunda fase supuso una nueva excavación en la mitad superior del deslizamiento con lo que se consiguió detenerlo por completo salvo una zona situada aguas arriba de la presa con características particulares. Se realizaron posteriormente excavaciones en esta zona que supusieron la total detención del movimiento en toda su extensión. La tercera fase, aún en estudio, consistirá básicamente en el drenaje de la ladera, la impermeabilización de la misma hasta la cota del futuro embalse así como excavaciones en cabeza y anclajes.

1. INTRODUCCIÓN

La presa de Yesa, de gravedad de hormigón, lleva en servicio desde 1959 y en 2000 se comenzaron las obras para su recrecimiento mediante la construcción de una presa de materiales sueltos con pantalla situada aguas abajo y parcialmente apoyada sobre la presa original.

Durante el año 2011 y hasta mediados de 2012 se llevaron a cabo excavaciones en la ladera derecha para el encaje del estribo de la presa previstas en el proyecto correspondiente. En agosto de 2012, durante las labores de control rutinarias de las excavaciones que se llevaban a cabo en el propio estribo se detectaron síntomas de movimientos en profundidad y en superficie, consecuencia de lo cual se decidió detener las excavaciones hasta analizar con detenimiento las posibles causas de los movimientos.

Durante la segunda mitad del año 2012 se aumentaron los sistemas de control de la ladera instalando nuevos puntos de control topográfico, así como nuevos sondeos de reconocimiento del terreno donde se instalaron nuevos inclinómetros para el control de movimientos en profundidad. También se aumentó la frecuencia de medida de todos los puntos de auscultación.

2. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL DESLIZAMIENTO

La ladera derecha de la presa está ocupada por dos grandes formaciones geológicas de edad eocena: las Margas de Pamplona, grises, masivas y con muy escasas pasadas de areniscas, y el Flysch de Yesa, formado por una alternancia de areniscas calcáreas y margas en estratos milimétricos a métricos.

Ahora se sabe que existen en la ladera dos paleodeslizamientos superpuestos, ambos de tipo traslacional siguiendo la estructura del macizo rocoso que forma un pliegue sinclinal al pie de la ladera y un anticlinal hacia la cabeza de la misma. El paleodeslizamiento responsable del movimiento detectado en 2012 es el más superficial (denominado SPR en Corominas et al., 2013), si bien el más profundo también produjo empujes sobre la presa de hormigón existente (SIR). Al menos el paleodeslizamiento superior habría acumulado varias decenas de metros de desplazamiento desde su generación y antes de su reactivación en 2012. La dirección de movimiento de ambos paleodeslizamientos es aproximadamente N-S.



Figura 1: Planta topográfica con la delimitación de ambos paleodeslizamientos sobre la superficie topográfica previa a las soluciones de estabilización. Se marcan además la dirección de los cortes geológicos que se presentan en las figuras 2 (CG-1), 3 (CG-2) y 4 (CG-5).

Como se puede comprobar en el corte geológico de la figura 2 ambos deslizamientos presentan una cuña activa, con el plano de deslizamiento buzando hacia el fondo del valle (empuje a favor del movimiento) y una cuña pasiva, con el plano de deslizamiento buzando hacia el interior de la ladera (se opone al movimiento). La cuña activa se corresponde con el flanco norte del sinclinal, que ocupa la mayor parte de la ladera, mientras la cuña pasiva corresponde al flanco sur del pliegue, situado en la parte baja de la misma donde se encajan el estribo derecho de las dos presas, circunstancia por la que hubo de albergar las excavaciones para su construcción.

La superficie en planta que ocupa el paleodeslizamiento más profundo (SIR) es de unas 21,3 Ha. En los sondeos perforados en la ladera se ha observado el tramo base a una profundidad máxima de 118 m medidos en el sondeo SCI-10 siendo el volumen de la masa afectada antes de realizarse las excavaciones de las obras de emergencia algo mayor de 12,7 Hm³.

Originalmente, el deslizamiento superior (SPR) ocupaba en planta una superficie total algo mayor a 12,7 Ha. En los inclinómetros instalados en la ladera se ha detectado la superficie de rotura a una profundidad máxima de 68 m medidos en el sondeo SCI-10 siendo el volumen de la masa movilizada antes de realizarse las excavaciones de la obra de emergencia algo mayor de 4 Hm³.



Figura 2: Corte geológico por el eje de la presa recrecida. La dirección del corte es prácticamente idéntica a la del movimiento de la ladera registrado en 2012-2013. Superficies de deslizamiento indicadas con líneas discontinuas roja (SPR) y morada (SIR). La línea discontinua negra indica la topografía original previa a las excavaciones realizadas para la estabilización del deslizamiento.

Dado que los paleodeslizamientos siguen la estructura geológica del macizo rocoso y ésta presenta una inmersión hacia el oeste de unos 9° el espesor de la masa movilizada aumenta de este a oeste. El límite oriental viene dado por la intersección de la estratificación con la topografía, mientras que el límite occidental responde a una superficie de alto ángulo que aprovecha la red de fracturación del macizo, perpendicular a la estratificación y con dirección aproximada N-S (figura 3).



Figura 3: Corte geológico en dirección E-O, perpendicular al movimiento, por el flanco sur del sinclinal. En línea azul discontinua nivel freático habitual.

Existe una singularidad en el deslizamiento más superficial (SPR) en su extremo más oriental. Éste conserva parte del flanco deslizado en discordancia angular sobre el sinclinal original (figura 4), que en las zonas contiguas se ha excavado para la construcción de la presa de hormigón primero y la de materiales sueltos más recientemente. Esta particularidad en su morfología repercute directamente en el movimiento del deslizamiento, ya que al no existir la cuña pasiva ésta desaparece de la ecuación de equilibrio.



Figura 4: Corte geológico en dirección paralela al eje de presa 100 m aguas arriba de la presa de hormigón.

Consecuencia de esta geometría particular en el extremo oriental del deslizamiento es tanto la dirección de movimiento del mismo como su valor absoluto en coordenadas horizontales (x,y) y verticales (z). En cuanto al movimiento en planta, a partir de las mediciones de hitos topográficos ubicados en la ladera se pudo constatar por un lado, cómo la dirección de movimiento tuvo una cierta componente rotacional en el sentido de las agujas del reloj (figura 5), y por otro cómo la magnitud del movimiento aumentaba progresivamente de este a oeste (figura 6).



Figura 5: Representación de la dirección de movimiento en planta sobre ortofoto de los puntos de control topográfico que se desplazaron más de 10 mm. No se han tenido en cuenta magnitudes. Obsérvese que la dirección de movimiento varía progresivamente de norte a sur.



Figura 5: Movimiento acumulado entre el 31/01/2013 y el 21/03/2016 en los puntos de control topográfico de la ladera. En negativo movimiento hacia el sur. Obsérvese que el movimiento acumulado es progresivamente mayor de oeste a este.

El movimiento en la vertical también refleja la morfología del plano en profundidad (figura 7) siendo de descenso en cota en todo el flanco meridional del sinclinal y ascenso en el flanco septentrional aguas abajo de la presa de hormigón y descenso aguas arriba.



Figura 7: Representación del movimiento en cota de los puntos de control ubicados en la zona del deslizamiento entre el 30/02/2013 y el 17/08/2015. Obsérvese que la única zona de ascenso se produce en el flanco sur del sinclinal, aguas abajo de la presa de hormigón.

3. ESTABILIZACIÓN DEL DESLIZAMIENTO

Desde el mismo momento que se detectó un movimiento en profundidad mediante un inclinómetro instalado para el control de las excavaciones del estribo derecho se paralizaron las obras de excavación que se llevaban a cabo en el estribo y se revisaron todos los datos de auscultación de las propias excavaciones así como también de la presa de hormigón existente. El conocimiento geológico de la ladera permitió desde un principio presuponer que el movimiento se debía a un movimiento de ladera de carácter traslacional, esto es, siguiendo la estructura del pliegue sinclinal presente en el pie de la ladera.

De inmediato se decidió incrementar los puntos de control topográfico distribuyéndolos por toda la ladera así como aumentar la frecuencia de su medida. También se procedió a instalar nuevos inclinómetros en nuevos sondeos a rotación con recuperación continua de testigo que permitieron aumentar también el estudio geológico de la ladera.

Es sabido que la perforación de los sondeos y la instalación y posterior lectura de los inclinómetros requiere de tiempos más extensos que la instalación y medida de los hitos topográficos. No obstante, cada uno de los sondeos perforados y medidas inclinométricas obtenidas confirmaba la hipótesis del deslizamiento traslacional. Esto permitió preparar una posible solución de emergencia y establecer unos umbrales de velocidad de deslizamiento en superficie a partir de los cuales debía acometerse la inmediata estabilización.

En febrero de 2013 el deslizamiento se aceleró rápidamente y fue entonces cuando se decidió aplicar una primera fase de estabilización que revertiera la aceleración y redujese considerablemente su movimiento. Posteriormente se acometió una nueva fase con objeto de detener completamente el deslizamiento, y por último se está diseñando una tercera fase destinada, por un lado a evitar que las condiciones que se establecerán con el nuevo embalse influyan negativamente en la estabilidad de la ladera; y por otro a incrementar en términos absolutos esta estabilidad.

Durante la primera fase de estabilización del año 2013, la Confederación Hidrográfica del Ebro, encargó varios estudios independientes a expertos en deslizamientos para analizar con detalle la geomorfología y la geología de la ladera y su inestabilidad (Soriano, 2013; Gutiérrez, 2013; Prospección y Geotecnia, 2013, 2014; TYPSA, 2013, 2014; Corominas et al., 2013; Corominas y Mavrouli, 2014).

Fase I

La primera fase de estabilización consistió principalmente en la excavación de aproximadamente 500.000 m³ de tierras ubicadas en la cuña activa del deslizamiento (SPR). El detallado conocimiento geológico de la ladera permitió emplazar las excavaciones allí donde se consideraron más efectivas. También se colocó un relleno de unos 30.000 m³ al pie de la ladera en una zona restringida ubicada aguas arriba de la presa de hormigón. Por último se realizaron una serie de rellenos de hormigón al pie de la ladera entre las dos presas con el objeto de poner peso al pie y evitar deformaciones excesivas en el entorno de las dos presas.

Desde el inicio del control topográfico hasta mediados del año 2012 la velocidad medida se mantuvo relativamente constante en unos 0,15 mm/día (54 mm/año). A partir de junio de 2012 la velocidad aumentó a unos 0,3 mm/día y se mantuvo relativamente constante durante siete meses, hasta finales de enero de 2013 que la velocidad aumentó con mucha mayor rapidez registrándose un pico máximo de 3,5 mm/día el 13 de febrero.



Figura 8: Plano de excavaciones (en azul) en la ladera derecha del embalse. Se han representado además los límites originales (previos a las excavaciones) de ambos deslizamientos.

A partir de este pico máximo, como consecuencia de las excavaciones llevadas a cabo en esta fase, la velocidad descendió también rápidamente hasta situarse a mediados de abril, con un 75% del volumen de excavación efectuado, en 0,15 mm/día y a partir de mediados de mayo, con un 99% del volumen de excavación efectuado, en menos de 0,1 mm/día (figura 8).



Figura 9: Comparativa de la velocidad media de movimiento medida en los diferentes puntos de control topográfico desde febrero de 2012 hasta agosto de 2013 (azul) con el volumen de excavación durante la Fase I (rojo).

Como se puede observar en la gráfica de la figura 9 las excavaciones comenzaron a ser efectivas a partir del décimo día de trabajo, con un volumen de excavación acumulado de tan solo 45.000 m³.

Fase II

La segunda fase de estabilización se llevó a cabo entre mediados de julio de 2013 y finales de noviembre del mismo año y consistió en la excavación de 1M m³ de tierras en la mitad superior del deslizamiento (cuña activa) (figura 10). En los cortes geológicos de las figuras 2 y 4 se puede observar una línea discontinua que marca la topografía de la ladera antes de llevarse a cabo las excavaciones de las dos primeras fases de estabilización. Se aprovecharon estas nuevas excavaciones para conformar bermas donde se han ido instalando nuevos hitos de control topográfico e inclinómetros de alta precisión.

Con ello se consiguió reducir al mínimo (V < 2 mm/año) la velocidad del deslizamiento en profundidad salvo una zona situada aguas arriba de la presa en la que se registraban movimientos residuales de hasta 5 mm/año (0,01 mm/día). En superficie se seguían registrando movimientos residuales debidos a planos de rotura superficiales subparalelos al SPR y con movimientos y extensiones más limitados.



Figura 10: Plano de excavaciones (en verde) en la ladera derecha del embalse. Se han representado además los límites originales (previos a las excavaciones) de ambos deslizamientos.

En la zona media de los deslizamientos existían dos urbanizaciones de viviendas adosadas. Una de ellas completamente dentro de los límites del deslizamiento y la segunda aproximadamente la mitad. Ambas urbanizaciones completas fueron expropiadas en 2014 y se procedió a su demolición en 2019. En el proyecto de demolición se incluyeron también excavaciones con un volumen aproximado de 400.000 m³ para adecuar la ladera y terminar de estabilizarla por

completo. Estas excavaciones resultaron ser definitivas para la completa detención del movimiento en profundidad (figura 11), de manera que de los 24 inclinómetros operativos que a día de hoy existen en la ladera solo uno (SCI-40) registra un movimiento casi imperceptible de algo menos de 1 mm/año. Este inclinómetro se encuentra en el extremo suroriental del deslizamiento que como se ha visto más arriba tiene características particulares.



Figura 11: Gráfica del movimiento acumulado a la profundidad de 34,5 a 35,5 m en el inclinómetro SCI-23. Se comprueba como las excavaciones realizadas entre junio del 2019 y junio de 2020 detienen definitivamente el movimiento.

Fase III

La tercera fase de estabilización de la ladera, como ya se ha dicho, se encuentra en fase de diseño y tiene como objetivos fundamentales, por un lado evitar que las nuevas condiciones sobrevenidas por el nuevo embalse afecten a la estabilidad de la ladera, y por otro incrementar en términos absolutos esta estabilidad.

Las nuevas condiciones que se darán con el llenado del embalse recrecido afectan fundamentalmente a la lámina de agua, máximo nivel normal, que aumentará respecto al del embalse actual en 23 m aproximadamente. Para evitar que el agua del embalse penetre en la ladera derecha se está diseñando una pantalla de impermeabilización de la misma que tendrá en dos partes diferentes: una pantalla excavada *in situ* con pantalladora desde la carretera de acceso al actual estribo derecho de la presa; y una pantalla impermeabilizadora sobre la propia ladera que en su extremo superior alcanzará la cota de máximo nivel del embalse y en su extremo inferior conectará con la pantalla excavada *in situ* mediante un plinto. Con esta medida se impedirá la entrada de agua en la ladera proveniente del embalse, no solo del recrecido sino también del existente que en la actualidad aporta agua a la ladera.

Para incrementar la estabilidad del deslizamiento se tiene previsto además el drenaje subterráneo de la ladera mediante la construcción de una galería cuyo trazado coincidirá aproximadamente con la charnela del pliegue sinclinal y el contacto Margas de Pamplona (impermeables) – Flysch de Yesa (permeable). Desde la galería se tiene previsto diseñar una red de drenajes tipo californiano de unos 50 m de longitud aproximada. La galería drenará el agua por gravedad hacia un pozo previsto en el proyecto de la propia presa que se situará en el estribo derecho en torno al eje de la presa recrecida.

Por último se están diseñando también nuevas excavaciones en la cabecera de la ladera y la ejecución de anclajes de cable en el pie de la misma.

4. CONCLUSIONES

La generación, detección temprana y estabilización de este deslizamiento producido en la ladera de apoyo de la presa de Yesa nos llevan a extraer las siguientes conclusiones:

- La detección temprana de la inestabilidad de la ladera de Yesa fue posible porque al inicio de las excavaciones en el estribo ya se habían instalado, y se medían, puntos de control de movimientos tanto en superficie (hitos topográficos) como en profundidad (inclinómetros). Además, los inclinómetros se realizaron mediante una técnica, más laboriosa y costosa, pero que permite la detección de movimiento aun cuando éste sólo se mueve unos pocos milímetros.
- El conocimiento geológico minucioso de la zona de cimentación y laderas del entorno de la presa resultó fundamental para la interpretación de los movimientos detectados. En el caso de Yesa la detección temprana de los movimientos y su correcta interpretación geológica resultó fundamental para el diseño de las posibles soluciones de estabilización que pudieron implantarse antes de que el movimiento resultase peligroso. La presencia permanente de un equipo de geología durante la construcción de una obra de semejante entidad se ha comprobado fundamental.
- La redistribución de masas de un deslizamiento de tipo traslacional con cuñas activa y pasiva resulta eficaz para su estabilización prácticamente desde el inicio de la implementación. En Yesa se comprobó la ralentización del movimiento con algo menos de un 10% de las excavaciones realizadas.

REFERENCIAS

- Corominas, J., Moya, J., Ruiz-Carulla, R. (2013). Modelo geológico e identificación del mecanismo de inestabilidad que afecta de la ladera de la margen derecha de la Presa de Yesa. Departamento de Ingeniería del Terreno. Universitat Politècnica de Catalunya. 138 pp. + anejos.
- Corominas, J. y Mavrouli, O. (2014). Análisis de las condiciones de estabilidad de la ladera de la margen derecha de la Presa de Yesa. Departamento de Ingeniería del Terreno. Universitat Politècnica de Catalunya. 90 pp.
- Gutiérrez, F. (2013). Análisis geomorfológico de la ladera derecha de la Presa de Yesa (Río Aragón, Pirineos). Universidad de Zaragoza, 27 pp.
- Prospección y Geotecnia (2013). Evaluación de las condiciones de estabilidad de la ladera derecha en la cerrada del Embalse de Yesa. 120 pp + anejos.
- Prospección y Geotecnia (2014). Condiciones de estabilidad de la ladera derecha del Embalse de Yesa tras las actuaciones llevadas a cabo para su estabilización. 107 pp.
- Soriano, A. (2013). Recrecimiento de la Presa de Yesa. Sobre la seguridad del embalse. Ingeniería del Suelo, 280 pp.
- TYPSA (2013). Estudio de estabilidad de la margen derecha de la Presa de Yesa. 190 pp + anejos.
- TYPSA (2014). Adenda al estudio de estabilidad de la margen derecha de la Presa de Yesa. 240 pp.

ESTABILIZACIÓN DE LADERA EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL AXPE EN ERANDIO

BARAIBAR, José Manuel (1), GIL FERNÁNDEZ, Jorge (2), PÉREZ CANGA, Juan (2), LARREA BERGARETXE, Agustín (3)

(1) VIUDA DE SAINZ, S.A. jmbaraibar@viudadesainz.com

(2) DINGEMAS INGENIERÍA, S.L.P.U. jorge@dingemas.com; juan@dingemas.com

(3) GEOLOGÍA Y GEOTECNIA LARREA, S.L. agustin@geolarrea.com

RESUMEN

La presente comunicación describe las obras de estabilización de la zona "1" de la ladera existente junto al Polígono Industrial Axpe, en Erandio, Bizkaia. Esta ladera, con gran volumen de materiales inestables, constituida aportado por materiales del tipo igneo:piroclástico, vulcanoclástico, traquítas fracciones arcillosas, en contacto con materiales de tipo lutitas margosas se producían episodios de inestabilidad y movimiento que se amplificaban en condiciones de saturación. La presencia de materiales expansivos favorecía la generación de hinchamientos y agrietamientos que acrecentaban la magnitud del problema. Al objeto de salvaguardar la actividad industrial existente al pie de la ladera, se plantea una actuación estabilizadora de gran magnitud, combinando la descarga en la cabeza de talud con la generación de una estructura anclada de refuerzo en forma de retícula de hormigón armado, formada por puntales y vigas horizontales de gran rigidez que se anclan a la ladera. Se instaló una presión estabilizadora de 28 kN/m², que puede incrementarse hasta 130 kN/m².

1. INTRODUCCIÓN

El polígono industrial Ribera de Axpe se encuentra situado en la margen derecha de la ría del Nervión en el Barrio Astrabudua a su paso por la localidad de Erandio, en Bizkaia (Fig. 1). Se encuentra enclavado en el antiguo solar de la fábrica "Metalquímica", que a su vez fue construida sobre la plataforma de una antigua cantera de traquitas [Bombin, 1990], rocas que se emplearon en la construcción de los diques del Abra, en el las primeras ampliaciones del Puerto de Bilbao [Ruiz, 2004].



Fig. 1. Planta general de localización de la ladera objeto de estabilización

Tras una sucesión de inestabilidades y elementos en elevado riesgo de inestabilidad en numerosas puntos de influencia de la ladera, cuyos elementos de principal interés se muestran en la Fig. 2., la entidad pública Sprilur, perteneciente al Departamento de Desarrollo Económico, Sostenibilidad y Medio Ambiente del Gobierno Vasco, encarga en 2019 el "*Proyecto para las obras de estabilización de las laderas del polígono industrial Axpe en el T.M. de Erandio*", que es redactado por la Unión Temporal de Empresas formada por las ingenierías Dingemas y Geología y Geotecnia Larrea.



Fig. 2. Localización de principales elementos y zonas inestables en la zona analizada

Este proyecto divide la ladera completa en diversas zonas de trabajo, prescribiendo diferentes soluciones en cada una de ellas en función de la patología detectada (Fig. 3), Los ejes de actuación compilados por el Proyecto se describen en los siguientes párrafos.



Fig. 3. Zonas de trabajo y tratamientos de estabilización propuestos en cada zona de la ladera

El primer eje consiste en diseñar una solución que elimine la fragilidad del frente rocoso (Zona "I") que amenaza (ya se producen de forma más o menos continua caída de grandes bloques) con desprender nuevos bloques en cualquier momento que pueden acabar alcanzando las instalaciones del Polígono Industrial. Para ello se prescribe mediante su excavación, retaluzándose con una pendiente más estable que además se recubre con una retícula de hormigón armado.

El segundo eje propuesto consiste en descargar de peso la ladera sobre las zonas "H", "I" y "J", de manera que se pueda mejorar la estabilidad superficial de esas zonas y también la estabilidad global. Para ello se rebaja la cota del vial superior 3,5 m en una longitud de 350 m.

El tercer eje consiste en la mejora de la red de drenaje, que antes de la intervención no funcionaba correctamente, no por ausencia de drenaje, sino por la rotura de todo el sistema por las deformaciones y roturas que se sucedían. La infiltración de agua en el terreno está detrás de la mayoría de inestabilidades en taludes y laderas [Hopkins, 1975], por lo que una mejora de la red de drenaje sin duda mejora la estabilidad global.

Finalmente, el cuarto punto es la mejora de todas aquellas zonas del talud que no presentan un estado tan preocupante como las zonas "H", "I" y "J", y que implican técnicas de estabilización puntual mediante mallas adosadas, pantallas, bulonados, saneos, retaluzados, drenajes y de revegetaciones.

La presente comunicación se centra en la descripción de la solución empleada en la Zona "I", consistente en la construcción de una retícula de hormigón armado de gran rigidez anclada al terreno.

2. DESCRIPCIÓN DEL MARCO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

En la zona objeto de análisis, se encuentra "marcado" por una importante falla inversa con dirección NW-SE. La generación de esta falla en los materiales cretácicos provocó la inyección de materiales volcánicos submarinos, denominados "bandas volcánicas". En la imagen siguiente se observa la banda volcánica (Fig. 4).



Fig. 4. Extracto del mapa geológico del EVE 1:25.000. Zona de localización de los trabajos

Esta erupción formó un cerro llamado Monte Axpe (o "Roca del Fraile"), constituido en su mayor parte por traquitas y tobas traquíticas. El cerro es un verdadero cono volcánico macizo y homogéneo, un típico cúmulo-volcán característico de las lavas ácidas. La lava se abrió paso a través de los materiales cretácicos (lutitas y areniscas con diferentes proporciones), tratándose de una erupción cuyo origen se data en el Albiense-Cenomaniense. La roca traquítica (cuarzo-queratófido en sentido estricto), constituye una colada lávica de coloración blanquecina y textura afanítica de textura microlítica donde esporádicamente los cristales de feldespato adoptan formas esferulíticas, el resto de la matriz está compuesta por granos de óxidos de hierro y cuarzo con escasas vacuolas rellenas de minerales secundarios. En general presentan escasa composición ferromagnesiana, mientras que el contenido en sílice supera el 65 %. Su interés radica en la alta resistencia, de ahí su explotación.

Por encima del talud de traquitas también se han encontrado materiales de origen volcánico de tipo vulcanoclástico y piroclásticas, en contacto mecánico. Estos materiales se encuentran aflorando como materiales tipo suelos arcillo-limosos. Asimismo aparecen algunos niveles de basaltos en forma de pillow-lavas, éstos aparecen en la zona situada en el extremo SE de los tramos "J" y "K"

La Zona "I" es una prolongación del escarpe de traquitas situadas al SE, Zona"J" que alcanza en el entorno su mayor altura, al NW aparece la zona coluvial de la Zona "H". Las explotaciones de traquitas tuvieron lugar esencialmente en los frentes situados al Este de la Zona "H" y de forma menos en las zonas "I" y "J", donde se detectó una traquita más fracturada u una disminución del espeso teórico al aparecer las rocas vulcanocásticas y pirocásticas en la parte alta de los frentes.

Toda la Zona "I" se manifiesta por numerosas grietas, prácticamente todas ellas activas, formando escarpes principales de cabecera y lateralmente, con un gran volumen de material involucrado principalmente granular hasta grandes bloques,junto a fracciones arcillosas plásticas (Fig. 5).



Fig. 5. Imágenes de la Zona "I". En la izquierda se aprecia una vista general de la zona, y en la derecha el escarpe principal

La imagen siguiente (Fig. 6) representa un corte geológico a la altura del puntal nº5 de la estructura de estabilización. Durante las obras se realizaron sondeos adicionales desde los caminos de obra al objeto de caracterizar mejor la ladera a estabilizar. La alternancia de materiales y de sus diferentes rigideces sin un patrón definido da idea de la gran complejidad de la estructura geológica que se pretende estabilizar.



Fig. 6. Sección con información geológica en la Zona "I"

3. DESCRIPCIÓN DE ANOMALÍAS Y AFECCIONES EN TODA LA ZONA

En este apartado se describen las afecciones que han producido las anomalías, en toda la zona desde que se dispone de información.

En el Informe de ENADIMSA [1974] se recoge que para acondicionar las instalaciones de Metalquímica se rebajó la "plaza" de la cantera, en 2-3 m.

Al año siguiente se detectó un <u>levantamiento considerable del tramo de unos 2 m</u> y aparentemente mayor en aquellas zonas mas alejadas del pie del talud.

Define 3 tipos de niveles geotécnicos: margas, queratófidos y arcillas montmorilloníticas (aparecen definidas como no expansivas). El Informe pretende analizar la estabilidad para una posible ampliación de las instalaciones de Metalquímica. Como puede observarse en las siguientes figuras (Fig. 7, Fig. 8) la Zona "I" corresponde a la zona deslizada, aun no se había generado del coluvial de la zona H y la zona J estable sin explotar.



Fig. 7. Perfil Geotécnico transversal por la Zona "I" y Planta Topográfica Zonas "H", "I" y "J" (derecha)

Parece que justo después de la finalización del informe del Informe de ENADIMSA se produce el <u>coluvial de la Zona "H</u>" por las fotografías existentes.



Fig.8. Año 1972 (izquierda) y 1974 (derecha). Obsérvese a la derecha la zona de coluvial y, a su derecha, la Zona "I".

En el año 1994 se redactó el "Proyecto de Urbanización de la Unidad de Ejecución CEMA-PIE" [Estudio k 1994] para todo el Polígono Industrial y se incluye un Anejo. Recoge una cartografía geológico-geotécnica actualizada, con diversas antiguas y nuevas zonas inestables, así como numerosas fotografías. Destaca el análisis que se realiza en la zona de explanada frente a las Zonas "H" e "I", que luego se analizará por su importante afección. Las obras implicaron la creación de viales peatonales en las zonas de ladera, drenajes así como una excavación en la zona de pie frente a la Zona "J" para posibilitar la construcción de un Pabellón (pabellón "E" del Polígono – Fig. 9).



Fig.9. Proyecto que en fase de obra fue parcialmente modificado. A la derecha explanada nueva

En el píe de la nueva excavación, se construyó una escollera.

Durante la ejecución de las obras de excavación y ante las características de baja resistencia y estabilidad de los taludes se realizó un importante refuerzo de todos los viales mediante hinca de carriles.

Tras la urbanización el Polígono se completó totalmente el año 2004 (Fig. 10).



Fig.10. Fotografía aérea donde se observan los trabajos de Urbanización y Pabellones construidos

A partir del año aproximado 2008 se detectan importantes anomalías en el Pabellón "E" en forma de levantes de solera y aceras, afecciones a la estructura del Edificio (que tuvo que ser reforzada en diversas ocasiones), cubierta, ventanales puertas y conducciones (Fig. 11).



Fig.11. Algunas anomalías en el Pabellón "E" y en la zona perimetral

También se originaron movimientos en la urbanización como en la escollera en forma de abombamientos en aceras y viales, con alturas de hasta 18 cm y grietas, deslizamientos reptaciones de suelos circulaciones de agua irregulares en la zona de ladera.

La superposición del inventario de grietas de solera del Pabellón reflejó una coincidencia con la falla detectada en el año 1994. La falla, diagonal al Edificio, reflejaba los puntos de elevación máxima (Fig. 12).



Fig.12. Grietas registradas en la solera (izquierda) y planta geológica (derecha)

Ante los movimientos de la zona de pie de ladera, la escollera se reforzó con gunita armada, anclajes y drenes (Fig. 13).



Fig.13. Refuerzo escollera con malla, gunita y anclajes de cable

Las patologías en el Pabellón "E" fueron acrecentándose en velocidad por lo que fue necesaria su demolición en diciembre de 2018 (Fig. 14).



Fig.14. Grietas registradas en la solera (izquierda) y planta geológica (derecha)

4. DESCRIPCIÓN DE LA INESTABILIDAD DE LA LADERA EN LA ZONA "I"

Se han registrado eventos inestables de diferente entidad involucrando principalmente materiales tipo suelo, tanto en la Zona "I" como en los taludes por encima del frente de traquitas. El primero de estos fenómenos se produjo en 1960, con la rotura del escarpe de traquitas, en el que se generó una avalancha de rocas y material piroclástico por encima del mismo, alcanzando el material movilizado en la plataforma inferior.

En el periodo invernal 2012-2013 se registraron varios eventos de inestabilidad, tres de los cuales alcanzaron la plataforma inferior afectado a las parcelas del aparcamiento. Estos consistieron en la reptación de depósitos de pie de monte que arrastraron bloques de roca de tamaño métrico e indujeron la caída de bloques de roca de tamaño decimétrico presumiblemente desde la coronación de talud.

Desde entonces se han venido reproduciendo a diversa escala este tipo de eventos que han provocado la necesidad de implementar actuaciones locales de estabilización, como el refuerzo de la escollera perimetral al pabellón A mediante gunita armada y bulones en el año 2016. Este factor, junto a la evolución general del estado de la ladera durante los últimos años ha generado una situación de incertidumbre que no puede asumirse ni por los usuarios del polígono ni por la propiedad de los terrenos.

En los últimos años se ha constatado que en un estado de saturación se incrementan los episodios de inestabilidad y movimiento, reflejados en los escarpes, formas lobuladas y transmitidos a modo de pulsaciones a través del conjunto del material desplazado hasta el borde de la vertiente superior, donde se han producido coladas de fango de color gris que han alcanzado la plataforma inferior y que han resuelto extremadamente expansivas como podía traslucirse de las grietas formadas en estos materiales arcillosos transportados al desecarse. Los signos del movimiento son evidentes, tal como se ilustra en la Fig. 15.



Fig. 15 Consecuencias del movimiento de la ladera. Bajante escalonada sin apoyos (izquierda). Agrietamiento de caminos peatonales (centro). Abombamiento del vial superior (derecha)

La problemática de la estabilidad de la ladera en su conjunto ha sido abordada en diferentes informes y notas técnicas, que se recopilan en el "*Proyecto para las obras de estabilización de las laderas del polígono industrial Axpe en el T.M. de Erandio*". Del análisis de estos informes se concluye que las anomalías en la ladera evolucionan en el tiempo en progresión aritmética, que su importancia está ligada a la presencia de lluvia y que el movimiento de la ladera es constante, desarrollando un proceso de inestabilidad irreversible, próximo al equilibrio estricto, y que implicaba por lo tanto un riesgo alto para personas y bienes (Fig. 16).



Fig. 16 Análisis de vulnerabilidad ante la eventual movilización de material tras un deslizamiento de ladera

5. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ESTABILIZACIÓN

La estabilización de la Zona "I" se plantea como una solución mixta que combina una descarga de la zona superior de la ladera con la ejecución de una estructura de refuerzo que consiste en una retícula de hormigón armado, formado por 7 puntales inclinados y 3 vigas horizontales, que se apoya sobre la ladera (Fig. 17 y 18).



Fig. 17. Planta general de la solución de estabilización



Fig. 18. Planta de detalle de la estructura de estabilización (izquierda) y obra finalizada (derecha)

Los puntales inclinados tienen unas dimensiones de 2 m de canto y 1,20 m de ancho (Fig. 11), con una separación media de 8 m. Las vigas horizontales se plantean triangulares, de manera que pueda encofrarse a una cara. Presentan unas dimensiones de 2,2 m de lado (Fig. 19).



Fig. 19. Dimensiones elementales de puntales verticales y vigas horizontales

La retícula se ha diseñado con la capacidad de acoger 12 anclajes en cada tramo de puntal inclinado, de los que inicialmente se han ejecutado 2 (Fig. 20). Se podrán disponer anclajes de barra de 18 m (12 m libres y 6 m de bulbo), con una interdistancia de 4 m. En esta primera fase se ha instalado una presión estabilizadora de 28 kN/m², que podrá incrementarse hasta 130 kN/m². Esta sobrecapacidad de la retícula permitirá con el tiempo, en el caso de que se detecten sobrecargas en los anclajes ejecutados, puedan instalarse más, sin necesidad de reforzar los elementos de hormigón. La sobrecapacidad del hormigón implica una ductilidad elevada que reduce la fragilidad del sistema. En muchos casos las soluciones buscan únicamente evitar el colapso de las estructuras, y se olvidan de que otra de las bases de la normativa y de los elementos de contención es asegurar que las roturas, en el caso de producirse, sean dúctiles y progresivas, desarrollando formas que permitan anticipar sus consecuencias y ofrezcan suficientes signos de agotamiento dentro de un tiempo prudencial que permita reaccionar [Marí Bernat, 1987].



Fig. 20. Vista cercana de la retícula de hormigón armado

Para garantizar el correcto apoyo uniforme de las vías, se ha ejecutado una capa de gunita de regularización sujeta al terreno actual con barras de Ø20 clavadas en el terreno cada 2 m², y una capa de mallazo 15.15.8.

6. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

En la fase inicial de las obras se estudiaron dos formas posibles de ejecutar la estructura: en sentido ascendente una vez reperfilada la ladera, o en sentido descendente, en ambos casos mediante la construcción de un caballón de tierras provisional. Finalmente se seleccionó la última opción, por lo que la estructura se ejecutó en sentido descendente, colgándola provisionalmente mediante anclajes. Las principales razones que favorecieron la elección de esta variante fueron: la posibilidad de trabajar desde el suelo, evitando costosos medios auxiliares de difícil posicionamiento al pie de la ladera; la posibilidad de analizar la geología y el comportamiento geotécnico del talud a medida que se trabaja sobre el mismo y la minimización de trabajos desde cesta;

En primer lugar, por lo tanto, se dispuso un caballón de tierras provisional que permitió acceder a la zona superior del talud. Esta necesidad constructiva obligó a diseñar un fabricar una estructura provisional para proteger un centro de transformación en servicio (Fig. 21).



Fig. 21. Detalle de caballón de tierras provisional (izquierda) y estructura de protección de Centro de Transformación

Una vez alcanzada la cota superior del talud, se excavaban y estabilizaban franjas horizontales de 5 m de altura, dejando el espacio suficiente para el acceso de la maquinaria de obra (Fig. 22).



Fig. 22. Detalle de trabajos en franja de estabilización en zona superior de la ladera

En cada franja se siguió el siguiente procedimiento: excavación completa de la franja y evacuación completa de la franja por la pista y caballón provisional; gunitado del talud, con especial detalle en la zona de localización de puntales hasta conseguir el plano objetivo; colocación de anclajes locales para colgar los puntales (Fig. 22); ferrallado de la viga sobre plano objetivo, encofrado de la viga sobre la ferralla dispuesta previamente (Fig. 23); hormigonado del puntal; ejecución de anclajes definitivos.



Fig. 23. Detalle de ejecución de anclajes locales (izquierda) y ferrallado de puntales y vigas

Cuando se alcanzaba el nivel coincidente con cada una de las vigas horizontales, esta última puede hormigonarse apuntalando los encofrados sobre el suelo (Fig. 24). Este procedimiento permitió ejecutar un nudo rígido en la conexión de cada viga vertical y horizontal.



Fig. 24. Trabajos de ferrallado y encofrado a nivel de suelo de vigas horizontales

En la imagen siguiente se ilustra un momento de la ejecución de los puntales bajo el nivel de la viga horizontal nº2 (Fig. 25).



Fig. 25. Vista general de la ejecución de la retícula de hormigón armado bajo la viga horizontal nº2.

7. CONCLUSIONES

Ante el riesgo de inestabilidad inminente en la ladera situada junto al Polígono Axpe en Erandio, Bizkaia, se proyecta una solución de estabilización adecuando diferentes tratamientos en función de la estructura de cada zona y de las patologías detectadas.

De entre las soluciones de estabilización propuestas, destaca la proyectada den el Sector "I", que consiste en la construcción de una malla rígida de hormigón armado de grandes dimensiones anclada al terreno. Su ejecución ha supuesto un reto constructivo significativo, tanto por la dificultad de acceso a los tajos en condiciones de seguridad para los operarios y técnicos como por la necesidad de garantizar un coeficiente mínimo de seguridad durante los trabajos.

La estructura transmite una cierta presión estabilizadora a la ladera, de 28 kN/m². Habida cuenta de la complejidad geológico-geotécnica de la ladera y de la existencia de cierta incertidumbre sobre su evolución en el tiempo, la estructura proyectada es capaz de transmitir eventualmente una presión estabilizadora del orden de 4 veces superior, que podrá ir activándose con la instalación de más anclajes en función de su evolución.

REFERENCIAS

- Bombin, C., 1990. Puntos de interés geológico de Bizkaia. Diputación Foral de Bizkaia. Departamento de Cultura. Instituto de Estudios Territoriales de Bizkaia, 273 pp.
- Hopkins, T., Allen, D. and Deen, R., 1975. Effects of water on slope stability. Kentucky Transportation Center Research Report. 1094. https://uknowledge.uky.edu/ktc_researchreports/109
- Mari Bernat, A.R., 1987. Dimensionamiento de secciones de hormigón armado orientado a garantizar un nivel de ductilidad. *Informes de la construcción*, 39: 87-95.
- Ruiz, E., 2004. *Historia de la navegación comercial española: tráfico de los Puertos de Titularidad Estatal desde la antigüedad a la conclusión del siglo XX.* Ente Público Puertos del Estado, 1376 pp.
- Ojeda, F. et al. (Empresa nacional Adaro de Investigaciones Mineras S.A.), 1974. Estudio geotécnico del talud de la zona de ampliación de Metalquímica (Axpe-Erandio).
- Estudio K, 1994. Proyecto de Urbanización de la unidad de ejecución CEMA-PIE en Erandio.

ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD MEDIANTE DESCARGA EN CABEZA

Alessandra DI MARIANO (1), Antonio GENS (1), Xavier GOST (2) y Eugenia ÁLVAREZ (3)

 (1) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Escuela Técnica Superior De Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) / Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE) alessandra.dimariano@upc.edu, antonio.gens@upc.edu

> ⁽²⁾ Técnica y Proyectos, S.A. Departamento de Geotecnia de Cataluña Barcelona xgost@typsa.es

(3) Direcció General d'Infraestructures de Mobilitat Subdirección de Explotación Viaria Barcelona eugenia.alvarez@gencat.cat

RESUMEN

Entre los años 2006 y 2018, una autovía de titularidad autonómica situada al norte de la ciudad de Barcelona ha presentado diversas patologías asociadas tanto a su firme como a la ladera que la rodea. El movimiento de la zona objeto de estudio se ha auscultado mediante un extenso sistema de monitorización que ha permitido identificar la inestabilidad de la ladera como la causa de las patologías de la autovía. Con la finalidad de reducir la velocidad del movimiento observado y aumentar el factor de seguridad del talud, se decidió realizar la descarga de la cabeza del mismo. La actuación llevada a cabo está siendo beneficiosa, relativamente rápida y de coste limitado. La evolución del movimiento observado en función de la descarga pone de manifiesto la eficacia de la medida adoptada.

1. INTRODUCCIÓN

La red viaria de un país juega un papel fundamental en su desarrollo económico y por tanto una de las tareas más importantes, y quizás más complejas, con la que tienen que lidiar las Administraciones es asegurar la funcionalidad y seguridad de dicha red a lo largo del tiempo (Ferlisi et al. 2021). Debido a su configuración y desarrollo lineal, las carreteras a menudo discurren en diferentes contextos geológicos rodeando laderas que pueden ser propensas a deslizamientos con posibles riesgos para los usuarios de las mismas e impactos socioeconómicos a veces significativos (Ferlisi et al. 2021, Argyroudis et al. 2019; Hackl et al. 2018). Una correcta gestión de estos riesgos implica llevar a cabo actividades de predicción y, en la medida de lo posible, prevención de los posibles fenómenos de inestabilidad, teniendo en cuenta las limitaciones operativas y económicas (Ferlisi et al. 2021, Fell et al. 2005; Winter 2019).

En general, los procesos involucrados en deslizamientos o en otros fenómenos de inestabilidad del

terreno comprenden una serie de eventos con relación de causa-efecto. Son raras las ocasiones, si es que existen, en que un deslizamiento pueda atribuirse a una sola causa y, a menudo, existen varios factores que contribuyen al fenómeno de inestabilidad, induciendo incrementos en las tensiones de corte de los materiales implicados (Varnes, 1978, Alonso et al. 1993, Leroueil, 2001, Corominas 2006, Urciuoli y Picarelli, 2008, Alonso et al. 2010, Pinyol et al. 2012 entre otros).

El presente trabajo se refiere a un caso de estudio en el Nord-Este de España, relativo a un tramo de carretera construido mediante desmontes al pie de una ladera en las proximidades de un río. La funcionalidad y seguridad de este tramo de carretera se han visto afectadas por la inestabilidad del talud que la rodea. En la parte alta del talud se encuentra una antigua cantera convertida en el tiempo en depósito controlado de residuos. Para reducir la velocidad del talud y aumentar su estabilidad se ha decidido excavar los residuos, descargando así la cabeza del talud. El extenso sistema de monitorización instalado ha permitido seguir la evolución del fenómeno y comprobar la eficacia de la medida de estabilización adoptada.

2. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

Una autovía autonómica catalana, construida en el 1989, ha presentado diversas patologías a partir del año 2004. Dichas patologías interesan exclusivamente un tramo de la carretera de unos 500 m de longitud (Fig. 1), en el que la autovía se ejecutó mediante desmontes realizados al pie de la ladera que la rodea.

Los estudios para determinar el origen de los desperfectos observados empezaron a partir del año 2008 y se centraron inicialmente solo en el ámbito de la plataforma de la carretera donde en 2010, en una zona del tramo en cuestión, se construyó un muro de gaviones al pie del talud adyacente, como elemento de protección de la misma autovía (Fig. 1). En el año 2015, se redacta el Proyecto Constructivo de mejora local de la carretera para recuperar su seguridad y funcionalidad. El proyecto incluía, por un lado, la definición a nivel constructivo de las medidas correctoras de las patologías observadas y por el otro, la ejecución de las obras de reparación del firme de la autovía, así como de unos anclajes y drenes californianos en la parte del talud próxima a la carretera (Fig. 1). A partir del año 2017, durante la ejecución del proyecto, se comprueba que el tramo de autovía objeto de estudio sufre movimientos en dirección transversal, producidos por el desplazamiento del talud contiguo.



Figura 1. Tramo de la autovía objeto de estudio y de la antigua pedrera. La foto muestra la ubicación aproximada del muro de gaviones, anclajes y drenes californianos presentes al pie del talud que rodea la autovía.

En la coronación de la ladera, se encuentra una antigua cantera cuya actividad extractiva se desarrolló entre los años 1960 y 2004 (Fig. 1). A partir del 2004, empieza la restauración ambiental de la ladera mediante la conversión de la cantera en depósito controlado de residuos. Durante el periodo de ejecución de los trabajos de mejora local de la carretera, los técnicos responsables del proyecto hallan una relación causa-efecto entre la finalización de la explotación de la cantera y la aparición de las patologías en la autovía.

Entre los años 2017 y 2018, se lleva a cabo la segunda fase del proyecto constructivo de mejora de la carretera que incluye la ejecución de un nuevo estudio geotécnico y la realización de un análisis de estabilidad de la ladera. Los resultados de estos trabajos concluyen que las patologías observadas en la autovía son en realidad consecuencia de un fenómeno de inestabilidad del talud que moviliza un volumen de terreno de unos 4.000.000 m³, según los datos de auscultación más recientes. Con el objetivo de limitar los riesgos asociados a dicho fenómeno de inestabilidad, en el año 2018 los técnicos de la Administración toman la decisión de interrumpir el vertido de residuos en la antigua cantera y, al mismo tiempo, instrumentar tanto el talud como la zona del depósito controlado, para así definir los límites de la masa inestable.

3. GEOLOGÍA DE LA ZONA

La secuencia litológica de la ladera en la zona de estudio comprende los siguientes materiales del más reciente al más antiguo (Fig. 2):

- Rellenos antrópicos (R) y rellenos de restauración de la cantera (RC)
- Arcillas arenosas con gravas de origen coluvial de la Era Cuaternaria (Q)
- Limolitas y arenas del Eoceno (E)
- Alternancia de dolomías y calizas del Triásico medio (M1), en bancos decimétricos a centimétricos (materiales explotados en la antigua cantera)
- Lutitas, argilitas y areniscas laminadas versicolores con vetas milimétricas de yeso fibroso pertenecientes al Triásico inferior (B).

Según los últimos datos disponibles, la superficie de rotura que caracteriza el fenómeno de inestabilidad del talud tiene una profundidad de unos 40 m y se localiza principalmente en el nivel litológico de las lutitas (unidad B en la Fig. 2). El volumen de terreno inestable afecta de manera directa la autovía autonómica, así como prácticamente a todo el recinto de la antigua cantera y, de forma indirecta, el lecho de un rio ubicado ladera abajo de la autovía, un polígono industrial situado entre la carretera y el río, además de algunas líneas de telecomunicaciones y suministro eléctrico (Fig. 2).



Figura 2. Perfil geológico correspondiente a una de las secciones transversales del talud. La figura muestra la ubicación de la superficie de rotura indicada por los inclinómetros.

La Figura 2 muestra una sección transversal de la zona con las diferentes litologías, las ubicaciones de la antigua cantera, la autovía y el río al pie de la ladera y, finalmente, la posición de la superficie de rotura identificada a partir de las lecturas inclinométricas.
En el ámbito de estudio, las lutitas del Triásico inferior (unidad B) presentan un aspecto alterado sobre todo a la profundidad de la superficie de deslizamiento. En fase de proyecto, el Contratista realizó algunos ensayos de laboratorio para caracterizar estos materiales (Tablas 1 y 2). Más tarde, en el laboratorio de Geotecnia del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad Politécnica de Cataluña, se ejecutaron también unos ensayos de corte anular (usando el equipo de Bromhead) bajo condición residual, para determinar la resistencia drenada de la unidad B en correspondencia de la superficie de deslizamiento (Tabla 3).

| | | Identificación | | | | | |
|--------------|--------|------------------------------------|------|-------|-------|-------|------|
| | Límite | Límites de Atterberg Granulometría | | | W | | |
| | w_L | W_P | IP | Grava | Arena | Finos | (%) |
| | (%) | (%) | (%) | (%) | (%) | (%) | |
| N.º ensayos | 16 | 16 | 16 | 18 | 18 | 18 | 18 |
| Valor máximo | 29.3 | 18.0 | 13.0 | 42.1 | 61.7 | 67.2 | 18.7 |
| Valor mínimo | 19.3 | 14.4 | 4.8 | 0.0 | 19.5 | 28.1 | 7.0 |

| | Compresión | | Corte | |
|--------------|------------|-------|------------|--------|
| | simple | | Directo CD | |
| | q_u | Ε | С | ϕ |
| | (kPa) | (MPa) | (kPa) | (°) |
| N.º ensayos | 11 | 11 | 15 | 15 |
| Valor máximo | 361.0 | 11.1 | 82.0 | 43.6 |
| Valor mínimo | 49.0 | 0.8 | 0.0 | 17.3 |

Tabla 2. Resumen de los parámetros geomecánicos de la unidad B.

| Profundidad muestra | Corte anular | | Límites de Atterberg | | |
|---------------------|--------------|--------------|----------------------|-------|------|
| | c | ϕ_{res} | W_L | W_P | IP |
| (m) | (kPa) | (°) | (%) | (%) | (%) |
| 34.2-34.5 | 0 | 17.9 | - | - | - |
| 34.8-35.0 | 0 | 23.0 | 28.0 | 16.2 | 11.8 |
| 45.0-45.5 | 0 | 18.1 | 26.4 | 16.3 | 10.1 |

Tabla 3. Resumen de los parámetros relativos a tres muestras de la unidad B en correspondencia de la superficie de deslizamiento, en la que se realizaron ensayos de corte anular bajo condiciones residuales.

4. INSTRUMENTACIÓN

En la zona objeto de estudio, a partir del mes de septiembre del 2017, se instaló un extenso sistema de monitorización que incluye inclinómetros, hitos topográficos, piezómetros abiertos y de cuerda vibrante, prismas automáticos y finalmente células de carga.

Para seguir la evolución del movimiento del talud en profundidad e identificar con detalle la superficie de deslizamiento, en 4 años se han instalado 37 inclinómetros biaxiales. Muchos se han roto a causa del movimiento acumulado y, en los periodos de máxima velocidad del movimiento (40 mm/mes), algún inclinómetro ha tenido una vida útil de apenas 4 meses. Actualmente, solo 15 de ellos están en funcionamiento.

El movimiento de la superficie del talud en las tres direcciones UTM (Universal Transversal de Mercator), se ha observado mediante la utilización de 58 hitos topográficos, distribuidos a lo largo de la zona de estudio. La lectura de dichos hitos se ha realizado mediante GPS (Global Positioning System), con una precisión inferior a los 5mm. Además, otros 18 hitos topográficos se han instalados en el depósito controlado, para determinar con precisión los límites del movimiento.

La evolución del nivel freático y de las presiones del agua intersticial a la profundidad de la superficie de rotura de la ladera se ha seguido mediante 7 piezómetros abiertos y 4 piezómetros de cuerda vibrante, respectivamente. De los 7 piezómetros abiertos, ranurados en toda su longitud, solo 6 están actualmente en funcionamiento.



Figura 3. Superposición de los límites de movimiento en sentido Este-Oeste detectados mediante tecnología InSAR e hitos topográficos.

Para contrastar los datos de monitorización y definir con más precisión la extensión de la masa inestable, se ha recurrido también a un estudio de interferometría mediante tecnología InSAR (Interferometric Synthetic Aperture Radar). Adquiriendo y comparando imágenes radar de la zona se han evaluado las deformaciones del terreno con precisión milimétrica. La Figura 3 muestra el área inestable, según los datos InSAR del mes de abril del 2018. La línea discontinua en la misma figura representa los límites del movimiento registrados por los hitos topográficos. Se observa una buena correlación entre las dos metodologías de auscultación (Fig. 3).

Asimismo, para seguir el movimiento de diversos elementos estructurales ubicados en la zona inestable se han utilizado 35 prismas automáticos. Las lecturas se han realizado cada hora durante las 24 horas del día mediante teodolitos automáticos. Finalmente, para observar la evolución de las fuerzas de trabajo de los anclajes presentes al pie del talud (Fig. 1), se han colocado 10 células de carga.

Con el objetivo de fijar un sistema de alerta temprana, en el plan de auscultación se han definido también umbrales de aviso, alerta y alarma para cada instrumento instalado, en función de las estimaciones de movimiento realizadas en fase de proyecto.

5. MEDIDA DE ESTABILIZACIÓN

Habiendo establecido que los desperfectos de la carretera derivaban integralmente del movimiento del talud que la rodea, los técnicos a cargo del proyecto analizaron diferentes medidas

de estabilización, con el objetivo de aplicar al menos una de las siguientes acciones:

- Reducción del peso en la coronación del talud, mediante la excavación de los residuos y el bombeo del agua acumulada en la antigua cantera
- Aumento del peso en correspondencia del pie del talud, a través de un cambio del trazado de la carretera
- Incorporación de elementos estructurales aptos a resistir el movimiento observado, mediante la construcción de muros pantallas anclados a diferentes niveles en la ladera.

La valoración de las diferentes alternativas se realizó en términos tanto de aumento del Factor de Seguridad (FS) del talud como de coste económico de ejecución. Además, para cada alternativa se consideraron aspectos relativos a las posibles afectaciones medioambientales, grado de fiabilidad y vida útil de las medidas, afectación a los usuarios de la autovía (más de 30.000 vehículos diarios) y afectación a terceros en general.

Una vez analizadas las alternativas planteadas, la Administración en calidad de propiedad de la carretera tomó la decisión de estabilizar el talud mediante la retirada del vertido en el depósito controlado y el bombeo de las aguas allí presentes. En comparación con las otras medidas de estabilización, ésta tiene la ventaja de ser una actuación flexible, con posibilidad de realizarse en diferentes etapas sin afectar el trazado de la autovía o la configuración de su entorno y adaptable a la respuesta del talud, según la evolución de los datos de auscultación.

Las actividades de excavación y descarga de la parte alta del talud empezaron a finales del 2018, interrumpiéndose por problemas logísticos, entre los meses de enero y agosto del año 2020. Se reanudaron posteriormente en el mes de setiembre del mismo año y han seguido de forma continuada hasta finales de febrero del 2022.

6. EVOLUCIÓN DEL MOVIMIENTO

La primera estimación de la velocidad del movimiento de la ladera se hizo en el año 2016 en base a datos taquimétricos disponibles desde el año 2006. Debido a algunas incertidumbres sobre la precisión de dichos datos, la estimación es aproximada y da exclusivamente valores medios de la velocidad de movimiento, sin ofrecer ningún dado sobre la evolución del fenómeno. Con esta primera estimación se obtiene una velocidad media de 8 mm/mes durante un período de 10 años (2006-2016), sin tener en cuenta las posibles variaciones puntuales de velocidad, asociadas por ejemplo a alteraciones de las condiciones hidráulicas del terreno.

A partir de finales del 2017, con los numerosos datos de monitorización disponibles, se tienen registros fiables de la evolución del fenómeno de inestabilidad. Los datos indican que la velocidad con que se mueve el talud no es constante y su variación depende de cambios en el estado tensional del terreno, asociados por ejemplo a fluctuaciones de las presiones del agua intersticial por efecto de eventos de lluvia (Fig. 4). Al principio del periodo de auscultación, la aceleración del movimiento se producía con cierto desfase respecto a cada evento lluvioso (Fig. 4). Con el tiempo, ese desfase se fue reduciendo y el movimiento del talud se hacía siempre más sensible a cualquier variación tensional (Fig. 4).

En los últimos días del 2018, empieza la descarga de la parte alta del talud. Al aumentar el volumen excavado, la velocidad del movimiento se reduce progresivamente y el fenómeno de inestabilidad se hace más independiente de los cambios tensionales del terreno (Figs. 4 y 5). A finales de enero del 2020, a causa de una violenta borrasca (153 l/m² en 3 días aproximadamente), el movimiento se acelera nuevamente, llegando a velocidades máximas de unos 20 mm en 5 días. En apenas cuatro días desde el inicio de la borrasca, en correspondencia de la superficie de deslizamiento, se produce un aumento de la presión intersticial de unos 4 metros de columna de agua en algo más de 24 horas. El rápido incremento de la presión intersticial indica un aumento de la permeabilidad de las formaciones litológicas ubicadas encima de la superficie de rotura,

debido posiblemente a la evolución de sus procesos de alteración. En el mismo período de tiempo, los prismas topográficos registran velocidades punta de hasta 90 mm/mes. La borrasca coincide con el inicio de un período en que, por temas logísticos, se suspenden temporalmente los trabajos de descarga de la cabeza del talud y, al acabar las precipitaciones, el movimiento progresa con velocidades medias de unos 14 mm/mes.

Al retomarse las actividades de excavación, el movimiento y su velocidad se van reduciendo gradualmente, hasta llegar a los valores actuales de unos 0.3 mm/mes. Desde finales de febrero del 2022 y hasta la actualidad, la descarga de la parte alta de la ladera se ha interrumpido por temas de gestión administrativa.



Figura 4. Evolución de la velocidad del movimiento del talud en milímetros al mes y del volumen de residuos excavados. En gris se muestra el histograma de los eventos de lluvia en litros al metro cuadrado. Período de observación junio 2017-marzo 2022.



Figura 5. Evolución de la velocidad del movimiento del talud en milímetros al mes y del volumen de residuos excavados. En gris se muestra el histograma de los eventos de lluvia en litros al metro cuadrado. Período de observación junio 2020-mayo 2022.

Las gráficas de las figuras 4-6 muestran claramente que la medida de estabilización del talud mediante la descarga en cabeza es adecuada y eficaz. A pesar de la disminución progresiva del movimiento, los datos de auscultación indican que todavía no se ha llegado a la estabilización definitiva del talud. De hecho, los residuos presentes en la antigua cantera no han sido excavados aún en su totalidad.



Figura 6. Evolución del movimiento del talud y del volumen de residuos excavados, en el tiempo. En gris se muestra el histograma de los eventos de lluvia en litros al metro cuadrado.

7. RESUMEN Y CONCLUSIONES

El talud adyacente a una autovía principal del norte de Barcelona, en España, se mueve lentamente en dirección perpendicular al eje de la carretera. La secuencia litológica de la zona, de más moderna a más antigua, comprende rellenos antrópicos, materiales coluviales del Cuaternario caracterizados por arcillas arenosas con gravas, alternancia de dolomías y rocas calcáreas del Triásico medio y finalmente lutitas, arcillitas y areniscas del Triásico inferior.

Un extenso sistema de monitorización ha permitido seguir la evolución del movimiento desde el año 2017. Las lecturas inclinométricas indican la presencia de una superficie de deslizamiento che, en general, atraviesa las lutitas del Triásico inferior, llegando a una profundidad máxima de unos 40 m. El fenómeno de inestabilidad pone en riesgo la seguridad y funcionalidad de la autovía, involucrando unos 4.000.000 m³ de terreno, según los datos de monitorización más recientes.

Para reducir la velocidad del movimiento e incrementar el factor de seguridad del talud, se ha optado por intervenir mediante la actuación de descarga en cabeza. El presente trabajo describe los detalles del caso de estudio y muestra la eficacia de la medida de estabilización adoptada, a partir de la evolución de los datos de auscultación.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a Infraestructuras de la Generalitat de Catalunya, S.A.U. por el apoyo dado a la elaboración del presente trabajo.

Se agradece también la ayuda CEX2018-000797-S relativa a los centros de excelencia "Severo Ochoa" (2019-2023) financiada por MCIN/AEI/10.13039/501100011033.

REFERENCIAS

- Alonso, E.E., Gens, A. and Lloret, A., 1993. The landslide of Cortes de Pallas, Spain. *Géotechnique* 43, No. 4, 507-521.
- Alonso, E.E., Pinyol, N.M. and Puzrin, A.M., 2010. Geomechanics of failures. Advanced Topics. Springer Science + Business Media. https://doi.org/10.1007/978-90-481-3538-7.
- Argyroudis, S.A., Mitoulis, S.A., Winter, M.G. and Kaynia, A.M., 2019. Fragility of transport assets exposed to multiple hazards: state-of-the-art review toward infrastructural resilience. *Reliab. Eng. Syst. Saf.* https://doi.org/10.1016/j.ress.2019.106567.
- Corominas, J., 2006. El clima y sus consecuencias sobre la actividad de los movimientos de ladera en España. *Rev. C & G.*, 20 (3-4), 89-113.
- Fell, R., Ho, K.K.S., Lacasse, S. and Leroi, E., 2005. A framework for landslide risk assessment and management. In: Hungr O, Fell R, Couture R, Eberhardt E (eds) *Landslide risk management*. Taylor and Francis, London, pp. 3–26.
- Ferlisi, S., Marchese, A. and Peduto D., 2021. Quantitative analysis of the risk to road networks exposed to slow-moving landslides: a case study in the Campania region (southern Italy). *Landslides*, 18: 303-319.
- Hackl, J., Lam, J.C., Heitzler, M., Adey, B.T. and Hurni, L., 2018. Estimating network related risks: A methodology and an application in the transport sector. *Nat Hazards Earth Syst Sci*, 18(8): 2273–2293. https://doi.org/10.5194/nhess-18-2273-2018.
- Leroueil, S., 2001. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Géotechnique* 51, No. 3, 197-243.
- Pinyol, N.M., Alonso, E.E., Corominas, J. and Moya, J., 2012. Canelles landslide: modelling rapid drawdown and fast potential sliding. *Landslides*, 9: 33–51. https://doi.org/10.1007/s10346-011-0264-x.
- Urciuoli, G. and Picarelli, L., 2008. Interaction between landslides and man-made works. *Proceedings of the* 10th Int. Symp. on Landslides and Engineered Slopes, Xi'an (China), CRC Press, 2, 1301–1307.
- Varnes, D. J., 1978. Slope movement types and processes. In Special Report 176: Landslides: Analysis and control (Eds: Schuster, R.L and Krizek, R.J), *Transportation and Road research board*, National Academy of Science, Washington D.C., 11-33.
- Winter, M.G., 2019. Landslide hazards and risks to road users, road infrastructure and socio-economic activity. Invited lecture. In: Sigursteinsson H, Erlingsson S, Bessason B (eds), *Proc. of the XVII ECSMGE-2019*, Reykjavik Iceland, 1–6 September 2019, 33 pp. https://doi.org/10.32075/17ECSMGE-2019-1118.

INSPECCIONES DE SISTEMAS DE PROTECCIÓN – APLICACIÓN DE LA NORMA AUSTRIACA ONR 24810

José Manuel Carrillo Onieva (1), Theo Löpfe (2)

(1) V-INSPEKTOR, S.L. Gerente jose.carrillo@v-inspektor.com

(2) DESNIVEL GROUP GmbH Gerente Grupo theo@grupodesnivel.com

RESUMEN

Después de varias décadas en las que se han instalado barreras dinámicas y sistemas de estabilización de taludes en España, resulta que se desconoce el estado de servicio de la inmensa mayoría de las actuaciones, con la ausencia de inspección y mantenimiento, se carece de información sobre el estado de salud y funcionamiento de barreras, mallas, gunita o anclajes. Factores como la meteorología, el desgaste, la corrosión, impactos, desprendimientos, acciones por el hombre o la caducidad técnica de una actuación ocasionan una disminución o el fallo de la operatividad de la instalación. En definitiva, las soluciones en taludes y laderas requieren de inspección, mantenimiento y un nuevo análisis de riesgos para garantizar su servicio y prolongar su vida útil. En España actualmente no existe una normativa al respecto, sin embargo, se recomienda aplicar la normativa austríaca ONR 24810 que define los conceptos y sirve de guion para inspección y mantenimiento.

1. INTRODUCCIÓN

Todas las instalaciones de sistemas de estabilización de taludes y/o protección contra desprendimientos necesitan un mantenimiento e inspección para su correcto funcionamiento y prolongar su vida útil. Pero la mayoría de las instalaciones desde su ejecución no han tenido inspección o si la han tenido posiblemente sea por personal no especializado.

Actualmente en España no existe una normativa para la realización de estas inspecciones, es por ello que en este artículo nos basamos en la ONR 24810 de la normativa austriaca "Protección contra los desprendimientos de rocas - Términos y definiciones, efectos, cálculos de estructuras, monitoreo y mantenimiento". Además, existe un procedimiento establecido de Operación, Inspección y Mantenimiento (OIM) que permite comprobar de manera individual todos los componentes de estos sistemas. La ONR 24810 tiene como áreas de aplicación los procesos de planificación, ejecución y mantenimiento para medidas u obras de protección contra el desprendimiento de rocas.

Las medidas que son tratadas en esta ONR son las siguientes:

- Estabilización directa de rocas, barreras dinámicas, diques y galerías de protección contra las caídas de rocas.

- anclajes (elemento tirante pretensado con zona de longitud libre),
- bulones (elemento tirante no pretensado).
- redes de estabilización directa con soportes puntuales.

Esta ONR tiene como finalidad evaluar las amenazas de caídas de rocas sobre construcciones que puedan resultar afectadas, instalaciones o infraestructuras, como también el dimensionamiento de las medidas de protección, en nuestro caso tendremos como referencia principal esta norma para la inspección y mantenimiento de estos sistemas brindando las bases de un procedimiento uniforme para la supervisión y mantenimiento de estas estructuras de protección.

A través de estas inspecciones y mantenimiento se trata de alargar la vida útil de las infraestructuras.



Figura 1. Representación del estado de mantenimiento de estructuras protectoras en caso de medidas de mantenimiento periódico y/o descuidadas durante su funcionamiento.

2. DEFINICIONES

- Inspección:

Tareas para determinar y evaluar el estado actual de una estructura, incluyendo la determinación de las causas de desgaste y las consecuencias necesarias que de ello se derivan para su utilidad en el futuro.

- Manutención; mantenimiento:

Combinación de medidas técnicas y administrativas, como también medidas de gestión y dirección durante la vida útil de una estructura de protección.

- Mantenimiento correctivo o reparación; mantenimiento estructural Medidas que restituyen la funcionalidad de una estructura de protección en caso de que está presente alteraciones o restricciones que fueron ocasionadas, por ejemplo, por daños, deficiencias estructurales, otras alteraciones de las funciones o como consecuencia de un acontecimiento extremo.

El mantenimiento correctivo o la reparación comprende aquellas medidas arquitectónicas a pequeña

escala en las barreras dinámicas de protección contra caída de rocas que no modifican la funcionalidad ni la clase de estructura, como por ejemplo el cambio o intercambio de elementos de freno, lazos o partes de la barrera que ya no funcionan, o la rehabilitación de los cráteres de impacto en los diques protectores contra caída de rocas.

- Vida útil:

La vida útil asumida para las barreras dinámicas según EAD-340059-00-0106 es de 25 años bajo condiciones ambientales normales (clase de corrosividad C2). Bajo condiciones ambientales agresivas (clase C3) esta debería ser al menos de 10 años.

Para ello se deben considerar las especificaciones en las Aprobaciones Técnicas Europeas. La vida útil asumida para productos certificados según EAD-340059-00-0106 es de al menos 25 años. La vida útil se asume sin el impacto de un cuerpo rocoso.

Por lo tanto, se debe examinar durante y después del transcurso de estos años en el marco de supervisión, control y mantenimiento, si aún se encuentra garantizada y asegurada la funcionalidad del sistema.

3. ESTRATEGIAS DE MANTENIMIENTO

El mantenimiento de estas estructuras debe seguir una estrategia que defina el momento y la extensión de las medidas y se rige por los requerimientos de seguridad y efectividad de protección, la cantidad de estructuras, su categoría y los recursos económicos disponibles.

Diferenciándose las siguientes estrategias:

- Estrategia previsora y preventiva:

Es una estrategia que se basa en las medidas menores y determinadas de antemano que se lleva a cabo a través de procedimientos establecidos.

- Estrategia preventiva debida al estado:

Las medidas de mantenimiento se establecen dependiendo del estado. Esto presupone la supervisión constante del estado de las estructuras y sistemas de estabilización.

Estrategia correctiva a medio/largo plazo:

Es aquella estrategia que establece las medidas de mantenimiento cuando la infraestructura alcanza un estado crítico para su funcionalidad. Se aprovecha el desgaste de la infraestructura al máximo.

- Estrategia correctiva a corto plazo:

Las medidas correctivas se realizan cuando se presenta un peligro de perdida inmediata de funcionalidad o un fallo de la estructura. Este fallo puede ser irreversible llegando a la sustitución de la infraestructura y/o sistema.

La estrategia previsora, preventiva debido al estado, o correctiva a medio o largo plazo es

admisible para todas las estructuras protectoras cuando esto está en concordancia con los requerimientos de seguridad. La estrategia correctiva a corto plazo solo es admisible en casos excepcionales fundamentados, si por medio de ella no se reduce el efecto protector.

Actualmente en estos sistemas al no existir una normativa propia en España, las estrategias mas comunes llevadas a cabo por los beneficiarios de estas infraestructuras son la estrategia correctiva a medio/largo plazo y la estrategia correctiva a corto plazo.

Cuando a nivel coste beneficio y por seguridad, debería optarse por estrategias previsoras y estrategias preventivas.

Estas definiciones tienen la ambigüedad de definir que es corto, medio y largo plazo, pudiendo definirse de la siguiente manera:

Corto Plazo: Inmediato o el tiempo necesario para intervenir en una obra de emergencia. Medio Plazo: No es inmediato y dispone de un tiempo aproximado entre 2 y 6 meses. Largo Plazo: Tiempo superior a 6 meses, conlleva una planificación.

4. INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO

Dentro de las inspecciones las actividades principales se dividen en la observación del estado y en la evaluación del estado.

Una vez realizada una inspección se ha de evaluar las medidas de mantenimiento, renovación y/o modificación de las medidas (debido a un nuevo análisis de riesgos que detecte nuevos o incremento de los mismos).



Figura 2. Términos fundamentales de la gestión de mantenimiento de estructuras en el ámbito de la estabilización de taludes y/o protección contra caída de rocas.

La inspección por sí sola no comprende las actividades de modificación, conservación o mejoras del sistema, por lo que no es suficiente para mantener la funcionalidad.

Cuando se detectan desperfectos, desgastes o falta de elementos, durante la inspección esta nos sirve para asegurar a eficacia y la seguridad de funcionamiento de la estructura.

Las inspecciones se dividen en 2 fases el registro del estado y la evaluación del mismo.

Fase registro de estado comprende los instrumentos operativos y los instrumentos de documentación, se inspecciona el estado actual de la estructura, localización, función, medidas, materiales usados y sus características, analizándose los datos registrados creando una base de datos de los elementos principales de la estructura y su estado actual.

Fase de evaluación donde con los datos obtenidos de la fase de registro se puede dar pronostico acerca de su evolución futura y las consecuencias para la vida útil establecida.

Registro del Estado Registro de Datos \rightarrow Documentación → Evaluación del Estado Instrumentos de la Documentación Bases de Mapas Categoría de Estructura Acuerdo / convenio de inspección Instrumentos Operativos Hoja de Monitoreo **Registro Inicial** Cubre todo el campo en Registro inicial y construcción Protocolo LÜ Supervisión constante (LÜ) Informes sobre Aplicación Instrumentos de Evaluación Cubre todo el campo periódicamente Etapas de Estado Control (K) Protocolo K Selectivo periódicamente Modelo de evaluaciones Examen (P) Protocolo P Modelo de Pronósticos Selectivo cuando sea necesario Base de Datos

Cada fase tiene una serie de instrumentos para su correcto desarrollo:

Figura 3. Instrumentos de inspección.

5. INSTRUMENTOS OPERATIVOS

• Registro Inicial:

Se trata de un registro inicial con las características de la estructura y su ubicación exacta. En esta etapa inicial también se incluye un informe/protocolo de control (K).

• Inspección y supervisión continua:

La inspección continua nos sirve para comprobar el estado de las estructuras y la determinación de reducciones de la capacidad del sistema a causa de desprendimientos, esta inspección más rutinaria a de ser realizada por personal capacitado.

Estas inspecciones continua mínimo se deben de realizar anualmente, a menos que exista un sistema de monitoreo continúo instalado en la estructura.

Si durante esta inspección continua se detecta un impacto y/o deslizamiento este debe ser inspeccionado y registrado, cuando además se puede deducir una reducción en la eficacia de la estructura se deberá de repara de inmediato y si es necesario realizar una inspección de control por personal cualificado en un plazo de seis meses.

• Control:

Las inspecciones y/o protocolos de control de las estructuras tiene como objetivo la evaluación del estado de mantenimiento de los sistemas y estructuras de protección. Estas visitas han de ser efectuadas por personal capacitado o por expertos profesionales. Se han de realizar con un intervalo de tiempo máximo de 10 años, siendo el máximo de 5 años para consecuencia de daños tipo CC3 y de 7 para consecuencia de daños tipo CC2. Hay que tener en cuenta que estos intervalos de tiempo son para las condiciones climáticas de Austria y sirven de referencia, pero que estos intervalos se pueden acortar dependiendo de ambiente de corrosión de lugar donde se sitúa el sistema.

| | Efectos sobre las áreas protegidas | | | | |
|---------------------------|------------------------------------|--------------------------|---|--|--|
| | altos | intermedios | bajos | | |
| | Áreas densamente | Áreas no densamente | Construcciones | | |
| | pobladas, nucleos de | pobladas, estructuras | secundarias, | | |
| | poblacion, importantes | individuales, vias de | infraestructura | | |
| Efectos sobre el grupo de | instalaciones de | comunicación regionales; | subordinada, vías de | | |
| medidas o el conjunto de | infraestructura, vías de | riesgo intermedio para | comunicación no significantes; bajo riesgo | | |
| medidas | comunicación | personas p. ej. casas u | | | |
| inculus | suprarregionales; | oficinas, estructuras | para personas, p. ej. | | |
| | Alto riesgo para personas: | públicas con | estructuras agrícolas sin | | |
| | p ej. tribunas, estructuras | consecuencias | paso regular de personas, | | |
| | públicas con altas | intermedias por fallo, | como bodegas, | | |
| | consecuencias por fallo, | como edificios con | invernaderos | | |
| | como salas de conciertos | oficinas | | | |
| Altos | | | | | |
| (efectos sobre todas las | 663 | 663 | CC3 | | |
| estructuras – fallo en | | | | | |
| serie) | | | | | |
| serie | | | | | |
| Intermedios | CC3 | CC3 | CC2 | | |

Tabla 1. Relación entre los efectos sobre el grupo de medidas, o bien, al conjunto de medidas y las áreas protegidas en el caso de un fallo de la estructura y las clases de consecuencias de daños

El primer control de estructuras reconstruidas debe hacerse antes del vencimiento del plazo de garantía (al menos dentro de periodo de garantía de la construcción), para poder registrar defectos a tiempo. Para la remediación de defectos descubiertos se debe efectuar inmediatamente una reclamación.

En caso de que una inspección continua y un control se deban efectuar en el mismo año, entonces el control reemplaza a la inspección continua.

Cuando estas estructuras se sitúen en lugares de difícil acceso y la supervisión continua por personal capacitado no pueda realizarse, se deberá realizar una inspección de control realizada por personal especializado y profesional con capacidad de acceder a estas zonas de difícil acceso.

Si se dispone de equipos de medición instalado en la estructura, se deben incluir los resultados de dichas mediciones para su evaluación. (equipos como células de carga, medidor de corrosión, sistema Guard)



Figura 4. Ejemplo Sistema Guard Geobrugg.

Sistemas como Guard, tienen sensores capaces de medir solicitaciones hasta 300 Kn, aceleración hasta 200g, orientación de los esfuerzos, la corrosión (μ A), además de parámetros ambientales como la humedad 0-100% y la temperatura -50°C a 80°C.

Cuando una actividad de control no permita una calificación clara de los daños, se debe ordenar un examen.

• Examen:

Un examen se debe realizar en todas las estructuras, que no puedan ser evaluadas de manera inequívoca en un control.

Este tipo de inspección se ha de realizar por un experto profesional, de acuerdo a las posibilidades técnicas y de ser necesario de manera interdisciplinar.

Se debe analizar y calificar el estado de la estructura y evaluar el conjunto de medidas.

Si se detectan daños durante la inspección los cuales no se pueden cuantificar con los instrumentos o herramientas comunes empleadas, se ha de aplicar a solicitud del inspector métodos especiales. (ensayos no destructivos, medición de espesores, etc).

6. INSTRUMENTOS DE DOCUMENTACIÓN

Son todos aquellos documentos creados a partir de las inspecciones físicos y/o digitales, los cuales han de estar archivados y guardados en una base de datos y han de ser accesibles para los responsables encargados del mantenimiento de las estructuras.

Estos instrumentos se dividen en:

- Base de Mapas, debe ser similar a un catastro, pero de las estructuras y/o sistemas de estabilización correctamente representadas. Donde cada estructura tiene que tener un numero el cual sirva como identificativo para sus hojas de monitoreo posteriores.
- Acuerdo de inspecciones, donde se determina el programa y/o procedimiento de inspección, modo extensión y controles a realizar.
- Hoja de monitoreo, documento inicial donde se especifican los datos técnicos básicos de la estructura como, ubicación, medidas, fabricante, año de construcción etc.
- Documento LU, necesario para realizar inspección continua y que sirve para determinar la aptitud de la estructura (tipo check-list de revisión).
- Documento Protocolo K, con el cual se realizan las inspecciones de control, donde se ha de determinar, califican y se deciden las medidas que se tiene que ejecutar para el mantenimiento de la estructura.
- Documento Protocolo P, son los más completos ya que se realizan para inspecciones de tipo Examen, donde se califica la funcionalidad y capacidad de carga de la estructura y se determinan las medidas a efectuar, futuros controles etc.

7. CALIFICACIÓN DEL ESTADO

Después de las inspecciones toda estructura debe tener asignado un estado, como por ejemplo se indica en la escala de cinco etapas en la tabla nº2, siendo las etapas mas bajas las que mejor es su estado de conservación y mantenimiento.

De estas etapas se deduce las medidas y la urgencia de las mismas.

| | Etapa de estado | Explicación |
|---|------------------------------------|--|
| 1 | Muy buen estado de mantenimiento | Sin restricciones |
| 2 | Buen estado de mantenimiento | Pocas restricciones |
| 3 | Estado de mantenimiento suficiente | Defectos pequeños |
| 4 | Mal estado de mantenimiento | Daños significativos de la protección con funcionalidad restringida |
| 5 | Destrucción (perjuicio total) | Funcionalidad no existente |

Tabla 2. Etapas de estado de estructuras de protección.

Dentro de la calificación del estado se debe considerar el estado en el momento de la inspección y realizar a su vez un pronóstico sobre la evolución y funcionalidad de la estructura, dependiendo de la vida útil de la misma y los acontecimientos producidos previamente.

| Etapa de estado | Seguridad de carga (a) | Utilidad práctica (b) | Margen de tiempo para toma de medidas | Ejemplos para barreras dinámicas de protección contra caída de rocas | |
|-----------------------|---------------------------|--------------------------|---|---|--|
| 1 | Apropiado | Apropiado | Largo plazo | - no presenta daños visibles | |
| 2 | Apropiado | Apropiado | Largo plazo | posibles señales de leve desgaste leve corrosión | |
| 3 | Apropiado | Apropiado | Plazo intermedio | redes deformadas plásticamente debido a deformaciones visibles de los elementos de frenado, examen por experto o reemplazo | |
| 4 | Restringido | Muy restringido | Corto plazo | anclajes expuestos, anclajes de micropilote doblados soportes deformados elementos de frenado muy deformados altura nominal reducida rotura de cables, grilletes destruidos, sujetacables postes de tracción arrastrados relleno de la red cordones de soldadura rotos | |
| 5 | No existe | No existe | Inmediato | - destrucción total | |

a) en el momento de toma de datos (=seguridad contra alcance del estado límite de la capacidad de carga, pérdida de la estabilidad total de la estructura de soporte)

b) en el momento de toma de datos (= funcionalidad de la estructura de protección)

Tabla 3. Categorización de etapas de estado para estabilidad y utilidad práctica de barreras dinámicas de protección contra caída de rocas en el momento de toma de datos y el margen de tiempo para aparición de desperfectos

| Etapa de estado | Seguridad de carga (a) | Utilidad práctica (b) | Margen de tiempo para | Ejemplos para estabilizaciones directas de rocas | |
|--|---------------------------|--------------------------|--------------------------|---|--|
| 1 | Annaniada | Annaniada | toma de medidas | an anna an taide Manavisi blan | |
| 1 | Apropiado | Apropiado | - | - no presenta danos visibles | |
| 2 | Apropiado | Apropiado | Largo plazo | - posiblemente senales de leve desgaste | |
| 3 | Apropiado | Apropiado | Plazo intermedio | leve corrosión, leve erosión en las áreas de la roca, anclaje: daños en la protección contra corrosión bulones, anclajes de tracción: corrosión claramente visible en área de cabezal, partes faltantes puntualmente en las redes hormigón armado: amplias fisuras con armadura corrosiva hormigón proyectado: deslizamientos pequeños, deshidratación insuficiente | |
| 4 | Restringido | Muy restringido | Corto plazo | anclaje arrastrado, anclajes de tracción o bulones arrastrados anclaje: sin protección contra corrosión mallas rotas partes del hormigón armado: expuestas, corrosión grave de armadura hormigón proyectado: deslizamientos graves en grandes áreas fuerte erosión en áreas de la roca | |
| 5 | No existe | No existe | Inmediato | - destrucción total | |
| a) en el m | omento de tom | a de datos (=segur | idad contra alcance | del estado límite de la capacidad de | |
| carga, pérd | ida de la estabil | idad total de la estr | uctura de soporte) | | |
| b) en el momento de toma de datos (= funcionalidad de la estructura de protección) | | | | | |

Tabla 4. Categorización de etapas de estado para estabilidad y utilidad práctica de estabilización de rocas en el momento de toma de datos y el margen de tiempo para aparición de daños en consecuencia

8. ENSAYOS DE ANCLAJES

En cuanto a los ensayos la ONR24810 nos indica que al menos cada 8 años se ha de realizar una prueba de extracción en anclajes sin sistemas de supervisión y cada 12 años si existen sistemas de supervisión instalados (como células de carga).

9. CONCLUSIONES

Como conclusiones más importantes a tener en cuenta aquí se exponen las siguientes:

Todo sistema/infraestructura y con más importancia aquellos destinados a la seguridad y evitar riesgos sobre las personas deben de tener un mantenimiento e inspección regulada.

Estas inspecciones deben de ser realizadas por personal especializado y cualificado para tal fin.

Deben registrarse todas estas inspecciones y mantenimientos y tener un control documental claro y de fácil acceso para el personal clave, para tener la trazabilidad de la vida útil del sistema/infraestructura.

La normativa ONR24810 a falta de una normativa propia, es una buena herramienta y guía para llevar un control de inspección y mantenimiento de estos sistemas de protección y estabilización de taludes.

Pero no es la única herramienta ya que existen otros procedimientos establecidos e incluso cursos de Operación, Inspección y Mantenimiento de estructuras flexibles de seguridad contra riesgos específicos en los que se analiza de forma individual la durabilidad de cada uno de los componentes de los sistemas y como interactúan en los sistemas globales.

Se ha de tener en cuenta que esta norma ONR24810 se basa en unas condiciones climatológicas de una zona centro europea en la cual no existen grandes variaciones entre regiones, en la península ibérica si existe una enorme variabilidad climatológica entre regiones, teniéndose que adaptar la norma a estas características.

De hay de la importancia de definir correctamente el ambiente corrosivo, según la norma ISO 9223, la cual clasifica los ambientes atmosféricos en seis categorías dependiendo de su corrosividad atmosférica;

| | Masa perdida por unidad de superficie/Perdida de espesor (después de un año de exposición) | | | | | |
|--------------|--|----------------------------|--------------|--------------|--|--|
| | Acero bajo | Acero bajo en carbono Zinc | | | | |
| Categoría de | Masa perdida | Espesor | Masa perdida | Espesor | | |
| Corrosión | (g/m^2) | Perdido (µm) | (g/m^2) | Perdido (µm) | | |
| C1 muy Baja | <10 | <1,3 | <0,7 | <0,1 | | |
| C2 Baja | >10 a 200 | >1,3 a 25 | >0,7 a 5 | >0,1 a 0,7 | | |
| C3 Media | >200 a 400 | >25 a 50 | >5 a 15 | >0,7 a 2,1 | | |
| C4 Alta | >400 a 650 | >50 a 80 | >15 a 30 | >2,1 a 4,2 | | |
| C5 Muy Alta | >650 a 1500 | >80 a 200 | >30 a 60 | >4,2 | | |

Tabla 5. Clasificación de ambientes de corrosión atmosférica. Según ISO 9223:2012.

REFERENCIAS

EAD-340059-00-0106 "Falling rock protection kits".

- ISO 9223:2012 Corrosión de los metales y aleaciones. Corrosividad de atmósferas. Clasificación, determinación y estimación.
- Manuel Eicher. 2021 Product Manager Grupo Geobrugg Sistema de monitoreo remoto para soluciones flexibles para la mitigación de riesgos geológicos GEOBRUGG GUARD.
- ONR 24810 2013-01-15 Technical protection against rockfall Terms and definitions, effects of actions, design monitoring and maintenance / hutes de pierre Termes et définitions, effets, calcul des structures, surveillance at maintenance.

BARRERAS DINÁMICAS CONTRA CAÍDA DE ROCAS: PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

DIEGO GARCÍA GORDO (1), JORDI COLL PIGEM (1), ALBERTO GRIMOD (2) y GIORGIO GIACCHETTI (3)

(1) A. Bianchini Ingeniero, S.A. Barcelona, España

> (2) France Maccaferri Valence, Francia

(3) Officine Maccaferri SpA Bolonia, Italia

RESUMEN

El diseño de las barreras dinámicas se realiza mediante simulaciones de trayectorias de los bloques a lo largo de la ladera. La forma más sencilla de diseñar estas estructuras es comparando el nivel de energía obtenido con los resultados de la prueba a escala real llevado a cabo según La Guía Europea EAD 340059-00-0106 (que sustituye a la ETAG 27-2008).

La EAD 340059 es la normativa armonizada europea que define cómo ensayar barreras dinámicas contra caída de rocas, obteniendo sus prestaciones (Energía, Altura, Deformación) en Estado Límite Último (MEL) y Estado Límite de Servicio (SEL). Aunque dicha normativa harmonizada permite comparar de forma fiable las distintas barreras, este procedimiento de diseño tiene sus limitaciones, y no contempla cómo afectan las condiciones reales de impacto al comportamiento de la barrera.

Esta presentación ilustra un procedimiento de diseño basado en la norma italiana UNI 11211:12, la EAD 340059 y la experiencia in-situ de Maccaferri, además de presentar algunos casos históricos.

1. INTRODUCCIÓN

Las barreras dinámicas contra caída de rocas son kits diseñados para interceptar bloques de roca que puedan desprenderse de la ladera. Son instaladas alejadas del área fuente, por lo que son clasificadas como sistemas pasivos. Esto permite proteger grandes superficies que, por coste económico, no se podrían cubrir mediante sistemas activos o de tipo membrana. Además, este tipo de barreras pueden absorber grandes energías de impacto y han sido ensayadas y certificadas por organismos reconocidos como es la EOTA.

1.1. EAD 340059-00-0106

La EAD 340059-00-0106 (en adelante EAD) define una barrera dinámica como un kit que debe poder detener un bloque con un nivel de energía (MEL) mayor de 100 kJ. El kit está formado por los siguientes componentes:

- Estructura de interceptación: formada por una red principal (redes de anillos o redes de cable) y una red secundaria opcional que habitualmente tiene una menor apertura de malla.
- Estructura de soporte: mediante postes (mínimo 4) con una separación entre 8 y 12 m.
- Elementos de conexión: formados por cables longitudinales superiores e inferiores, cables laterales y de sujeción a monte, y disipadores de energía.

Los anclajes no son considerados parte del kit.



Figura 1: Esquema en el cual se representa un kit de barrera dinámica (RB 2000).

Además, define los siguientes aspectos:

Bloque para el ensayo: Debe ser un poliedro con una densidad entre 2.500 y 3.000 kg/m^3 , con un diámetro no menor a 1/3 de la altura nominal de la barrera.

Dimensiones de la barrera a ensayar: Debe tener al menos 3 vanos.

Impacto: Debe producirse en el punto medio del vano central.

Velocidad de impacto: no menor a 25 m/s.

Campo de pruebas: Puede realizarse en un plano vertical o inclinado.

Procedimiento de ensayo: Deben realizarse impactos con niveles de energía correspondientes al Estado Límite Último (MEL) y al Estado Límite de Servicio (SEL=1/3 MEL) de la siguiente forma:

- a) Primer impacto (SEL): La prueba es superada si:
 - a. El bloque es detenido por la barrera.
 - b. No hay rotura total de ninguno de los elementos de conexión.
 - c. La apertura de malla de la red principal no es más grande que la apertura de malla inicial.
 - d. La altura residual de la barrera es mayor o igual que el 70% de la altura nominal.
 - e. La altura residual en los postes es mayor que la altura residual.
 - f. El bloque no toca el suelo antes de alcanzar la elongación máxima.
- b) Segundo impacto (SEL): Se realiza sobre la misma barrera que el primer impacto, sin ninguna reparación. Para pasar la prueba, el bloque no debe tocar el suelo antes de que la barrera alcance la elongación máxima.

Aunque la EAD no lo requiere, existen barreras capaces de superar un tercer impacto SEL antes de realizar la prueba MEL como las barreras RB 2000 y RB 3000 de Maccaferri. Esto aumenta en gran medida su capacidad de funcionamiento en condiciones de servicio.

c) Tercer impacto (MEL): Puede realizarse sobre una barrera nueva o la barrera del ensayo SEL reparada. Para pasar la prueba, el bloque no debe tocar el suelo antes de que la barrera alcance la elongación máxima.



Figura 2: Imagen del ensayo con un kit de barrera dinámica según la EAD 340059.

La EAD también define los parámetros que deben medirse antes, durante y después de la prueba (altura residual, velocidad de impacto, fuerzas sobre los anclajes...). La EAD define además como un nuevo parámetro a medir, el gap lateral (desplazamiento lateral máximo de la red principal respecto al poste lateral).

La altura de la barrera ensayada puede aumentarse en 0,5 m si la altura es menor de a 4 m, y puede aumentarse en 1 m si la altura es mayor o igual a 4 m.

2. DISEÑO DE LA BARRERA DINÁMICA

2.1. Datos de entrada

El primer paso para poder realizar un análisis fiable de las simulaciones de la caída de rocas es obtener los siguientes datos:

• Datos geomecánicos: Tipo y dimensiones de los bloques potencialmente inestables.

• Datos geológicos: Tipo de suelo presente en la ladera, para definir los coeficientes de restitución y el rozamiento entre suelo y bloque.

• Datos topográficos: Para definir la sección más desfavorable, localizar la masa rocosa potencialmente inestable y elegir la mejor ubicación para la barrera.

Estos parámetros se pueden analizar con diferentes niveles de precisión: con análisis in situ o mediante fotografías.

2.2. Simulación de las trayectorias

Las simulaciones de caída de rocas se llevan a cabo mediante softwares comerciales que pueden basarse en diferentes algoritmos. Estas herramientas permiten identificar el recorrido del bloque y los parámetros dinámicos (velocidad, energía, altura) en cada punto.

Para el análisis numérico, los proyectistas deberían tener en cuenta los siguientes aspectos (Giachetti & Zotti, 2012):

• No es recomendable utilizar la energía directamente obtenida por el software, sino calcularla a partir de la masa y velocidad traslacional del bloque: $E=1/2 \text{ m} \cdot v^2$. De esta forma se podrán controlar datos anómalos, evaluar la calidad de la simulación, y aplicar los factores de seguridad necesarios.

• La energía cinética rotacional representa el 10-15% de la energía total. Por tanto, puede despreciarse.

• El análisis estadístico de los resultados de la simulación permite un riesgo del 5%, por tanto, las trayectorias a tener en cuenta deben incluir el intervalo de confianza del 95%.

• La simulación con condiciones sísmicas puede realizarse dando al bloque una velocidad inicial. Este análisis sólo se realiza si las velocidades iniciales previstas son elevadas.

Para validar la simulación se recomienda hacer back testing para comprobar los resultados de la simulación con la evidencia in-situ. Si la comparación difiere, se deberían calibrar los coeficientes de restitución de acuerdo con las condiciones reales del terreno.

3. CONDICIONES IDEALES VS. CONDICIONES REALES

Como ya se ha mencionado, la forma más sencilla de diseñar una barrera es comparando los resultados de la simulación con la energía nominal de las barreras de acuerdo con la EAD 340059. Aunque las barreras son una solución muy habitual, se deben considerar las condiciones de impacto. En este sentido, es necesario destacar que los ensayos según la EAD se realizan en las siguientes condiciones:

- Las barreras se instalan totalmente alineadas.
- Todas las bases de los postes están a la misma altura.
- El impacto se produce sólo en el centro del vano central.
- La barrera recibe un impacto de un sólo bloque.
- La barrera tiene siempre 3 vanos y la distancia entre ellos es de 10 m.
- Los postes son perfectamente paralelos (están contenidos en el mismo plano).

La evidencia muestra que las barreras se instalan siempre en condiciones distintas de las ideales. Dichas condiciones y sus consecuencias sobre el comportamiento de la barrera pueden verse en la siguiente tabla:

| Condiciones EAD 340059 | Condiciones de instalación reales | Comportamiento |
|---|--|--|
| Alineación perfecta de la barrera | Desviación ángulo hacia valle | Mayor deformación |
| Alineación perfecta de la barrera | Desviación ángulo hacia monte | Volcado de la barrera hacia monte |
| Las bases de los postes están a la misma altura | Diferencia de altura entre los postes | Mayor tensión en una dirección que en otra |
| Impacto únicamente en el centro del vano central | Impacto en cualquier ubicación | Diferente comportamiento en todos los elementos de la barrera |
| Impacto único | Varios impactos | Mayor tensión en la barrera |
| 30 metros de longitud | Longitud < 30 m | Barreras rígidas y peores resultados |
| 30 metros de longitud | Longitud > 100 m | Problemas de instalación y mantenimiento |
| Distancia entre postes = 10 m | Distancia entre postes de 8 y 12 m | Menor distancia: Barrera más rígida Mayor distancia: Mayor deformación, baja altura residual |
| Postes perfectamente paralelos (en el mismo plano) | Postes no son paralelos | Mayor deformación y comportamiento anómalo |

Tabla 1. Condiciones de instalación según la EAD, condiciones reales y comportamiento de la barrera.

Los casos reales que se muestran a continuación muestran estas diferencias en el comportamiento de la barrera respecto a las condiciones ideales definidas por la EAD:

Impacto de múltiples bloques contra una barrera de 5.000 kJ - Sicilia (Calabria), Italia

Daños: 3 vanos se vieron afectados por los impactos. Un poste fue impactado y quedó casi completamente destruido. Varios disipadores de energía funcionaron con su capacidad máxima. Comportamiento: La barrera detuvo el movimiento de aproximadamente 50-70 m³ de rocas. El vano central quedó con una altura residual de 3 m (50%), mientras que los vanos laterales mantuvieron una altura residual de 5,5 m (90%).



Figura 3: Barrera de 5.000 kJ en Sicilia, Calabria.

<u>Impacto de energía mayor que la energía de la barrera de 3000 kJ – Arnad (Valle d'Aosta), Italia</u> Daños: 2 vanos se vieron afectados por los impactos. Un poste se volcó hacia el valle y el otro quedó doblado.

Comportamiento: La barrera detuvo aproximadamente 30 m³ de material rocoso. El bloque de mayor tamaño tenía un volumen de aproximadamente 12 m³, con una energía 1.000 kJ mayor que la energía nominal de la barrera (3.000 kJ). Este bloque impactó contra el poste. Altura mínima residual medida: 50%



Figura 4: Barrera de 3.000 kJ en Valle d'Aosta, Italia.

Impacto de una avalancha de nieve sobre una barrera de 3000 kJ – Gitterberg, Austria

Daños: 1,5 vanos se vieron afectados por la avalancha. El poste lateral se volcó hacia el valle y varios disipadores de energía funcionaron a su máximo nivel.

Comportamiento: La barrera detuvo una avalancha con detritos y grandes árboles. En el vano impactado la altura mínima residual fue mayor del 50% y la elongación aproximadamente 3,5 -4 m.



Figura 5: Barrera de 3.000 kJ en Gitterberg, Austria.

<u>Impacto de flujo de detritos en una barrera de 2000 kJ – Valsavarenche (Valle d'Aosta), Italia</u> Daños: 4 vanos de la barrera más larga (80 metros) se vieron afectados por el flujo de detritos, con un volumen total de 200 m³. Sólo 8 disipadores de energía trabajaron a su capacidad máxima. Comportamiento: La barrera detuvo los detritos y mantuvo la altura residual mayor del 65-70%. La elongación máxima fue de 2,5 – 3 m.



Figura 6: Barrera de 2.000 kJ en Valle d'Aosta, Italia.

4. NUEVO PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

4.1. Diseño y factores de seguridad

La EAD 340059 introduce el concepto de Nivel de Energía Máximo (MEL) y Nivel de Energía de Servicio (SEL).

Habitualmente se adopta el diseño mediante el Estado Límite Último (MEL) si la frecuencia de los desprendimientos es baja, si sólo se esperan desprendimientos de bloques individuales, si el nivel de riesgo permitido es alto o si el mantenimiento se puede realizar fácilmente. Este criterio es el más utilizado.

El diseño a Estado Límite de Servicio (SEL) se realiza para reducir los costes de mantenimiento, cuando el riesgo permitido es bajo o cuando se esperan múltiples impactos. Este criterio es más caro, ya que la barrera debe tener una capacidad 3 veces mayor (SEL = 1/3 MEL), pero aumenta la seguridad de la zona y puede ser adecuado en determinadas ocasiones (p. ej. en la entrada de un túnel).

El parámetro de diseño más importante a determinar es el nivel de energía de la barrera, que se puede definir de la siguiente manera:

$$E_{sd} = \frac{E_b}{\gamma_E} \tag{1}$$

Siendo E_{sd} = Energía de diseño del bloque,

E_b = Energía nominal de la barrera, definida durante los ensayos conforme a la EAD 340059

 γ_E = Factor de seguridad que depende del criterio de diseño. 1,20 para diseño con MEL; 1,00 para diseño con SEL; 2,00 si la barrera tiene 1 o 2 vanos.

El nivel de energía E_{sd} se obtiene mediante la fórmula clásica de la energía cinética con un coeficiente de seguridad a la ubicación a proteger:

$$E_{sd} = \left(\frac{1}{2}M_d * v_d^2\right)\gamma_R \tag{2}$$

Donde M_d = masa de diseño del bloque,

 v_d = velocidad de diseño del bloque

 $\gamma_R = 1,00$ para una ubicación de bajo valor económico y fácil reparación; y 1,20 para una ubicación de alto valor económico y sin posibilidad de reparación.

$$M_d = (V_B * \gamma) \gamma_{VOL} * \gamma_{\gamma} \tag{2}$$

Donde V_B = Volumen del bloque

 γ = Masa unitaria del bloque

 γ_{VOL} = coeficiente de seguridad de la precisión de los parámetros supuestos del bloque. 1,02 para una alta precisión; 1,10 para una baja precisión

 γ_{γ} = coeficiente de seguridad de la precisión del peso unitario del bloque (generalmente igual a 1,00)

La velocidad del diseño del bloque es:

$$v_d = (v_t * \gamma) \gamma_{Tr} * \gamma_{Dp} \tag{2}$$

Donde v_t = velocidad calculada con el software que contiene el 95% de intervalo de confianza.

 γ_{Tr} = coeficiente para considerar la precisión de la simulación. 1,02 si se ha hecho back testing; 1,10 si los coeficientes de restitución están obtenidos mediante tablas.

 γ_{Dp} = coeficiente de seguridad de la calidad del estudio topográfico. 1,02 si es un estudio de alta calidad; 1,10 si es de baja calidad.

Los coeficientes de seguridad mostrados en las siguientes fórmulas deben ser en todo caso mayores o iguales que 1.

4.2. Altura

La altura mínima de la barrera se debe evaluar considerando un área libre de la barrera donde los bloques no deben impactar. Además, se debe tener en cuenta el tamaño del bloque:

$$H_b > H_d + f_{min}$$
(2)
$$H_d = H_t * \gamma_{Tr} * \gamma_{Dp} + R * \gamma_R$$

Donde H_b = altura mínima de la barrera

 H_d = Altura de las trayectorias calculadas con el software y que incluye el intervalo de confianza del 95%

 f_{min} = zona de seguridad (normalmente no inferior a 50 cm)

R = Radio del bloque de diseño

 γ_R = Coeficiente de seguridad de R ($\geq 1,0$)



Figura 7: Altura nominal de la barrera (previo impacto) y residual (tras el impacto).

4.3. Deformación

El último aspecto a considerar es la distancia mínima entre la barrera y la infraestructura a proteger. Este parámetro es fundamental para evitar cualquier interacción entre la barrera y el área a proteger:

$$D_A \ge D_b * \gamma_d \tag{2}$$

Donde D_A = distancia mínima entre la barrera y el área a proteger

D_b = máxima elongación de la barrera, medida durante el test MEL

 γ_d = Coeficiente de seguridad relacionado con el criterio de diseño, la longitud de la barrera, y la parte de la barrera impactada (ver tabla).

| Coeficiente | Valor |
|-------------|--|
| | = 1.0 para criterio de diseño SEL |
| γd | > 1.0 para criterio de diseño MEL |
| | = 1.0 si la longitud de la barrera es \ge 30 m |
| | > 1.0 si la longitud de la barrera es < 30 m |
| | = 1.0 para impacto en vanos centrales |
| | > 1.0 para impacto en vanos laterales |

Tabla 2. Coeficiente de seguridad según criterio de diseño, longitud de barrera y parte de la barrera impactada.

5. DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES

5.1. Análisis de carga

Durante los ensayos a escala real, los fabricantes deben medir las fuerzas transmitidas a los anclajes durante el impacto. Habitualmente el sistema utilizado consiste en un registrador de datos conectado a diferentes células de carga dispuestas en las cimentaciones de la barrera.

Aunque la EAD especifica que deben medirse las fuerzas en los anclajes durante los ensayos, esta no incluye los anclajes entre los componentes del kit. Esto es debido a que las barreras nunca se instalan en el mismo tipo de terreno, por tanto, cada barrera debería tener unos anclajes en función de la barrera y de las condiciones observadas del terreno.

Los anclajes se dividen en 3 categorías, tomando como valor de referencia la mayor carga para cada anclaje:

- Anclajes placa base: Esfuerzos de Compresión y cortante
- Anclajes cables a monte: Esfuerzos de Tracción
- Anclajes cables laterales: Esfuerzos de Tracción

En la siguiente tabla se muestra un ejemplo de las cargas máximas en los anclajes de la barrera RB

1500, obtenidos durante el ensayo MEL. Estos valores corresponden a la capacidad máxima de la barrera y los proyectistas deberían tener en cuenta estos valores para el diseño de los anclajes. Mediante la fórmula clásica de Bustamante:

| Anclaje | Tipo de esfuerzo | Valor | |
|------------|----------------------|------------|--|
| Destas | Fuerza de compresión | 226,26 kN | |
| rostes | Esfuerzo cortante | 157,36 kN | |
| Anclajes a | Fuerza de tracción | 162 10 kN | |
| monte | Fuerza de tracción | 103,10 KIN | |
| Anclajes | Euerza de tracción | 252 60 I-N | |
| laterales | | 232,00 KIN | |

Tabla 3. Esfuerzos producidos en los anclajes de la barrera RB 1500 en el ensayo MEL

5.2. Tipo de anclajes

Los anclajes deben poder transmitir las solicitaciones al terreno. Habitualmente se usan anclajes profundos para garantizar los mejores resultados con el menor coste. Los sistemas de anclaje se diseñan generalmente así:

- Anclajes de postes: Barras de acero (para roca) o micropilotes (para terreno suelto).
- Anclajes a monte y laterales: Anclajes de doble cable flexible (se pueden usar barras de acero, pero no se recomiendan por las cargas dinámicas que pueden tirar del anclaje en distintas direcciones. Por ello son preferibles los anclajes flexibles.

Alternativamente a los anclajes de barra de acero para la placa base del poste, es posible fijar la misma mediante cables inferiores de sujeción. Esto permite suprimir los anclajes en las placas base (dos o más por poste) a cambio de un anclaje a valle, lo cual es un ahorro considerable en tiempo y recursos.

Todos los sistemas de anclaje se consideran pasivos, porque empiezan a trabajar sólo si sufren esfuerzos por el impacto, no es necesario pretensarlos. Se instalan en taladros que se rellenan en su totalidad con lechada para que desarrollen la máxima fricción lechada-anclaje y lechada-terreno. La longitud y diámetro de los anclajes, así como el diámetro de perforación dependen de los requerimientos de diseño.

Si la barrera es instalada en un terreno irregular, se puede prever un pequeño plinto de hormigón para dar una base regular a los postes de la barrera.

Las cimentaciones de los postes no deben ser demasiado grandes y rígidas, además de por motivos económicos, porque el sistema de anclajes debe poder disipar la energía del impacto por sí solo. Si el poste de la barrera tiene una cimentación rígida, durante el impacto el poste sufriría muchos esfuerzos, y ello puede dañar el poste debido a los esfuerzos de compresión. Se recomienda por tanto una cimentación más ligera y flexible al ser deformable y poder disipar la energía del impacto.

6. CONCLUSIONES

- La EOTA publicó en 2018 la EAD 340059, que sustituye a la ETAG 27-2008 y define unos procedimientos estándar para ensayar las barreras dinámicas a escala real, lo cual permite obtener el comportamiento de las barreras y obtener la ETA y el marcado CE. Esta guía es la única norma que es usada como referencia por los fabricantes en todo el mundo, pero lamentablemente describe el comportamiento de la barrera en condiciones ideales que habitualmente difieren de la realidad.
- Hemos visto varios casos donde se ilustran las consecuencias de las condiciones reales de

instalación en el comportamiento de la barrera ante un impacto.

- Para diseñar una barrera teniendo en cuenta estos factores, se ha definido un nuevo procedimiento de diseño basado en la norma italiana UNI 11211:4:2012 para diseñar las barreras a Estado Límite Último y Estado Límite de Servicio. Para ello, se aumentan las fuerzas actuantes sobre la barrera y se reducen las resistencias de la barrera mediante coeficientes de seguridad.
- Aunque los anclajes no están considerados como parte del kit de acuerdo con la EAD 340059, estos elementos son muy importantes en el comportamiento de la barrera. Estos elementos deben ser capaces de disipar las energías producidas durante un impacto para evitar problemas en los demás elementos de la barrera y para reducir costes de mantenimiento.
- En estos momentos, los principales fabricantes de barreras dinámicas están centrando sus esfuerzos en realizar barreras con las siguientes características:
 - Sencillas de instalar, con aspectos como la reducción de perforaciones en las bases.
 - De rápido montaje, gracias por ejemplo a la disposición de la red principal a modo de cortina.
 - Eficaces, mediante su capacidad de absorber un mayor número de impactos a Estado Límite de Servicio (SEL).

REFERENCIAS

EAD 340059-00-0106. 2018. Guía para la Aprobación Técnica Europea (ETA) sobre kits de protección contra caída de rocas.

UNI. 2012. UNI 11211-4:2012. Sistemas de protección contra caída de rocas – Parte 4: Diseño. Milán.

A. Grimod y G. Giacchetti, Officcine Maccaferri. 2013. New design approach for rockfall barrier.

A. Grimod y G. Giacchetti, Officcine Maccaferri. *High energy rockfall barriers: a design procedure for different applications*.

Giaccheti G., Zotti I.M. 2012. Design approach for rockfall barriers. Proceeding of the XI National Congress of Geotechnic – 9-10 August 2012. San José: Costa Rica

PROYECTO DE PROTECCIÓN DE LA LADERA DE LA PORTALADA FASE 1

Xavier COLELL ⁽¹⁾, Ivan VILLARÓ ⁽¹⁾, Pau GANYET ⁽¹⁾, Joan ALTIMIR ⁽¹⁾, Josep CORNELLES ⁽²⁾ y Jaume GUILLÓ ⁽¹⁾

⁽¹⁾ EUROCONSULT, ANDORRA xcolell@euroconsult.ad, ivan.villaro@euroconsult.ad, pganyet@euroconsult.ad, jaltimir@euroconsult.ad, santi@euroconsult.ad

> ⁽²⁾ EUROGEOTECNICA Josep.cornelles@eurogeotecnica.com

RESUMEN

El proyecto diseñó las defensas para un tramo de carretera, frente potenciales nuevos desprendimientos y deslizamientos provenientes de la zona de talud que se desmoronó el pasado 10 de agosto del 2019, con el fin de disminuir la peligrosidad actual en la zona hasta alcanzar un nivel de riesgo residual asumible en la plataforma de la CG1.

• Fase 1: Instrumentación de la ladera desmoronada para determinar la geometría precisa de las fisuras de tracción abiertas en la ladera para optimizar los costes económicos de fase 2. Trabajos de estabilización de los taludes laterales mediante un refuerzo con anclajes activos. Se ejecutará también una escollera de refuerzo del talud lateral norte y se construirá todo el muro de protección perimetral a la CG1 y la sustitución de anclajes provisionales en el muro excavado por debajo de la misma.

• Fase 2: Una vez determinadas las características del terreno y la situación de la cicatriz posterior y global del movimiento en profundidad, se prevé llevar a cabo un re perfilado del terreno consistente en una excavación para bancadas que se situaría justo detrás de la cicatriz principal abierta que se encuentra en la ladera en coronación y posteriormente proceder a anclar progresivamente con anclajes dichas bancadas a medida que se va procediendo a rebajar el terreno. La cota de rebaje del terreno se situará entre 30 y 60 metros por debajo de la cota superior de la grieta en la ladera y por lo tanto la cota final de la plataforma que se generará quedará establecida en la fase 1 de proyecto de acuerdo con los resultados de la instrumentación complementaria que se ubicará en la zona y de acuerdo con los cálculos de estabilidad.

Los resultados de la auscultación suponen datos imprescindibles para el equipo redactor de proyecto para definir lo más cuidadosamente posible el nivel de rebaje del terreno que se tendría que ejecutar eventualmente en fase 2 y también para mantener unos niveles de seguridad adecuados en todo momento (tanto actualmente como en fase de desarrollo de las obras).

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto se redacta por encargo del Gobierno de Andorra con el objetivo básico de diseñar las defensas necesarias en un tramo de la CG1 de unos 150 m. aproximadamente, frente potenciales nuevos desprendimientos y deslizamientos provenientes de la zona de talud que se desmoronó el pasado 10 de agosto del 2019 (figura 1), con el fin de disminuir la peligrosidad actual en la zona hasta alcanzar un nivel de riesgo residual asumible en la plataforma de la CG1.



Figura 1: imagen tomada des del helicóptero el día del deslizamiento

El talud deslizado estaba asociado a la excavación de una parcela que presentaba una excavación realizada en dos etapas: Una primera hasta el nivel de la carretera con taludes estabilizados con anclajes y hormigón proyectado realizada a principios de los años 90 y una segunda etapa realizada sobre el año 2015 consistente en una excavación por debajo del nivel de la carretera de unos 25 - 30 m. de profundidad, vertical con pantallas ancladas provisionalmente. El talud resultante de la compleja excavación es del orden de 100 metros de altura y geometría muy verticalizada, en un terreno conformado por pizarras muy fracturadas y tectonizadas y en algunos sectores muy alteradas (figura 2).



Figura 2: Parcela de la Portalada en fase de excavación.

El desprendimiento involucró más de 70.000 metros cúbicos de material (teniendo en cuenta que el cono que se formo en el pie no permite ver parte de la cicatriz de rotura), que se depositaron al pie del talud en la zona excavada previamente, formando un cono de derrubios con una pendiente aproximada de 35 grados. En la parte alta de la vertiente se generó un conjunto de fracturas circulares y de tracción asociables a grietas de tracción por rotura global del talud que en estos momentos se está comportando como móvil, y por tanto, con posibilidades de progresar hacia futuros nuevos episodios de desprendimiento más o menos generalizados (varias decenas de miles de metros cúbicos). En la parte más cercana a la cicatriz del desprendimiento (zona de cornisa) han quedado porciones de ladera que también presentan movimientos evolutivos que se interpretan como asociables a roturas más localizadas de tipo planar o cuña movilizables básicamente a través de los planos de fractura de la roca (futuras roturas potenciales de hasta varios miles de metros cúbicos). Por tanto, la zona presenta en estos momentos una elevada peligrosidad que conlleva un riesgo de afectación sobre la CG1 a corregir. Desde el día en que se produjo el desprendimiento y hasta la fecha de redacción del proyecte se ha implementado un plan de auscultación diseñado por la empresa Euroconsult y validado por Protección Civil con el fin de obtener un control de la zona del desprendimiento. La aplicación de este plan es vigente y es necesario continuar llevándolo a cabo hasta la estabilización completa de la zona y hasta la consecución de un riesgo residual que se pueda considerar asumible. Por otra parte, en los trabajos de seguimiento por parte del equipo responsable de auscultación y por parte de los cuerpos de intervención (Bomberos y Policía), desde el día del desprendimiento y hasta la actualidad se ha podido observar una evolución de la ladera según la cual se han producido cientos de fenómenos de pequeños desprendimientos o "purgas" que han provocado la caída de más de 5.000 metros cúbicos adicionales de material que han quedado retenidos en la zona de excavación de la parcela. Estos desprendimientos demuestran que la zona sigue presentando claros indicios de inestabilidad. En la siguiente imagen podemos ver esta evolución (figura 3).



Figura 3: Evolución de la cicatriz.

El desprendimiento ha dejado la zona dividida en una serie de sectores que se identifican en el proyecto de acuerdo con su ubicación sobre el terreno, su estado después del desprendimiento y los tipos de movimientos actuales que se están controlando mediante sistema de vigilancia y auscultación.

Estas zonas son:

• **Zona longitudinal paralela a la carretera general 1** que se encuentra elevada por encima de la excavación correspondiente a los sótanos que se estaban construyendo en la zona para la posible ubicación futura de un nuevo edificio. El muro de sostenimiento de la carretera se encuentra actualmente compuesto por un muro de hormigón armado con anclajes provisionales. En esta zona se pretende:

En primer lugar, consolidar de forma definitiva y permanente el muro existente de sostenimiento de la CG1. En la parte inferior y hasta la altura del nivel freático, se construirá un muro de gravedad por delante del muro actual. Y en los últimos 7 - 8 m, se sustituirán las 3 filas de anclajes provisionales por anclajes definitivos, aprovechando que el muro de hormigón tiene carácter definitivo. Las actuaciones se realizaran minimizando la presencia de personas dentro de la cubeta expuesta al desprendimiento y, en caso de ser imprescindibles, se realizarán sólo cuando auscultación indique que son seguras.

• En segundo lugar, se construirá un nuevo muro de protección en tramos de 5 a 9 m de altura (protección pasiva), cimentado a nivel de la plataforma del actual CG1 para aumentar el grado de protección frente a la caída de bloques rocosos y nuevos deslizamientos de volumetría limitada.

• **Talud lateral norte** situado por detrás del edificio comunal que presenta un terreno muy fracturado durante el deslizamiento, pero con movimientos sólo circunscritos a los coluviones superficiales situados por encima del talud rocoso de excavación. En esta zona se construirá un muro de gravedad para apoyar el pie del talud y canalizar los eventuales desprendimientos hacia la cubeta.

Sector central del talud, situado por detrás de la cicatriz de desprendimiento. Es una zona amplia de unos 200 metros de largo y afecta a una franja de ladera muy fracturada, de una anchura de varias decenas de metros. Esta zona presenta actualmente movimientos poco importantes, (< 1mm al mes) pero en el pasado presentó importantes movimientos del orden de hasta varios centímetros al mes. Los movimientos en esta zona se diferencian de aquellos movimientos más cercanos al extremo del escarpado de la cicatriz del movimiento que provocan el vasculamiento, volcado y movimiento de bloques y cuñas a través de las juntas de la roca de volumetría limitada. Los movimientos en la vertiente se reactivan por lo general de forma muy importante después de períodos de precipitación. La caída de material se prevé fundamentalmente en el espacio correspondiente al foso excavado al pie de la ladera por debajo de la CG1. El segundo tipo de movimientos corresponde a movimientos de carácter circular más globales movilizados probablemente a través de la roca matriz. Éstos son movimientos más lentos que los del extremo de la cicatriz pero podrían generar nuevos episodios de desprendimiento generalizado en la zona de hasta un centenar de miles de metros cúbicos como orden de magnitud aproximado. Las grietas correspondientes a estos movimientos se pueden observar en superficie pero se desconoce en profundidad su alcance. Esta incertidumbre ligada a la necesidad de completar los reconocimientos geotécnicos disponibles por parte del Gobierno de Andorra, hacen que el proyecto deba diferenciarse en dos fases, siendo e la primera fase de los trabajos la que debe permitir disponer de reconocimientos e instrumentación complementaria para determinar dónde se sitúa en profundidad la gran grieta del movimiento de la ladera que a día de hoy todavía sigue evolucionando de acuerdo con los datos proporcionados por la auscultación de superficie.

• Sector lateral sur correspondiente a la zona excavada en su día que generó unos taludes laterales que no se derrumbaron el día 10 de agosto. De acuerdo con la auscultación de la zona y los estudios de estabilidad, este sector presenta algunas zonas puntuales potencialmente inestables y con movimientos de baja magnitud que se reactivan en períodos de precipitación significativa. Esta zona requiere un refuerzo de los sistemas de estabilización para asegurarla.

La zona situada por encima de la cicatriz de coronación en toda la zona frontal del movimiento representa el sector más importante a proteger que se dejará por tanto por una segunda fase de proyecto.

Por tanto, el proyecto se ha dividido en 2 fases que se tendrán que efectuar necesariamente

para completar la estrategia de estabilización y protección de la CG1 en esta zona. Se aconseja que los trabajos correspondientes a cada uno de estos proyectos se efectúen lo más rápidamente posible pudiéndose solapar en el tiempo de forma parcial las dos fases de obra.

• **Fase 1:** En la primera fase se llevarán a cabo todas las actuaciones previstas para proteger la carretera CG-1 y la instrumentación de la parte superior de la ladera deslizada para determinar la geometría precisa de las fisuras de tracción abiertas en la ladera. El conocimiento de la situación en profundidad de dichas fisuras permitirá acabar de definir la mejor alternativa de tratamiento de proyecto con la mayor claridad y limitando incertidumbres, y por otra parte, optimizar los costes económicos. También se efectuarán la mayor parte de los trabajos de estabilización de los taludes laterales sur mediante un refuerzo con anclajes activos. Se ejecutará también una escollera de refuerzo del talud lateral norte y se construirá todo el muro de protección perimetral en la CG1 y la sustitución de anclajes provisionales en el muro excavado por debajo de la misma.

• **Fase 2:** Una vez determinadas las características del terreno y la situación de la cicatriz posterior y global del movimiento en profundidad, se prevé llevar a cabo un perfilado del terreno consistente en una excavación por bancadas que se situaría justo detrás de la cicatriz principal abierta que se encuentra en la vertiente en coronación y posteriormente proceder a anclar progresivamente con anclajes las bancadas a medida que se va procediendo a rebajar el terreno. La cota de rebaje del terreno se situará entre unos 30 y 60 metros por debajo de la cota superior de la grieta en la vertiente y por tanto la cota final de la plataforma que se generará quedará establecida en la fase 1 de proyecto de acuerdo con los resultados de la instrumentación complementaría que se colocará en la zona y de acuerdo con los cálculos de estabilidad. Esta segunda fase requerirá la construcción de un camino de acceso a lo alto de la vertiente en un terreno con importantes dificultades.

Los resultados de la auscultación suponen datos imprescindibles para definir el nivel de rebaje del terreno que eventualmente sería necesario ejecutar en fase 2 y también para mantener unos niveles de seguridad adecuados en todo momento (tanto actualmente como en fase de desarrollo de las obras).

Por último, cabe destacar también como aspecto relevante que en proyecto no se han previsto trabajos de restauración ambiental de la zona para volver a generar una integración paisajística. Dichos trabajos pueden preverse en la fase 2 de proyecto o en una fase posterior totalmente desatada de los trabajos de estabilización (fase 3).

2. INFORMACIÓN GEOLÓGICA - GEOTÉCNICA

Teniendo en cuenta el carácter de urgencia en el que se ha previsto la licitación del proyecto de protecciones en la zona de La Portalada, no se pudo programar y efectuar una campaña de reconocimientos específica previamente a la redacción del proyecto. La información geológico-geotécnica se ha basado en:

• Inspecciones visuales de superficie efectuadas por el equipo redactor del proyecto.

• Datos bibliográficos y experiencia de Euroconsult en estudios efectuados en zonas cercanas a La Portalada en formaciones geológicas similares.

• Cálculos retro analíticos derivados del estudio de estabilidad de detalle en los que se han podido estimar parámetros geotécnicos aproximados en función de los softwares utilizados por las diversas simulaciones numéricas realizadas.

• Estudios geotécnicos provenientes del archivo histórico de gobierno.

Dado que no se pudo efectuar ninguna campaña de reconocimientos específica previamente a la redacción del proyecto, se incluyo dentro del proyecto de protecciones reconocimientos complementarios para poder verificar los datos utilizados para los estudios de estabilidad en 2D y 3D con el objetivo de justificar el grado de estabilidad actual de la ladera tanto a nivel de posibles roturas localizadas (roturas planas, en cuña y vuelco) como de las posibles roturas globales, diferenciadas por zonas. En este sentido, dentro del estudio de detalle, se han analizado detalladamente en 2D y 3D las diversas fases de excavación que se han sucedido en los últimos 30 años por cada una de las orientaciones de talud existentes en la excavación actual.

En la figura 5 podemos ver un esquema interpretativo de la ruptura antes de producirse y en la situación actual.



3. ELEMENTOS DE CONTROL DEL DESLIZAMIENTO
En estos momentos el desprendimiento presenta posibilidad de evolucionar hacia nuevos desprendimientos ya que de acuerdo con los resultados de las auscultaciones los movimientos siguen evolucionando hacia movimientos de apertura o cierre según el punto de observación. En el proyecto se considera imprescindible dejar constancia de que el sistema de auscultación actual permite tener un control asumible del riesgo sobre la CG1. Se considera muy importante seguir con dicho control hasta que la zona esté asegurada y completarlo con nuevos sistemas que deberían poner en funcionamiento durante la obra.

La empresa responsable de la auscultación tendrá que informar a los responsables de dirección de obra en todo momento de cualquier circunstancia significativa que pueda representar un riesgo en la ejecución de los trabajos. Desde el día en que se produjo el desprendimiento (10 de agosto de 2019) y hasta la fecha de redacción del presente documento se ha redactado un plan de auscultación diseñado por la empresa Euroconsult con el fin de obtener un control de la zona del desprendimiento. La aplicación de este plan es vigente y es necesario continuar llevándolo a cabo hasta la estabilización completa de la zona y hasta que exista un riesgo residual asumible. Antes del proyecto la zona presenta los siguientes elementos de control:

• Auscultación visual.

• **Control de grietas mediante estacas:** En el momento de redacción de este documento, había colocados 12 puntos de medida con estacas (todas ellas activas) en las zonas de las cicatrices más abiertas ligadas a toda la cicatriz principal del deslizamiento.

• Control de zonas de cornisa potencialmente inestables con vuelos periódicos con dron.

• **Control automatizado con topografía de precisión:** que ha permitido detectar nuevos movimientos con una precisión de carácter milimétrico. Este sistema ha permitido mantener un control auscultativo redundante respecto a la medida de estacas, automatizado y con resultados inmediatos.

• Vigilancia permanente, dependiendo de los datos de auscultación

4. ACTUACIONES EJECTUADAS

El proyecto se licitó en los meses de mayo – junio de 2020 y se adjudico a la UTE Unitas – Inaccés, por 4,8 millones de euros, el 22 de julio y con un plazo de ejecución de 12 meses, con la posible paralización de las obras por posible riesgo de derrumbe durante un mes.



Figura 6: zonas de actuación

Zona longitudinal paralela a la carretera: se realizo un macizado de la base de excavación cubierto parcialmente por el canchal hasta tener una base de 5 metros de ancho. Se instalaron mediante grúas y con mecanismos a distancia, un encofrado prefabricado en forma de L que posteriormente se macizó con hormigón. La operación se realizo, en dos niveles, teniendo que

mantener el nivel freático por debajo de la zona de hormigonado, hasta conseguir un nivel de hormigón por encima del nivel freático. Posteriormente ejecutaron dos filas de se ancorajes activos definitivos de entre 19 y 20 metros, y un total de 64 unidades. A nivel de carretera, se ejecutó el muro de protección de desprendimientos, con altura variable entre los 4 y los 9 metros. I la instalación de un sistema de disipación de energía de 1500 KJ, mediante neumáticos reutilizados y malla de cable, un sistema homologado llamado Rockfall-X de la casa Geobrugg (figuras 7 i 8).



Figura 7: protección zona longitudinal carretera.



Figura 8: protección zona longitudinal carretera.

Refuerzo del talud lateral sur: para evitar posibles deslizamientos por rotura plana o circular asociadas a su geometría actual. Este tramo de vertiente no se vio afectado directamente por el gran deslizamiento producido en agosto de 2019. El sector sur presenta movimientos residuales ligados a movimientos generales también en este sector de muy baja magnitud, pero de acuerdo con los datos obtenidos de las auscultaciones realizadas se han acelerado en los últimos meses. En esta zona se prevé un tratamiento puntual de estabilización directa mediante la colocación de anclajes, puesto que se puede trabajar con seguridad.



Figura 9: Tratamiento previsto en el talud lateral Sur

Se han ejecutado un total de 201 anclajes definitivos, con una longitud entre 19 y 14 metros, distribuidos al tresbolillo en 9 filas en la berma superior y 6 filas en la berma inferior, unidos dentro de cada fila con una riostra continua para repartir esfuerzos. Se han instalado 28 celdas de presión automáticas para llevar un control de las presiones a las que están sometidos los anclajes instalados (figura 10).



Figura 10: Tratamiento ejecutado en el talud lateral Sur.

Actuaciones previstas en la zona situada por encima de la cicatriz de coronación en toda la zona frontal del movimiento para evitar nuevos episodios de rotura global que puedan progresar ladera arriba como consecuencia de las importantes fisuras abiertas que se encuentran actualmente en este sector. Esta zona representa el sector más importante que proteger. A fecha de redacción del proyecto se desconoce la situación exacta en que se encuentra la vertiente deslizada y por tanto, las alternativas de protección de la parte alta del mismo precisan de información complementaria. Por este motivo, previo a la redacción del proyecto se redactó un estudio de alternativas en el que se proponía dividir el proyecto de protecciones en dos fases. En esta primera fase de trabajos se ejecutaron actuaciones en la parte superior de la ladera con el fin de determinar la posición de los círculos de rotura de las grietas presentes en coronación del desprendimiento.

Cuneta perimetral: por encima de las grietas para evitar que buena parte del agua que proviene de la parte superior de la ladera vaya a parar al interior de las grietas más importantes. **Instalación de 6 inclinómetros automatizados:** instalación de inclinómetros en cabecera para poder determinar la profundidad de las roturas. Previo a la instalación de estos inclinómetros será necesaria la realización de plataformas de hormigón para ubicar la maquinaria de forma helitransportada (figura 12). Instalación de 11



Figura 11: extensómetro automático.

extensómetros automatizados en las fisuras ubicadas en la parte superior de la vertiente (figura 11). **Instalación de un sistema de auscultación fotogramétrica** complementaria para controlar los movimientos del frontal en fase de obra.



Figura 12: Situación inclinómetros y cuneta perimetral ladera

Al final de la obra el sistema de control de la ladera quedó configurado según la figura 13, donde se observan los distintos elementos de control instalados hasta la fecha. En la actualidad se está a la espera de poder recoger datos de auscultación para la posible redacción y ejecución de la fase 2 del proyecto de protección.



Figura 13: Planta sistemas auscultación actual.

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA TRACCIÓN Y LA RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO DE LAS MEMBRANAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CAÍDA DE BLOQUES ROCOSOS ACORDE A LOS NUEVOS ESTÁNDARES DE LA ISO.

DIEGO GARCÍA GORDO (1), JORDI COLL PIGEM (1), ALBERTO GRIMOD (2), GIORGIO GIACCHETTI (3), LUCA GOBBIN (3), GHISLAIN BRUNET (4)

(1) A. Bianchini Ingeniero, S.A. Barcelona, España

> (2) France Maccaferri Valence, Francia

(3) Officine Maccaferri SpA Bolonia, Italia

> (4) Maccaferri, Inc Williamsport, MD

RESUMEN

Las protecciones contra la caída de bloques rocosos se pueden dividir en dos categorías: sistemas en cortina (malla fijada en la coronación del talud mediante anclajes y cables) y sistemas bulonados (malla anclada al talud mediante un patrón de bulones H:V).

Las principales características de diseño de la malla en estos sistemas son la resistencia a la tracción, resistencia al punzonamiento, y deformación por punzonamiento

Por ello es necesario realizar pruebas para caracterizar dichas propiedades mecánicas. Propiedades que pueden ser evaluadas para la red de cable y redes de anillos según las nuevas normas ISO 17745 y ISO 17746. Normas ISO que también introducen el concepto de vida útil del producto: basándose en el tipo de ambiente (ISO 9223) y en el tipo de recubrimiento, lo que permite a los proyectistas estimar la vida útil estimada de la malla. Estas normas dan a los diseñadores la facultad de poder comparar diferentes mallas producidas por el mismo fabricante o por otros fabricantes.

En este documento describirán algunos de los resultados de las pruebas de laboratorio de acuerdo con estas nuevas normas.

1. INTRODUCCIÓN

La experiencia demuestra que entre las soluciones más eficientes y efectivas para la protección contra la caída de bloques rocosos se encuentran las mallas o membranas de acero. Dependiendo de varios factores, como el espesor de material inestable y la morfología del talud, el proyectista debe elegir la mejor estrategia de intervención entre los dos tipos de sistemas posibles: sistemas bulonados o sistemas en cortina.

El proceso de diseño se basa en la fiabilidad del modelo de cálculo y en la sensibilidad y experiencia del proyectista para considerar cuál es la solución más optima. En este último nivel del proceso de diseño, hay algunas cuestiones básicas que deben abordarse: ¿Cuáles son las características técnicas de la membrana involucrada en el proceso de diseño? O, desde otro punto de vista, ¿por qué el proyectista debe elegir una membrana en lugar de otra? Y, por último, ¿cómo comparar las prestaciones de las diferentes membranas cuando tienen grandes diferencias a nivel geométrico, de apertura de malla y en relación con el material que las constituye?

Las respuestas a estas preguntas no son fáciles en absoluto, ya que implican muchos detalles. La solución viene dada por los principios de diseño que analizan y evalúan las prestaciones en términos de resistencia, deformación y durabilidad. En realidad, responden a tres preguntas principales: "¿Cuánto resiste la malla?", "¿Cuánto deforma?" y "Qué mantenimiento necesita o cuánto dura?".

2. TIPOS DE SISTEMAS

Los sistemas bulonados consisten en una combinación de bulones y mallas (véase la Fig. 1). Son soluciones muy comunes para la mitigación del riesgo contra la caída de bloques rocosos ya que mejoran la estabilidad superficial del talud manteniendo en su lugar los bloques potencialmente inestables.



Figura 1: Sistema bulonado compuesto por una membrana con un patrón de bulones (L= Longitud de los anclajes; Ix y Iy = distancia entre bulones, horizontal y vertical respectivamente).

El diseño de estos sistemas podría ser de gran dificultad debido a los "inputs" geomecánicos, difíciles de obtener la gran mayoría de veces; son posibles varios enfoques para diseñar estos sistemas; MacRO 1 (el software de Maccaferri) lo lleva a cabo mediante dos análisis diferentes; uno para los mecanismos de estabilidad relacionados con los bulones y el otro para la membrana. MacRo1 calcula y comprueba la longitud mínima del bulón y su patrón, con el fin de mejorar la condición de equilibrio de la parte superficial del talud. El software también permite diseñar la membrana más adecuada para la estabilidad superficial (Bertolo & Giachetti,

2008). In situ se puede comprobar fácilmente que, debido al peso de los bloques desprendidos y retenidos, la membrana se deforma y genera una "bolsa". Por lo tanto, la malla no puede modelarse como una viga capaz de transmitir presiones distribuidas uniformemente en una superficie mediante los bulones (Grimod & Giachetti, 2013). En el caso de un sistema bulonado, la malla se debe concebir como una "membrana" sometida a fuerzas de punzonamiento y de tracción.

En el caso de un sistema en cortina simple o colgada, la malla se estira por su propio peso, la acumulación de bloques rocosos en el pie del talud y la carga de nieve (si corresponde). Para este tipo de aplicación, la malla se puede considerar como una "membrana" sometida a tensiones de tracción (véase, por ejemplo, el enfoque de cálculo que utiliza MacRO 2 de Maccaferri).

3. PROPIEDADES BÁSICAS Y ENSAYOS

Teniendo en cuenta el proceso de diseño, las experiencias pasadas y la literatura técnica, las propiedades a tener en cuenta para las membranas de acero son: el peso por unidad de área, la resistencia y la deformabilidad conseguidas bajo los ensayos de resistencia a tracción y punzonamiento. Mientras que no hay problemas para la determinación del peso de la malla, hay varias preocupaciones y dudas sobre la caracterización de la resistencia a la tracción y al punzonamiento: como determinar los valores; la validez de los procedimientos de prueba; problemas físicos; problemas tecnológicos para los procedimientos de ensayo...

La resolución de estas cuestiones conduce a la norma italiana UNI 11437:2016 primero, y a la ISO 17745 e ISO 17746 después. Estas normas ISO representan la luz al final del túnel para los proyectistas y, en consecuencia, para el mercado. Para algunas de las preguntas anteriores todavía no hay una respuesta completa, por lo que necesariamente se han introducido algunas hipótesis. A pesar de ello, estas normas son un gran paso adelante por las siguientes razones:

- Valores: Los ensayos se llevan a cabo con muestras de grandes dimensiones. De esta manera el comportamiento de la malla es significativo: el efecto de los componentes constitutivos únicos, es decir, la resistencia del cable o los mismos cables, se vuelven insignificantes y el rendimiento de la totalidad de la malla se acerca más a la realidad. El tamaño de la muestra ensayada es relevante ya que, en realidad, los anclajes suelen estar espaciados más de 2,5m.
- Validez de los ensayos: Siendo los ensayos representativos del comportamiento de la malla, permiten automáticamente la comparación entre diferentes tipos de malla. Por esta razón, el ensayo de punzonamiento se lleva a cabo con un gran dispositivo de presión que pueda empujar cualquier abertura de malla. De la misma manera se puede ejecutar el ensayo de resistencia a la tracción para cualquier tipo de malla.
- **Detalles tecnológicos:** El problema más relevante en cuánto al ensayo de punzonamiento es que el marco que restringe la malla es cuadrado, pero el dispositivo de presión es circular. Estas diferencias geométricas dan una tensión no homogénea en la malla, lo que supone problemas en los resultados. Sin embargo, esta configuración permite fijar cualquier tipo de membrana.
- **Tipo de restricciones:** Para el ensayo de punzonamiento, el problema principal es cómo se restringe la muestra en el marco. En realidad, las mallas suelen estar restringidas por las cuatro placas donde se instalan los anclajes, no sólo en los cuatro bordes tal y como se plantea el ensayo. Debido a esto, aparentemente el mejor procedimiento parece ser

realizar el ensayo de punzonamiento con una sola placa. A pesar de estos inconvenientes, el procedimiento de ensayo descrito por la ISO ofrece algunas ventajas: a) los resultados del ensayo de punzonamiento no se ven afectados por la placa de anclaje y el comportamiento de diferentes mallas se puede comparar por igual; b) el uso de restricciones homogéneas da resultados claros sobre las propiedades elásticas de la malla; c) la viabilidad de la implementación de modelos numéricos (véase la Fig. 2); d) permite conocer las diferentes propiedades de cualquier malla en cualquiera de las condiciones de restricción mediante modelos numéricos (véase Fig. 6).



Figura 2: Modelo numérico para una malla sujeta mediante 4 placas de anclaje

Las hipótesis tomadas en estas dos nuevas normas ISO suple las carencias y permite que todo sea más claro, científico y estandarizado. Como se ha descrito anteriormente, y como se describirá en los puntos siguientes, la forma en que se llevan a cabo estos ensayos es básica para encontrar datos fiables, ya que no realizarlos correctamente puede llevar a errores significativos. Debido a estas diferencias, toda solución puede fallar o no ser verificada. En este momento el proyectista puede encontrar o requerir valores fiables de resistencia, de carga de punzonamiento y de protección contra la corrosión para todos los tipos de redes ensayadas con estándares internacionales comunes.

4. ENSAYO PARA LA RESISTENCIA A LA TRACCIÓN

La Norma internacional ISO 17745:2016 e ISO 17746:2016 describen el procedimiento de ensayo para determinar la resistencia a la tracción (resistencia y elongación) de los paneles de red de anillos de alambre de acero y de los paneles de red de cable de acero.

Esta propiedad mecánica se define testando una muestra anclada a un marco metálico equipado con células de carga que tienen el objetivo de medir la carga aplicada y la reacción lateral global (reacciones longitudinales y transversales). La muestra debe tener una anchura no inferior a 1.000 mm, con una superficie mínima de 1,0 m².

Se debe fijar al marco mediante dispositivos de unión, tales como grilletes o tensores. Las uniones laterales también pueden deslizarse a lo largo de las vigas longitudinales (véase Fig. 3). La resistencia a la tracción obtenida al final del ensayo se expresa en kN/m.



Figura 3: Ejemplo de la configuración del marco para la prueba de resistencia a tracción Leyenda: 1) Marco fijo; 2) Viga móvil; 3) Unión lateral; 4) Extremo fijo

Maccaferri ha ensayado sus paneles de red de anillos y sus paneles de red de cable HEA y LEA con el fin de obtener la marca CE e implementar el software MacRO1 y MacRO2 con estos valores ensayados y probados.

Los resultados de los ensayos se muestran en las tablas siguientes (Tabla 1, Tabla 2 y Tabla 3).

| Resistencia a l | | | |
|-----------------------|----------------------------|--|----------------|
| Malla nominal (mm) | Diámetro del cable (mm) | Resistencia a la tracción mínima (kN/m) | |
| 250 x 250 | 8 | $170 \pm 17 \text{ kN/m}$ | |
| 300 x 300 | 8 | $160 \pm 17 \text{ kN/m}$ | 12.00 |
| 400 x400 | 8 | $125 \pm 10 \text{ kN/m}$ | No. |
| 250 x 250 | 10 | $350 \pm 35 \text{ kN/m}$ | |
| 300 x300 | 10 | 255 ± 15 kN/m | and the second |
| 400 x400 | 10 | 185 ± 15 kN/m | 100 4 |

Tabla 1: Resistencia a tracción de los paneles HEA de Maccaferri conforme a la norma ISO 17746

| Resistencia a la | | | |
|-----------------------|----------------------------|--|----------|
| Malla nominal (mm) | Diámetro del cable (mm) | Resistencia a la tracción mínima (kN/m) | |
| 200 x 200 | 8 | $168 \pm 9 \text{ kN/m}$ | |
| 250 x 250 | 8 | $146 \pm 8 \text{ kN/m}$ | her with |
| 300 x 300 | 8 | $130 \pm 6 \text{ kN/m}$ | |

Tabla 2: Resistencia a tracción de los paneles LEA de Maccaferri conforme a la norma ISO 17746

| Resistencia a la tracción nominal para la red de anillos (ISO 17745) | | | | |
|--|---|--|--|--|
| Tipo de red de anillos | Resistencia a la tracción mínima (kN/m) | | | |
| 4PM7 (4 puntos de contacto, 7 bucles) | $220 \pm 15 \text{ kN/m}$ | | | |
| 4PM9 (4 puntos de contacto, 9 bucles) | $256 \pm 15 \text{ kN/m}$ | | | |
| 4PM12 (4 puntos de contacto, 12 bucles) | $315 \pm 20 \text{ kN/m}$ | | | |

Tabla 3: Resistencia a tracción de los paneles de red de anillos de Maccaferri conforme a la norma ISO 17746

5. ENSAYO PARA LA RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO

El ensayo de punzonamiento se lleva a cabo en una muestra con un tamaño de $3.0 \ge 3.0 = \pm 20\%$, anclada en un marco de acero y cargada por medio de un dispositivo de punzonado con un diámetro de 1.0 = 1.0 = 1.0 m (véase la Fig. 4).

El conocimiento de la deformación es muy importante durante el diseño de un sistema de contención flexible por las siguientes razones:

- Cuando la deformación alcanza el límite de diseño, significa que el mantenimiento (limpieza o retirada de los bloques desprendidos/acumulados) es necesario antes que estas deformaciones signifiquen la rotura de la malla. Un simple monitoreo visual permite al propietario planear el mantenimiento necesario.
- Si la malla está exageradamente deformada puede suponer que los anclajes queden en voladizo, por lo que la intervención tendrá una menor durabilidad. El proyectista debe ser consciente de esto y, en consecuencia, debe prever el tipo de malla adecuado a instalar.
- Dado que las mallas son en gran parte deformables, la "bolsa" que contiene los bloques desprendidos puede interferir con infraestructuras o vehículos cercanos.



Figura 4: Ejemplo de montaje para el ensayo de punzonado según ISO 17745 e ISO 17746. Leyenda: 1) Malla ensayada; 2) Disco de reparto de carga ($\emptyset = 1$ m); 3) Restricción perimetral del marco

La comparación de los ensayos realizados con la Universidad de Venecia IUAV Lab, la Universidad Tecnológica de Turín y CNR (Bertolo & Oggeri, 2009), muestran que la resistencia y la deformación de la malla bajo el ensayo de punzonamiento cambian sustancialmente dependiendo del tamaño de las muestras (efecto de escala) y de la configuración de las limitaciones (Fig. 5).

Este hecho demuestra, una vez más, la importancia de llevar a cabo los ensayos en las mallas de acuerdo con un estándar común con el fin de obtener resultados fiables y comparables. La ley general del efecto de escala se asume de la siguiente forma simplificada, referida a las coordenadas de los diagramas de desplazamiento de carga (véase la Fig. 5)

 $x = x_0 \mu_x$ $y = y_0 \mu_y$ Donde: (x, y) = Coordenadas genéricas cartesianas del gráfico escalado. $(x_0, y_0) =$ Cordenadas genéricas del gráfico de referencia.

 (μ_x, μ_y) = Constantes correlacionadas con el gráfico de referencia, que depende de capa tipo de malla.



Figura 5: Gráfico del desplazamiento VS la carga con el efecto de escala típico en el ensayo de punzonamiento



Figura 6: Curva de carga-desplazamiento para ensayos realizados con diferentes tamaños y restricciones

Maccaferri ha ensayado sus paneles de red de anillos, paneles de red de cable HEA y LEA con el fin de obtener la marca CE e implementar el software MacRO 1 con la máxima capacidad de punzonamiento, así como el máximo desplazamiento posible. Los resultados de los ensayos se muestran en las siguientes tablas (Tablas 4, 5 y 6).

| Resistencia a | l punzonamie | nto para los panele | s HEA (ISO 17746) | |
|-----------------------|----------------------------|--|---|----------------|
| Malla nominal (mm) | Diámetro del cable (mm) | Carga de punzonamiento mínima (kN) | Desplazamiento de punzonamiento (mm) | |
| 250 x 250 | 8 | 260 ± 15 | 240 | |
| 300 x 300 | 8 | 250 ± 15 | 280 | 1.10 |
| 400 x400 | 8 | 200 ± 15 | 260 | A A |
| 250 x 250 | 10 | 410 ± 25 | 300 | |
| 300 x300 | 10 | 400 ± 25 | 310 | and the second |
| 400 x400 | 10 | 300 ± 20 | 310 | AP 4 |

Tabla 4: Resistencia al punzonamiento y desplazamiento en la red de cable HEA según ISO 17746

| Resistencia | | | | |
|-----------------------|-------------------------|--|---|---------|
| Malla nominal (mm) | Diámetro del cable (mm) | Carga de punzonamiento mínima (kN) | Desplazamiento de punzonamiento (mm) | |
| 200 x 200 | 8 | 350 ± 18 | 390 | |
| 250 x 250 | 8 | 271 ± 14 | 369 | NW - WH |
| 300 x 300 | 8 | 204 ± 5 | 328 | |

Tabla 5: Resistencia al punzonamiento y desplazamiento en la red de cable LEA según ISO 17746

| Ensayo de punzonamiento para panel de red de anillos (ISO 17745) | | | | | |
|--|--|---|--|--|--|
| Tipo de panel de anillos | Carga de punzonamiento mínima definitiva (kN) | Desplazamiento de punzonamiento (mm) | | | |
| 4PM7 (4 puntos de contacto, 7 bucles) | 501 ± 20 | 855 | | | |
| 4PM9 (4 puntos de contacto, 9 bucles) | 578 ± 40 | 830 | | | |
| 4PM12 (4 puntos de contacto, 12 bucles) | 821 ± 20 | 820 | | | |

Tabla 6: Resistencia al punzonamiento y desplazamiento en los paneles de red de anillos según ISO 17745

6. VIDA ÚTIL ESPERADA SEGÚN EL GALVANIZADO ELEGIDO

Además de las características mecánicas (resistencia a la tracción y capacidad de carga o punzonamiento), el proyectista debe evaluar el tipo de ambiente en que se va a trabajar para determinar la elección de la malla adecuada. En 2014, la EN 10223-3 introdujo un concepto innovador: la **vida útil esperada** para todos los productos de malla de alambre de doble trenzado, como la malla de Doble Trenzado, gaviones, los colchones Reno, Steelgrid, etc. Gracias a este avance, fue posible definir el tipo de recubrimiento a aplicar al alambre en base a la agresividad corrosiva del emplazamiento de la obra (ISO 9223) y a la vida útil esperada de la solución. Por lo tanto, es posible diseñar una solución de malla capaz de resistir solo 25 años en un entorno de baja agresividad (es decir, utilizando un recubrimiento del alambre de Zinc Clase A, y de hasta 120 años en un entorno de agresividad alta utilizando un recubrimiento Galmac 4R (Zn 90%+A110%) + POLIMAC.

En este sentido, el uso del recubrimiento galvánico GALMAC 4R (Zn 90%+Al10%) nos permite garantizar la vida útil de más de 50 años en ambiente C3 necesaria para cumplimiento de la directiva CEE 89/106/CEE sobre productos para la construcción.

Los dos nuevas ISO también definen el envejecimiento y la resistencia a la corrosión para los paneles de red de cable y para los paneles de red de anillos, introduciendo, igual que en la EN 10223-3, el concepto de vida útil del producto en base a los resultados obtenidos en el ensayo de envejecimiento acelerado de niebla salina (ISO 9227:2012). Según la norma ISO 9227, las muestras no deben mostrar un valor superior al 5% de DBR (Dark Brown Rusted-Herrumbre de color marrón oscuro) después de haber sido sometidas al ensayo de envejecimiento acelerado de niebla salina (ESO 9207:2012). Según la norma ISO 9227, las muestras no deben mostrar un valor superior al 5% de DBR (Dark Brown Rusted-Herrumbre de color marrón oscuro) después de haber sido sometidas al ensayo de envejecimiento acelerado de niebla salina descrito en la propia norma. Esta condición puede aparecer después de un tiempo de exposición de 200, 500, 1000 o 2000 horas, dependiendo del tipo de recubrimiento:

- Zinc Clase B (EN 10244-2 o EN 10264-2);
- Zinc Clase A (EN 10244-2 o EN 10264-2);
- Zinc 95% + Aluminio 5% (o Galfan 95/5) Clase B (EN 10244-2 o EN 10264-2;
- Zinc 95% + Aluminio 5% (o Galfan 95/5) Clase A (EN 10244-2 o EN 10264-2;

- Zinc 90% + Aluminio 10% (o Galmac 4R) Clase B (EN 10244-2 o EN 10264-2;
- Zinc 90% + Aluminio 10% (o Galmac 4R) Clase A (EN 10244-2 o EN 10264-2;

Los resultados de estos ensayos permiten estimar la durabilidad de la malla en función de las condiciones de corrosividad del entorno definidas por la norma ISO 9223.

De esta manera, sería posible que el proyectista eligiera el recubrimiento óptimo para cualquier malla contra la caída de bloques rocosos dependiendo de la vida de diseño requerida para la intervención, tal y como se indica en la siguiente tabla (Tabla 7).

| Nivel medioambiental del lugar (según la tabla 1 de la Norma EN ISO 9223:2012) | Material del revestimiento plástico | Revestimiento | Clase (EN 10244-2) | Vida útil estimada del producto (años) |
|---|---|-------------------------|-----------------------|---|
| Agresividad baja (C2) | | Cinc | А | 25 |
| Condiciones secas. Zona templada, entorno atmosférico poco contaminado, por ejemplo, zonas rurales. | - | Aleación Zn95%Al5% | А | >50 |
| pueblos pequeños (a más de 100m por encima del nivel del mar) Zona seca o fría, entorno atmosférico con poco tiempo de humedad, por ejemplo, desiertos, zonas subárticas. | - | Aleación Zn90%-Al10% | А | >120 |
| Agresividad media: (C3) | - | Cinc | А | 10 |
| Condiciones secas. Zona templada, entorno atmosférico medianamente contaminado o con algunos | - | Aleación Zn95%Al5% | А | 25 |
| efectos de cloruros, por ejemplo, zonas urbanas, zonas costeras con bajo sedimento de | - | Aleación Zn90%-Al10% | А | >50 |
| cloruros, por ejemplo, zonas subtropicales y tropicales, atmósfera con baja contaminación. | Cloruro de polivinilo (PVC) | Aleación Zn95%A15% | А | >120 |
| | Poliamida (PA6) | 2119970711970 | Е | |
| | Cloruro de polivinilo (PVC) | Aleación Zn90%-Al10% | А | >120 |
| | Poliamida (PA6) | | Е | |
| Agresividad alta: (C4) Condiciones húmedas | - | Aleación Zn95%Al5% | А | 10 |
| Zona templada, entorno atmosférico muy contaminado o con efectos importantes de | - | Aleación Zn90%-Al10% | А | 25 |
| cloruros, por ejemplo, zonas urbanas contaminadas, zonas industriales, zonas costeras sin niebla salina, exposición a efectos | Cloruro de polivinilo (PVC) | Aleación Zn95%Al5% | А | 120 |
| importantes de sales de deshielo, por ejemplo, | Poliamida (PA6) | | E | |
| zonas subtropicales y tropicales, atmósfera medianamente contaminada, zonas industriales, zonas costeras, emplazamientos abrigados en el | Cloruro de polivinilo (PVC) | Aleación | А | . 120 |
| litoral. | Poliamida (PA6) | Zn90%-A110% | Е | >120 |
| NOTA: Vida útil (del producto) - el período de tiempo durante el cual el rendimiento de un producto se mantendrá a un nivel que permita que las obras correctamente diseñadas y ejecutadas cumplan con los requisitos esenciales (es decir, las características esenciales de un producto cumplen o superan los valores mínimos aceptables, sin incurrir en costes importantes para reparación o reemplazo). La vida útil de un producto depende de su durabilidad inherente y su instalación y mantenimiento normales. | | | | |

 Tabla 7: Vida útil estimada del producto en función de la agresividad del ambiente, el revestimiento polimérico y el recubrimiento galvánico de la malla

7. CONCLUSIONES

- El diseño de las protecciones activas mediante paneles de red de cable y paneles de red de anillos tanto para las soluciones de malla en cortina como para sistemas bulonados requiere el conocimiento completo de las propiedades mecánicas de las mallas, así como su vida útil esperada.
- Dado que existen gran variedad de tipos de mallas/membranas, las investigaciones deben centrarse en la resistencia a la tracción y la resistencia al punzonamiento, comprobados con ensayos adecuados para cualquier tipo de malla. Las normas ISO 17745:2016 e ISO 17746:2016 son la solución a esta problemática.
- Estas dos normas también establecen la vida útil del producto, es decir, su durabilidad, en función del tipo de ambiente y del recubrimiento de la malla.
- La vida útil de la malla debe tenerse en cuenta durante la fase de diseño junto con las otras características mecánicas mencionadas anteriormente (resistencia a la tracción y al punzonamiento) para que coincida con la vida útil de diseño esperada para la intervención.



Figura 7: Ejemplo de curva carga-desplazamiento para el diseño de la malla en Estado Límite de Servicio

REFERENCIAS

Grimod A., Giacchetti G. (2013): A new design approach to design pin drapery systems. *GeoMontreal 2013*, 29 Septiembre – 3 Octubre 2013, Montreal (QC).

Bertolo P., Giacchetti G., (2008): An approach to the design of nets and nails for surficial rock slope revetment – *Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection*, 23-25 Junio 2008, Morshach, Suiza.

Keith Turner A. and Schuster Robert L., Editors (2013) – Rockfall: Characterization and Control – *TRB Transportation Research Board* - *The National Academies Keck Centre 500 Fifth Street, NW, Washington, DC 20001*.

Grimod A., Giacchetti G. (2013): New design software for rockfall simple drapery systems. 23rd World Mining Congress. 11-15 Agosto 2013. Montreal QC, Canadá.

ISO 17745:2016 (2016): Steel wire ring net panels - Definitions and specifications.

ISO 17746:2016 (2016): Steel wire rope net panels and rolls - Definitions and specifications.

BS 8006-2:2011 (2011): British standard: Code of practice for strengthened/reinforced soils – Part 2: Soil nailing design.

IUAV (2012): Internal report about the test series according to UNI 11437:2012.

Bertolo P., Oggeri C., Peila D. (2009): Full scale testing of draped nets for rock fall protection *Canadian Geotechnical Journal*, No. 46 pp. 306-317.

Bertolo P., Ferraiolo F., Giacchetti G., Oggeri C., Peila D., e Rossi B., (2007): Metodologia per prove in vera grandezza su sistemi di protezione corticale dei versanti – *GEAM Geoingegneria Ambientale e mineraria, Anno XLIV, N. 2*, Mayo-Agosto 2007.

Bonati A., e Galimberti V., (2004): Valutazione sperimentale di sistemi di difesa attiva dalla caduta massi – In atti "Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio" - *Trento 2004*, Peila D. Editor.

ISO 9223:2012 (2012): Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Classification, determination and estimation.

ISO 9227:2012 (2012): Corrosion tests in artificial atmospheres - Salt spray tests.

ISO 7989-2:2007 (2007): Steel wire and wire products - Non-ferrous metallic coatings on Steel wire - Part 2: Zinc or zinc-alloy coating.

EN 10223-3:2013 (2013): Steel wire and wire products for fencing and netting. Part 3: Hexagonal steel wire mesh products for civil engineering purposes.

UNI 11437:2012: Rockfall Protective Measures - Tests On Meshes For Slopes Coverage.

EN 10244-2:2009: Steel wire and wire products. Non-ferrous metallic coatings on Steel wire. Zinc or zinc alloy coatings.

EN 10264-2:2012: Steel wire and wire products. Steel wire for ropes. Cold drawn non alloy steel wire for ropes for general applications.

SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS FORTRAC® EN AMPLIACIÓN DEL CAMPO DE VUELOS DEL AEROPUERTO DE VIGO (PONTEVEDRA)

PATRICIA AMO SANZ (1), MARCO RODRÍGUEZ (2)

(1) Departamento Técnico HUESKER GEOSINTETICOS S.A.U. pamo@huesker.es

⁽²⁾ Departamento Técnico HUESKER GEOSINTETICOS S.A.U. mrodriguez@huesker.es

RESUMEN

La obra de Ampliación del campo de vuelos del Aeropuerto de Vigo (Pontevedra) consistía en la ampliación de la franja Este de dicho campo de vuelos. Se propuso como solución alternativa la ejecución de dos estructuras de suelo reforzado con geomallas, cuya principal ventaja en este caso era la gran superficie de cimentación, lo que favorecía el reparto de cargas en profundidad y la posibilidad de verticalizar el talud para evitar invadir la carretera del pie.

Cercanos los 10 años desde su ejecución en 2012, se analizan las principales características de estas estructuras, el diseño según las directrices de la normativa alemana de estabilidad de taludes DIN 4084 y las distintas fases de ejecución.

1. INTRODUCCIÓN

La obra de Ampliación del campo de vuelos del Aeropuerto de Vigo (Pontevedra) consistía en la ampliación de la franja Este de dicho campo de vuelos. Para ello el proyecto contemplaba la ejecución de un terraplén 2H:1V. Esta propuesta tuvo que ser desechada debido a que la carretera que pasa por el pie de este quedaría invadida por las tierras. A continuación, se propuso realizar en la base un muro de escollera de altura variable y poder contener las tierras del talud. Propuesta que se desechó también debido a la carga que produciría la cimentación directa sobre el terreno de apoyo.

Finalmente, la empresa adjudicataria de las obras, DRAGADOS S.A., junto con el apoyo técnico de HUESKER propuso como solución alternativa la ejecución de dos estructuras de suelo reforzado con geomallas, cuya principal ventaja en este caso es la gran superficie de cimentación, lo que favorece el reparto de cargas en profundidad y la posibilidad de verticalizar el talud para evitar invadir la carretera del pie.

En la zona más ancha se realizó un talud reforzado de 45° de inclinación, abarcando una superficie de cara vista de 4.260 m2 y una altura máxima de 17 m y en la zona de mayor limitación de espacio se construyó un muro verde con una inclinación de la cara vista de 70°, con una superficie final de 1.000 m2 y una altura máxima de 12,5 m.

2. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS

2.1 Introducción

La ejecución de estructuras de suelo reforzado mediante geomallas presenta una serie de particularidades que deben ser consideradas tanto por el proyectista redactor del proyecto, como por

la empresa contratista que lo ejecuta para asegurar un correcto funcionamiento del sistema.

De esta manera, en el presente artículo se pretende recoger las consideraciones que se tienen que seguir a la hora de realizar el diseño de la anterior estructura. Dentro de éstas se deberá prestar especial atención a la fluencia que sufren las geomallas utilizadas.

2.2 Criterios de diseño generales

Los geosintéticos utilizados en el refuerzo de suelo se fabrican con diferentes polímeros (Poliéster, Polivinil Alcohol, etc), pero todos ellos están sometidos al fenómeno de la fluencia. La fluencia se define como la disminución de las características mecánicas de un material sometido a un esfuerzo constante a lo largo del tiempo.

Lo anterior provoca que, para cada materia prima, el geosintético fabricado con esta presenta una curva tensión - deformación asociada con un tiempo por el efecto de la fluencia. De esta manera se obtiene una curva tensión deformación a 1 hora, 1 día, 1 mes, 1 año, 10 años, 120 años etc., provocada por la fluencia del material. A las anteriores curvas se les denomina curvas isócronas (Figura 1). Estas curvas son de suma importancia para determinar cuál será el comportamiento tenso – deformacional del geosintético a lo largo del tiempo.



Figura 1. Curvas Isócronas geomalla de Poliéster

Una vez determinada la máxima deformación por fluencia en los geosintéticos para este tipo de estructuras, generalmente fijando una vida útil de diseño, se procederá a su análisis para determinar el factor de seguridad de la estructura.

Generalmente, para el dimensionamiento de este tipo de estructuras se utilizan métodos de equilibrio

límite, que determinarán el factor de seguridad del sistema, pudiéndose complementar el anterior diseño mediante la utilización de programas de elementos finitos que además del factor de seguridad permite estimar las deformaciones de la estructura.

Dentro de los métodos de equilibrio límite, es habitual realizar dos tipos de análisis, uno mediante el método de Bishop y otro mediante el método de Deslizamiento de Bloques.

2.3 Formulación empleada (ELU)

En el método de Bishop, la fuerza de tracción soportada por las diferentes geomallas de cada tongada se calcula utilizando superficies de deslizamiento circulares. Tras sucesivas iteraciones se busca el círculo de deslizamiento correspondiente al mayor valor de fuerza a tracción. El factor de seguridad de dicho círculo ha de cumplir las especificaciones mínimas de la norma de referencia que se esté siguiendo. En el método de Deslizamiento de Bloques se suponen unas superficies de rotura poligonales.

Las fórmulas usadas en los métodos anteriores se recogen a continuación:

Bishop:

$$\eta = \frac{r \cdot \sum T_i + \sum M_S}{r \cdot \sum G_i \cdot \sin \delta i + \sum M}$$
(1)

Con

$$Ti = \frac{[c_i - (u_i + \Delta u_i) \cdot b_i] tan\varphi + c_i \cdot b_i}{cos\delta_i + \frac{1}{\eta} tan\varphi \cdot sin \delta_i}$$
(2)

Deslizamiento de Bloques:

$$\eta = \frac{\sum T_i + \sum H_S}{\sum G_i \cdot \sin \delta i + \sum H}$$
(3)

Con

$$Ti = \frac{[G_i - (u_i + \Delta u_i) \cdot b_i] tan\varphi + c_i \cdot b_i}{\cos^2 \delta i + \left[1 + \frac{1}{\eta} tan\varphi \cdot tan \delta i\right]}$$
(4)

Donde (según DIN 4084):

η Factor de seguridad.

 G_i Peso propio de una rebanada en kN/m considerando el peso específico del suelo, incluyendo las sobrecargas.

M Momentos de las cargas y fuerzas no incluidas en Gi desde el centro del círculo en kNm/m, positivo en sentido de las agujas del reloj (H para deslizamiento de bloques).

 M_s Momentos desde el centro del círculo en kNm/m de las fuerzas (Sección 6e DIN4084), que no están consideradas en Ti (HS para deslizamiento de bloques).

 T_i Fuerza resistente tangencial del suelo en la superficie de deslizamiento para cada rebanada en kN/m (para deslizamiento de bloques se corresponde con la componente horizontal).

 δi Tangente que forma la rebanada con la horizontal en grados sexagesimales, para el caso de círculos se corresponde con las coordenadas polares.

r Radio de la superficie circular en m.

 b_i Ancho de la rebanada en m.

 φ_i Ángulo de rozamiento interno, en grados, para cada rebanada según Sección 8 de DIN 4084.

 c_i Cohesión, en kN/m², para cada rebanada según Sección 8 de DIN 4084.

 u_i Presión intersticial, en kN/m², para cada rebanada.

 Δu_i Incremento en la presión intersticial para cada rebanada, en kN/m², como consecuencia de la consolidación del suelo.

Por otro lado, para comprobar el factor de seguridad obtenido con los métodos de equilibrio límite y analizar el comportamiento deformacional de la estructura, los programas de análisis numérico obtendrán soluciones para las distintas condiciones de equilibrio, compatibilidad, comportamiento estructural y condiciones de contorno, tanto fuerzas como desplazamientos.

Estos programas generan una malla consistente en elementos finitos conectados entre sí por nodos. Cada uno de estos elementos de discretización se denomina elemento finito.

Cada elemento finito tiene unos nodos definidos en el contorno del elemento. Los nodos son puntos donde se calculan los valores de las variables primarias, los desplazamientos. Los valores de los desplazamientos nodales son interpolados en los elementos para dar expresiones algebraicas de esos desplazamientos y de las deformaciones en toda la malla.

Todos los elementos finitos asumen una forma polinomial. El número de nodos del elemento depende del grado de dicho polinomio. Normalmente se utilizan polinomios de 2º y 4º grado, de manera que los elementos generados en la malla presentan 6 o 15 nodos. Los elementos generados usualmente tienen morfología triangular.

A mayor número de nodos se obtiene un resultado más aproximado con la realidad, por eso, se recomienda utilizar elementos de 15 nodos.

Un FEM (Método de Elementos Finitos) utiliza ecuaciones para un solo elemento de la siguiente forma:

$$K^{e}U^{e} = P^{e} \tag{5}$$

Donde Ke es el elemento de rigidez, Ue es el vector de los desplazamientos nodales y Pe es el vector de las fuerzas nodales.

Combinando las ecuaciones de cada elemento, Plaxis forma ecuaciones globales:

$$KU = P \tag{6}$$

Al solucionar las ecuaciones globales se obtiene el valor de los desplazamientos en los nodos. A partir de estos desplazamientos se evalúa tensión y deformación.

El valor de las deformaciones se relaciona con los desplazamientos por medio de una matriz, B.

Dónde:

 $\epsilon = B \ U^e$

siendo B =
$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix}$$
 $\begin{pmatrix} U_1 \\ V_1 \\ U_2 \\ \dots \\ \dots \\ U_6 \\ V_6 \end{pmatrix}$ (7)

La relación entre tensión y deformación en un contexto de elementos finitos se realiza mediante la matriz D, y se expresa de la siguiente manera:

$$\sigma = D \varepsilon$$

siendo D = $\frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & 0\\ \nu & 1-\nu & 0\\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{pmatrix}$ (8)

3. APLICACIÓN **ESTRUCTURA** DE REFORZADA CON **GEOMALLAS** EN AEROPUERTO AMPLIACIÓN DEL CAMPO DE VUELOS DEL VIGO DE (PONTEVEDRA)

La anterior metodología de cálculo se usó en los dos tipos de estructuras reforzadas con geomallas presentes en la obra Ampliación del campo de vuelos del Aeropuerto de Vigo. La solución mayoritaria se abarcó con un talud reforzado de 45° de inclinación, abarcando una superficie de cara vista de 4.260 m2 y una altura máxima de 17 m y en la zona de mayor limitación de espacio se construyó un muro verde con una inclinación de la cara vista de 70°, con una superficie final de 1.000 m2 y una altura máxima de 12,5 m. Las geomallas se disponían cada 75 cm en el muro verde y cada 100 cm en el talud reforzado.

Una vez definida las características de la estructura se procedió a definir para todas las geomallas, la tensión de diseño al final de la vida útil.

Esta tensión se obtiene a partir de la resistencia nominal, es decir, la resistencia de fabricación del material, que debe ser minorada por diferentes coeficientes, siendo el de mayor magnitud el correspondiente a la fluencia (para la vida útil fijada). A largo plazo es habitual considerar una vida útil de 120 años para estructuras en ingeniería civil. Los coeficientes de minoración pueden estimarse por bibliografía técnica (Koerner, 1997), pero para un correcto diseño, se debe exigir que estén certificados por un organismo externo al fabricante.

La expresión de la resistencia de diseño a partir de la nominal es:

$$Fd = \frac{Fk}{(RFcr \times RFid \times RFw \times RFch \times fs)}$$
(9)

Donde:

Fk [kN/m] resistencia nominal o resistencia a tracción a corto plazo.

Fd [kN/m] resistencia de diseño o resistencia a tracción a largo plazo.

- *RFcr* coeficiente de minoración debido a la fluencia (120 años).
- RFid coeficiente de minoración debido a daños mecánicos.
- *RFw* coeficiente de minoración de exposición a agentes atmosféricos.
- RFch coeficiente de minoración debido a efectos medioambientales.
- *fs* coeficiente de minoración de fabricación y extrapolación de datos a 120 años.

En el caso que nos ocupa, las geomallas empleadas en el diseño y construcción de ambos muros estaban avaladas por el certificado de homologación BBA nº 13/H197.

Con esa tensión de diseño se procedió inicialmente a realizar una propuesta de diseño utilizando los dos métodos de equilibrio límite indicados anteriormente, Bishop en las Figuras 2 y 4 y Bloques en las Figuras 3 y 5.



Figura 2. Cálculo del talud reforzado mediante Método de Bishop



Figura 3. Cálculo del talud reforzado mediante Método de Deslizamiento de Bloques



Figura 4. Cálculo del muro verde mediante Método de Bishop



Figura 5. Cálculo del muro verde mediante Método de Deslizamiento de Bloques

Una vez comprobadas las estructuras mediante los métodos de equilibrio límite se procedió a su análisis mediante elementos finitos, tal y como se recoge en las Figuras 6 y 7.



Figura 6. Cálculo del talud reforzado mediante Método de equilibrio límite



Figura 7. Cálculo del muro verde mediante Método de equilibrio límite

4. CONCLUSIONES

Cercanos a cumplir diez años en servicio, las estructuras de suelo reforzado ejecutadas en la ampliación del campo de vuelos del aeropuerto de Vigo, son un claro ejemplo de la idoneidad de esta técnica constructiva y de la flexibilidad que aportan para adaptarse a las necesidades geométricas de las obras.

Durante este tiempo, el comportamiento estructural de las mismos ha sido excelente, sin presentar ninguna patología o deformación postconstructiva. La selección de un material de relleno de alta calidad, de geomallas certificadas y un buen diseño basado en un procedimiento contrastado, junto con una buena puesta en obra, son los fundamentos del buen desempeño. En la actualidad, el sistema constructivo está avalado por un Documento de Idoneidad Técnica.

Además, en este tiempo, la vegetación autóctona se ha arraigado en el frente de ambas estructuras, logrando una absoluta integración con el entorno (figura 8 y 9).



Figura 8_ Obtenida por dron en 2013, prácticamente recién acabada la obra.



Figura 9_ Obtenida del Google maps en la actualidad

REFERENCIAS

DIN 4084 Beiblatt 1 :1981-07. Baugrund; Gelände- und Böschungsbruchberechnungen. Deutsche Institut für Normung e.V

Robert M. Koerner (1997). Designing with Geosynthetics, Prentice Hall, Englewood Clifts, NJ, USA, 761 p. Documento de Idoneidad Técnica: nº 482p/18. Sistema de estructuras de contención de suelo reforzado con

geosintéticos (GRS). Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.

BS 8006-1:2010 *Code of practice for Stengthened/reinforced soils and others fills*, British Standard Institution. Braja M. Das (2012) Fundamentos de Ingenieria de Cimentaciones, Cengage Learning, 794 p.

SUPERVISIÓN REMOTA DE LAS DEFORMACIONES DEL TERRENO, COMBINADA CON UN SISTEMA DE PROTECCIÓN-AMORTIGUACIÓN EFICAZ Y RESPETUOSO CON EL MEDIO AMBIENTE EN LA CARRETERA DE ENTRADA A ANDORRA

Roberto LUIS FONSECA (1), Carles RAÏMAT QUINTANA (1), Julio PRIETO FERNÁNDEZ. (1), Felix BLUMENSCHEIN (2), Joan ALTIMIR PLANES (3) y Marc HEREDIA RODRÍGUEZ (4)

(1) Grupo Geobrugg Roberto.luis@geobrugg.com

(2) Geopraevent felix.blumenschein@geopraevent.ch

(3) Geoconsult Andorra jaltimir@euroconsult.ad

(4) Grupo Heracles mheredia@grupheracles.com

RESUMEN

Tras un enorme deslizamiento que cerraba la carretera de acceso CG-1 a Andorra desde España el 10 de agosto de 2019, se instalaron medidas combinadas de estabilización de taludes y protección contra caída de rocas. El sistema de protección Rockfall- X^{TM} instalado (conjunto amortiguador) está formado por varias capas de neumáticos usados, entre las que se coloca alternativamente una malla de alambre de alto límite elástico tipo Tecco® G65/4, para aumentar la capacidad de absorción de energía de un muro de hormigón diseñado en el borde de la carretera. Esta protección se combinó con un juego de vigas horizontales de hormigón ancladas con anclajes activos. Los trabajos tuvieron una duración de un año, luego para realizar un control permanente de la efectividad de las soluciones instaladas, se colocó una cámara de deformación Defox, que permitió un seguimiento continuo.

En este trabajo se presentan los datos técnicos del sistema de amortiguamiento hasta 5.000kJ, así como la estimación por cálculos de los esfuerzos remanentes en la superficie del muro por el uso de dicha solución. Este conjunto mejora la capacidad de protección, a la vez que reduce la carga estática. Es un sistema muy ligero debido al uso de neumáticos de automóviles usados. Se ha realizado un estudio exhaustivo que utiliza tanto los resultados de los ensayos de campo como de laboratorio, lo que permite estimar la reducción de las tensiones de impacto. El sistema de monitoreo complementario utilizado permite realizar un análisis óptico automatizado sobre posibles deformaciones e inestabilidades a largo plazo en superficies de roca, suelo y hielo en base a imágenes de alta resolución y un método óptico que permite la comparación automática de imágenes de alta resolución, con medidas centimétricas. precisión (<3cm/día). Además, la visibilidad y algunos contrastes de superficie son un requisito previo para el análisis de deformación óptica. El software de control deformacional facilita la identificación y cuantificación rápida del movimiento del terreno dentro de un área inestable. El análisis de deformación determina compensaciones de subpíxeles entre dos imágenes, con respecto a los dos componentes de deformación perpendiculares a la dirección de visualización. El proceso implica la correlación-comparación automática de pares de imágenes adecuados, con la ayuda de un algoritmo complejo. Las deformaciones pueden proyectarse en un modelo digital de elevación del terreno (MDT) y convertirse de píxeles a milímetros. La cámara dispara de manera autónoma imágenes del área monitoreada varias veces al día y transmite las imágenes a los servidores para el análisis de la deformación y la preparación para la representación en el portal del usuario. Se puede acceder a los análisis de deformación, todas las imágenes, así como a las imágenes en vivo en cualquier momento a través del portal.

Durante los trabajos de construcción, el sistema de monitoreo confirmó que las medidas de estabilización estaban funcionando correctamente, finalmente los valores de deformación fueron pequeños [0,2-0,3 mm/día]. Los amortiguadores especiales instalados permiten aumentar la eficacia del muro de protección de hormigón y, por lo tanto, el factor de seguridad general.

1. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA

La comisión encargada de realizar el seguimiento de la zona de la Portalada en Andorra, ubicada frente al establecimiento comercial Punt de Trobada, decidió aumentar las medidas de protección del terreno donde se produjo el 10 de agosto de 2019 un desprendimiento que obligó a mantener cerrada durante varias horas el eje principal de acceso a Andorra desde España la CG-1 (figura 1).



Figura 1. Desprendimiento en la Portalada, frente a los almacenes Punt de Trobada. / Archivo (Radio SER Andorra), barrera de madera temporal instalada de inmediato

El problema planteado consiste en amortiguar la posible caída de bloques sobre el trasdós de un muro de hormigón, en aras de aumentar su absorción de energía, a la par que optimizar el ancho y refuerzo del muro. Se diseñó e implementó un elemento amortiguador, capaz de reducir la fuerza transmitida. La máxima energía de impacto prevista es de 1.500 kJ. Para conseguir el objetivo se decidió utilizar una solución de amortiguación a partir del empleo de sistemas Rockfall-XTM desarrollados para proteger galerías de hormigón contra impactos de bloques de hasta 5.000 kJ. Durante la ejecución del muro y de las medidas de estabilización previstas se mantuvo la observación del emplazamiento mediante un sistema óptico de monitoreo continuo tipo DEFOX® que permitió mantener un alto nivel de control deformacional, garantizando la seguridad.

2. DETERMINACIÓN DE LA ENERGÍA MÁS PROBABLE CON LA QUE PUDIESEN LLEGAR LOS BLOQUES AL TRASDÓS DEL MURO

El proceso de evaluación energética ha ido evolucionando de forma creciente en los últimos años, dadas las posibilidades del lugar se ha optado por emplear una herramienta de simulación 3D de última generación, el software RAMMS::ROCKFALL desarrollado por el SLF (Instituto de Investigación de Nieve y Avalanchas, Davos, Suiza). Para incrementar la precisión de los datos

topográficos disponibles se llevó a cabo un levantamiento fotogramétrico de alta calidad, con estos nuevos datos debidamente geo-referenciados, se pudo conseguir un modelo de simulación preciso. Los datos empleados en el proceso de simulación y los resultados se adjuntan a continuación (tablas 1 y 2):

| Descripción | Valor / Caracterización |
|------------------------------------|----------------------------|
| Bloque de diseño: | |
| - Densidad media | 27 kN/m^3 |
| - Volumen medio | $1,00 \text{ m}^3$ |
| Fricción superficial por áreas: | |
| - Zona de excavación llena de agua | Extrasuave |
| - Zonas hormigonadas | Extraduro |
| - Superficie rocosa | Duro |
| - Gravera | Medianamente duro |
| Velocidad inicial: | |
| - Traslacional (X/Y/Z) | 0,01 / 0,01 / 0,01 [m/s] |
| - Rotacional (X/Y/Z) | 0,01 / 0,01 / 0,01 [rad/s] |

| Tabla | 1. | Datos | de | entrada |
|-------|----|-------|----|---------|
| Tabla | 1. | Datos | de | entrada |

| Descripción | Mínimo | Medio | Máximo |
|------------------------|------------|------------|-------------|
| Altura de rebote | -0,67 m | 2,22 m | 23,76 m |
| Velocidad traslacional | 0,00 m/s | 14,34 m/s | 32,94 m/s |
| Energía cinética | 0,00 kJ | 438,84 kJ | 1.849,61 kJ |
| Velocidad angular | 0,00 rad/s | 2,53 rad/s | 7,25 rad/s |
| Inclinación media | 21,59° | 40,25° | 89,86° |

Tabla 2. Resultados de la simulación

Tal y como se observa en la figura 2 izquierda, los valores de altura de rebote [m] máximos (rojo) se generan en la zona interior de la gravera y en la cierta medida en la parte final de la gravera, antes de alcanzar el trasdós del muro. Se observa como desde el punto de vista probabilístico muy pocas rocas alcanzan el muro, y las que presuntamente lo hacen (zona inicial del muro) no sobrepasan los 4 m. En el caso de la velocidad traslacional [m/s] figura 2 derecha, ocurre algo muy similar con la altura de rebote, observándose un incremento de los valores hacia el pie, luego hay una disminución lógica debido al cambio de pendiente. La mayoría de los bloques quedan frenados antes de impactar contra el muro; y los bloques que llegan lo hacen a velocidades por debajo de los 10 m/s.



Figura 2. Valores de altura de rebote (izq.) y velocidad traslacional (der.) simulados en la superficie del talud

Desde el punto de vista energético (figura 3), los bloques de diseño van ganando energía cinética en la media que se acercan a la parte baja de la ladera (talud de corte), pero una vez alcanzada la zona horizontal, evidentemente se produce un proceso de frenado y una buena parte de ellos no impacta. Los valores de velocidad máximos antes señalados se producen de forma excepcional antes de que cualquier bloque llegue abajo, los valores medios más probables en la zona de impacto solo están ligeramente por encima de los 420 kJ. Utilizar 1.500 kJ como valor de energía de trabajo para el diseño de las medidas de protección complementarias, es una decisión racional apropiada.



Figura 3. Valores de energía cinética [kJ]

3. EL SISTEMA ROCKFALL-XTM A

El sistema empleado es una solución alternativa a la grava utilizada de los sistemas tradicionales de amortiguación para galerías de hormigón u otras protecciones para instalaciones sensibles. Este conjunto mejora la capacidad de protección, al tiempo que reduce la carga estática en el sistema. Es un sistema muy ligero debido a la utilización de neumáticos usados, que permite reducir hasta en catorce veces el peso del material de amortiguación que ha de aplicarse. El conjunto ha sido completamente ensayado a caída libre, en cooperación con prestigiosas universidades. En comparación con los sistemas que utilizan materiales tradicionales de relleno, el Rockfall-XTM A demuestra una mayor capacidad de absorción de la energía y una mayor resistencia a la compresión. El conjunto de amortiguación está compuesto de varias capas de neumáticos usados, entre las cuales se coloca de forma alterna una malla de alambre de alta resistencia.

Membrana TECCO® G65

El componente principal del sistema de amortiguación es la malla de alambre de acero de alta resistencia tipo TECCO® G65/3 (Tabla 3 columna 2). Esta membrana de acero flexible de altas prestaciones se coloca de forma horizontal alternando entre las capas de neumáticos usados y tiene una resistencia a la tracción directa de 150kN/m. Para de incrementar el coeficiente de seguridad, en el diseño final se utilizó una malla más potente [250kN/m], la Tecco® G65/4 (tabla 3 columna 3).

| Parámetro | Malla TECCO® G65/3 | Malla TECCO® G65/4 |
|--|--|--|
| dimensiones | $x \cdot y = 83 \cdot 143 \text{ mm} (+/-3\%)$ | $x \cdot y = 83 \cdot 138 \text{ mm} (+/-3\%)$ |
| círculo inscrito en el rombo | $D_{I} = 65 \text{ mm} (+/-3\%)$ | $D_{I} = 63 \text{ mm} (+/-3\%)$ |
| espiras longitudinales por m | $n_l = 7 \text{ pcs/m}$ | $n_l = 7 \text{ pcs/m}$ |
| espiras transversales por m | $n_q = 12 \text{ pcs/m}$ | $n_q = 12 \text{ pcs/m}$ |
| calidad del acero | $f_{tk} = 1770 \text{ N/mm}^2$ | $f_{tk} = 1770 \text{ N/mm}^2$ |
| diámetro del alambre | d = 3,0 mm | d = 4,0 mm |
| resistencia del alambre | $Z_{\rm w} = 12,5 \rm kN$ | $Z_{w} = 22,2 \text{ kN}$ |
| resistencia a tracción directa de la malla | $z_l = 150 \text{ kN/m}$ | $z_l = 250 \text{ kN/m}$ |
| peso de la malla por m ² | $g = 1,65 \text{ kg/m}^2$ | $g = 3.3 \text{ kg/m}^2$ |

Tabla 3. Características de las mallas de alta resistencia TECCO® G65/3 y TECCO® G65/4

Neumáticos usados

Como material de relleno se emplean neumáticos usados, pero solo aquellos que mantienen la estructura de soporte intacta y sin daños que perjudicase su empleo en la fabricación de los paneles. En los coches normalmente es necesario reemplazar los neumáticos cuando se desgasta la superficie de rodadura hasta niveles en los que se reduce la adherencia con el pavimento y la seguridad puede verse comprometida. El peso de esta solución es de menos de 125 kg/m³, lo cual provoca que sea 14 veces más ligera que una solución tradicional con grava. En general, los neumáticos usados se unen mediante un cable de acero de 10mm y se combinan en paneles de 2,0 m x 7,8 m aproximadamente, para que puedan ser instalados de forma económica y segura. Cada neumático por separado tiene un diámetro aproximado de 70cm y unos 20cm de espesor.

4. SOLUCIÓN RESPETUOSA CON EL MEDIO AMBIENTE ROCKFALL-X™ A

Este sistema, permite introducir un paso intermedio en el ciclo de vida de los neumáticos y, por lo tanto, beneficio debido al incremento de su vida útil. La reutilización de neumáticos en el sector de la industria y la construcción está ampliamente descrita en la bibliografía internacional como segura.

Hay ejemplos de referencia con un empleo interesante de los neumáticos usados. La ASTM publicó en 2008, la noma D6270 para el empleo de neumáticos usados. Esta norma muestra resultados de ensayos realizado a estos materiales, en los que no se observaron efectos negativos sobre las aguas subterráneas. Normalmente no se necesita mantenimiento. Después de algún evento o quizás cuando aparezcan deficiencias importantes observadas durante una inspección periódica, se debe contar con la opinión de un experto. Dependiendo de los daños, no se necesita mantenimiento o una renovación parcial puede ser suficiente, incluyendo el reemplazo de módulos individuales o neumáticos. La vida útil estimada es de al menos 60 años para el sistema de amortiguación (sin impactos). El período de aplicación para el conjunto debe ajustarse generalmente al ciclo de mantenimiento de las estructuras para su protección en las que se insertan. En el mejor de los casos, se instalan en buenas condiciones por segunda vez. Después del uso en el sistema de amortiguación, los neumáticos pueden volver al proceso normal de reciclaje.

5. DETERMINACIÓN DE LAS SOLICITACIONES ROCKFALL-X™ A

Según la normativa suiza la influencia dinámica F_k del impacto de un bloque se puede calcular a partir de la siguiente expresión:

$$F_{k} = 2,8 \cdot e^{-0.5} \cdot r^{0.7} \cdot M_{E,k}^{0.4} \cdot \tan \varphi_{k} \cdot \left(\frac{m_{k} \cdot v_{k}^{2}}{2}\right)^{0.6}$$
(1)

donde:

- F_k fuerza de impacto, valor característico [kN]
- m_k masa de objeto, valor característico [t]
- *r* radio de la esfera ideal [m]
- v_k velocidad de impacto, valor característico [m/s]
- *e* espesor de capa de amortiguación [m]
- $M_{E,k}$ módulo estático del material de amortiguación, valor característico [kN/m²]
- φ_k ángulo de fricción interna de material de amortiguación, valor característico [°]

Mientras la profundidad de penetración (cráter o huella del impacto) t [m] se puede determinar según:

$$t = \left(\frac{m_k \cdot v_k^2}{F_k}\right) \tag{2}$$

El termino $M_{E,k}{}^{0,4} \cdot tan \varphi_k$ depende solamente del material de amortiguación. Se han realizado ensayos a escala natural en Lungern y Walenstadt (Suiza) para diferentes tipos de material amortiguador. En el informe final se muestran las mediciones y los resultados de estos ensayos (figura 4). A partir de las mediciones ejecutadas en los ensayos se puede realizar un análisis retrospectivo y se pueden determinar los valores medios del factor $M_{E,k}{}^{0,4} \cdot tan \varphi_k$.

Análisis retrospectivo a partir de los ensayos de campo a escala natural en Lungern y Walenstadt



Figura 4. Ensayos de campo en Walenstadt

El concepto de diseño fue completamente probado mediante un estudio exhaustivo que utilizó ensayos de campo para comprobar la carga de impacto en las galerías de protección contra rocas cuando están protegidas por el sistema de amortiguación Rockfall-XTM A. El estudio se llevó a cabo a través de una serie de experimentos que demostraron la capacidad de amortiguación altamente efectiva del sistema. A partir de los ensayos llevados a cabo se recomienda el empleo del siguiente factor $M_{E,k}^{0,4} \cdot tan \varphi_k$ para el cálculo de la fuerza de impacto según establece la normativa suiza (tabla 4).

| Material amortiguador | 1 ^{er} impacto [kN/m ²] | 2 ^{do} impacto [kN/m ²] |
|---------------------------------|--|--|
| Rockfall-X [™] A | 30 | 43 |
| Grava | 37 | 67 |
| Efecto del sistema amortiguador | -19% | -36% |

Tabla 4. Valores recomendados del factor $M_{E,k}^{0,4} \cdot tan \varphi_k$ para el cálculo de la fuerza de impacto

Distribución de las solicitaciones sobre la superficie

De acuerdo con la citada directriz suiza, utilizando grava como material de cobertura el ángulo de propagación de la fuerza es $x_k = 30^\circ$. Para el dimensionamiento se emplea una carga uniformemente distribuida en el área útil q_d . Para el cálculo de dicha propagación de fuerzas con la presencia del sistema de amortiguación se realizó un ensayo de campo sobre una losa de hormigón equipada con células. En la superficie de la losa se alojan 24 sensores que registran el valor de la fuerza que llega a cada punto tras el impacto. Este ensayo se realizó en la fábrica Gasser Felstechnik, AG. Se utilizaron bloques de distintas dimensiones, con pesos entre 500 kg y 2.000 kg. Dichos bloques se lanzaron desde diversas alturas, desde 3,5 m hasta 17,5 m. En la figura 5 se visualiza la propagación de la carga durante el impacto. Como se puede apreciar, el ángulo de distribución de la fuerza está entre 40° y 60°. Por lo tanto, se recomienda utilizar $x_k = 45^\circ$ como valor del ángulo de propagación de la fuerza, en los sistemas amortiguadores.



Figura 5. Propagación de las solicitaciones ángulo ξ_k

Revisión del dimensionamiento del sistema de amortiguación Rockfall-X™ A para el caso de estudio

| Parámetro | Descripción | Valor |
|------------------------------|---|-------------------------|
| E_k | energía cinética máxima de impacto directo ¹ | 1.500 kJ |
| е | espesor de amortiguación propuesto ² | 2,0 m |
| w | volumen del bloque tipo | 10 m^3 |
| δ | densidad estimada de roca | $2,75 \text{ t/m}^3$ |
| m_k | masa del bloque | 27,5 t |
| $M_{E,k}^{0.4} \cdot tanj_k$ | factor de amortiguación, según análisis retrospectivo (tabla 3) | 30 kN/m^2 |
| ξk | ángulo de propagación de la fuerza ³ | 45° |
| a | ángulo de impacto ⁴ | 90° |
| r | radio de la esfera teórica | 1,34 m |
| v_k | velocidad de impacto | 10,44 m/s |
| F_k | fuerza máxima de impacto [$F_{z,k} = F_k$] | 5.858 kN |
| t | profundidad del impacto | 0,51 m |
| d | diámetro del cono de propagación | 5,65 m |
| a | área de la base del cono de propagación | 25,07 m |
| q_k | carga distribuida que llega al trasdós del muro | 233,7 kN/m ² |

¹ según resultados de la simulación de desprendimientos de rocas

² en este caso el impacto se produce sobre el lateral del sistema, por ende el valor de espesor de amortiguación guarda relación con el ancho de sistema, no con la profundidad.

³ según los ensayos realizados (fig. 5)

⁴ se considera que el impacto es horizontal ($a = 90^{\circ}$), no se descompone la fuerza, por ende, no se reduce en ninguna medida el valor de la solicitación, a fin de incrementar la seguridad.

Tabla 5. Resumen de datos y valores calculados

De acuerdo con la normativa suiza [3], también se ha de controlar que:

 $e = 2.0 \text{ m} > 0.5 \text{ m} \checkmark$

e = 2,0 m > t + 3 x tamaño máximo del árido de relleno (no tiene sentido empleando neumáticos)

 $e = 2,0 \text{ m} > 2 \text{ x t} = 2 \text{ x } 0,512 = 1,024 \text{ m} \checkmark$

6. VERIFICACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL

El valor de cálculo de la fuerza de sustitución estática A_d resulta del producto de la acción dinámica F_k con el coeficiente de construcción C (Tabla 6).

 $A_d = C \cdot F_h$

| $A_d = C \cdot F_k$ | | |
|--|-------------------------------|--|
| Tipo de fallo | Coeficiente de construcción C | |
| Dúctil (fallo a flexión de losas o vigas, fallo de | 0,4 | |
| elementos reforzados a cortante o punzonamiento) | | |
| Frágil (rotura de elementos no armados, por | 1,2 | |
| cizallamiento o punzonamiento) | | |

Tabla 6. Valores del coeficiente de construcción C según norma

Por el lado de la resistencia se utilizarán los valores habituales de los estándares para dimensionamiento estático. El incremento de resistencia debido a la naturaleza dinámica de las tensiones está incluido en el coeficiente de construcción C. Por lo tanto, los artículos 4.2.1.4 y 4.2.2.3 de la norma SIA 262 no deben aplicarse. Para el modo de fallo dúctil, el valor C se basa en un grado de plastificación de 10,0. Para el modo de fractura frágil, se permitió un grado de plastificación de 1,0. Para las galerías que sirven de protección contra desprendimientos de rocas o para el guiado de avalanchas, estas dos acciones pueden considerarse de forma independiente (Tabla 7).

| Parámetro | Descripción | Valor |
|-----------------------|-------------|----------|
| A _{d dúctil} | Frágil | 2.343 kN |
| A _{d frágil} | Dúctil | 7.030 kN |

Tabla 7. Valores de A_d según la norma SIA 262

Determinación de los valores de momento flector (M_d) para el dimensionamiento del muro de hormigón

A partir de los esquemas que se muestran en la figura 6 y tabla 8, considerando las diferentes secciones transversales de muro, se establecen los puntos donde se generan las fuerzas que provocan el momento máximo en la base de muro para cada una de las alturas. Los puntos de aplicación de la carga están ubicados a diferentes alturas de la base, dependiendo de su altura (Tabla 8).

| Altura | Ancho | | Punto de aplicación de la carga |
|--------|------------|--------|---------------------------------|
| | Coronación | Base | |
| 5,50 m | 0,40 m | 0,62 m | +2,750 m |
| 7,50 m | 0,40 m | 0,70 m | +4,675 m |
| 9,50 m | 0,40 m | 0,78 m | +6,675 m |

Tabla 8. Puntos de aplicación de la carga Ad dúctil



Figura 6. Diferentes puntos de aplicación de la carga del bloque de diseño sobre el trasdós para las tres alturas del muro

Los valores de momento actuante (tabla 9) durante el impacto se determinan a partir de la condición más probable, es decir la condición dúctil en la que el valor de la A_d es de 2.343 kN, quedando para cada muro como sigue:

| Altura | Punto de aplicación de la carga | Momento M _d en la base del muro |
|--------|---------------------------------|--|
| 5,50 m | +2,750 m | 6444 kN m |
| 7,50 m | +4,675 m | 10954 kN m |
| 9,50 m | +6,675 m | 15640 kN m |

Tabla 9. Valores de momento flector en la base para diferentes alturas

7. INSTALACIÓN EN OBRA

Finalmente se hizo un vuelo una vez terminados todos los trabajos, en este momento se pudieron obtener fotografías desde varios puntos (figura 7) que muestran la entidad de la solución y su capacidad de adaptación al entorno, con una estética muy amigable, aunque no se observa desde la carretera; quedado el usuario protegido y sin ningún posible impacto visual. En la figura 7 (en la zona inferior izquierda de la foto) se observa el entramado de vigas de hormigón ancladas al terreno que se empleó como sistema de estabilización, sobre el cual se mantuvo la observación mediante un

sistema óptico de monitoreo continuo tipo DEFOX®. Esta monitorización se mantuvo durante el año de duración de la obra, lo cual permitió mantener un elevado y progresivo nivel de control deformacional y lo más importante, garantizó la seguridad.



Figura 7. Vista área desde la coronación del talud de la obra finalizada

8. SISTEMA OPTICO DE MONITOREO CONTINUO: DEFOX®

Descripción de la cámara para el control de la deformación

El sistema utilizado permite realizar un análisis óptico automatizado de posibles deformaciones e inestabilidades a largo plazo en superficies de roca, suelo y hielo, basado en imágenes de alta resolución y un método óptico que permite la comparación automática de imágenes de alta resolución, tomadas de cerca, pero a una distancia segura con una precisión centimétrica (<3cm/día). El software para el control de la deformación facilita una identificación y cuantificación rápida y sencilla del movimiento del terreno dentro de un área inestable. Geopraevent ha desarrollado un algoritmo avanzado para el análisis de las deformaciones sobre la base de datos ópticos. El análisis de deformación determina los desplazamientos de subpíxeles entre dos imágenes, con respecto a las dos componentes de deformación perpendiculares a la dirección de visualización. Las deformaciones se pueden proyectar en un modelo de elevación digital del terreno (MDT) y convertirlas de pixeles a milímetros. Se utilizan cámaras de alta resolución (42 megapíxeles) combinadas con la técnica HDR (High Dynamic Range). De forma autónoma la cámara capta imágenes del área monitoreada, varias veces al día, y las transmite a los servidores para el análisis deformacional. Para verificar manualmente los cambios en detalle puede acercar la imagen y alternar entre las imágenes (figura 8). Se puede cambiar la ventana de selección / posición relativa de la imagen haciendo clic en la imagen, sosteniendo y arrastrando la imagen hasta que se muestre la región deseada.



Figura 8. Vista de la orientación definitiva de la cámara (13.10.21)

Análisis de las deformaciones mediante imágenes

Como se ha descrito, el análisis de deformaciones es el resultado de la comparación de pares de imágenes pertenecientes a la fecha actual y a una fecha de referencia anterior. La comparación inicial se realizó con imágenes con solo dos días de diferencia, logrando representar sólo movimientos muy rápidos, por ello se estableció un marco comparativo de 30 días.

Tras un análisis de resultados en conjunto con el cliente y la asistencia técnica, el 10 de febrero de 2021, se decidió redirigir la cámara más hacia la derecha (figura 9), ya que la gravera de rocas tiene el comportamiento esperado. Sin embargo, en la zona de la derecha, que ha sido objeto de estabilización con vigas de hormigón y potentes anclajes permanentes de cable, es necesario controlar la deformación, ya que la estación topográfica digital instalada, estaba reportando en esta zona movimientos milimétricos (≈ 1 mm/ semana).



Figura 9. Redireccionamiento de la cámara en dos etapas, durante la mañana del 10.02.21

La variación deformacional del mes de febrero de 2021 se muestra en la figura 10 para la orientación definitiva de la cámara. En dicha figura, se observa claramente la falta de correlación que se da en el área marcada debido a la ejecución de los trabajos de estabilización, con trasiego de personal y equipos en constante movimiento (ver ampliación).



Figura 10. Comparación entre los días 26.01.21 y 25.02.21

La siguiente figura 11 muestra el resultado medio año después, una vez finalizadas las obras de estabilización. Las regiones estabilizadas muestran menos movimiento. Como detalle, se logra percibir la retirada de un equipo en la zona intermedia (punto negro enmarcado en rojo). Más adelante en el documento, se hace una descripción del comportamiento deformacional en el tiempo.



Figura 11. Desplazamientos medios entre los días 13.09.21 y 13.10.21

Gráfico de velocidad

Para poder hacer un análisis de la velocidad de movimiento es indispensable contar con referencias (zonas estables) dentro de la imagen, que permitan hacer una comparación racional. La división en áreas también evolucionó en la media en que se realizaban los trabajos. Con posterioridad al
redireccionamiento de la cámara, se estableció una nueva perspectiva como se observa en la figura 12, donde las áreas 6, 7, 8, 9 y 10 son las más importantes regiones de interés. El objetivo es claro y consiste en valorar cuan efectivas estaban siendo las medidas de estabilización antes mencionadas. Para ello controlar la velocidad media de movimiento, resulta esencial.



Figura 12. Zonificación final del emplazamiento

Las velocidades medias de movimiento registradas se representan a lo largo de un gráfico de velocidad. Como se puede apreciar (figura 13), la unidad para los valores del desplazamiento relativo que aparecen ploteados es el mili-Pixel/ día, por ello es necesario hacer una calibración a partir del conocimiento del modelo digital de elevación del terreno (MDT), que permite establecer por área los valores medios de equivalencia en milímetros/día, ver tabla 10.

| Área | Calibración de deformación | | |
|------|----------------------------|-------------|--|
| | Vertical | Horizontal | |
| 6 | 36 mm/Pixel | 36 mm/Pixel | |
| 7 | 23 mm/Pixel | 23 mm/Pixel | |
| 8 | 29 mm/Pixel | 29 mm/Pixel | |
| 9 | 22 mm/Pixel | 30 mm/Pixel | |

Tabla 10. Valores de calibración aproximados para las 4 áreas de mayor interés



Figura 13. Estabilización del movimiento una vez concluidos los trabajos de estabilización (área 9)

La figura 14 muestra por ejemplo como en el área 9 el valor medio de desplazamiento relativo en junio (19.06.21) era de 123,99 mili-Pixel/día, que equivale a 2,7mm/día en dirección vertical y 3,7mm/día en horizontal. El valor medio, en esta misma zona, es mínimo en octubre (07.10.21) 10,27 mili-Pixel/día, [0,2mm/día en vertical y 0,3mm/día en horizontal]. Por otra parte, las zonas (3 y 12) que pertenecen a la gravera aun cuentan bloques inestables, en situación de movimiento inminente, se mantiene lógicamente con cierto grado de actividad 70-90 Mili-Pixel/día, es decir entre 3 y 4 mm/día, considerando una equivalencia aproximada de 40mm/Pixel (figura 14).



Figura 14. Áreas con reporte de movimiento remanente (3 y 12) a 17.09.21, en las zonas de gravera

9. CONCLUSIONES

- En la actualidad las barreras flexibles y los terraplenes permiten conseguir, la absorción de impactos con valores energéticos del orden de los 10 MJ.
- La combinación de un muro de hormigón y un sistema de amortiguación es una buena opción, promoviendo que las solicitaciones del impacto se repartan en una mayor superficie.
- El empleo de membranas romboidales de acero de alta resistencia combinadas con la reutilización de neumáticos usados es una solución técnicamente robusta eficiente, alargando la vida útil a cientos de miles de neumáticos usados, muy complejos de reciclar.
- La aplicación de la tecnología al control de deformaciones de laderas inestables hace posible un monitoreo remoto continuo sobre una superficie inestable permite incrementa la eficiencia en la toma de decisiones y la seguridad en las obras. Los algoritmos de última generación para la interpretación de movimientos a partir de imagen en 2D, combinados con un adecuado modelo digital del terreno, permite la interpretación de los movimientos con un adecuado nivel de precisión.
- Durante el período de ejecución de las obras, se garantizó el control detallado de los movimientos en la zona objeto de estudio y corroborar la eficiencia de las medidas de estabilización tomadas.

REFERENCIAS

- Altimir, J. and Collel, X., 2020. Protecció enfront la caiguda de blocs rocosos al p.k. 9+250 de la CG 1, Zona de La Portalada. Euroconsult Andorra. Principat d'Andorra.
- ASTM D6270-17 Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications
- ASTRA 12 006, 2008. Influences because of rockfall on protection galleries. Federal Department of the Environment, Transport, Energy, and Communication. Federal Roads Office. Switzerland

Construction en béton - Correctif C1 à la norme SIA 262:2013

FOEN, 2011. Fallversuche mit Rockfall-XTM /2006-02060/725/01/04/02 No. 01/11

Geobrugg AG, 2022. Documentación Técnica

- Geobrugg-Geopraevent, 2021. Cámara de deformación DEFOX® para monitoreo remoto de inestabilidades en rocas y hielo. Suiza.
- Huertas, J.M., 2019, Noves mesures per ampliar la seguretat a la zona de la Portalada. Govern d'Andorra.
- Meier, L., Wahlen S., 2019. Rockfall alarm system Gumpisch, Axenstrasse., Geopraevent Switzerland.
- Meier, L., Wahlen S. and Kristensen, L., 2018. Monitoring landslide Moosfluh. Optical deformation analysis. Geopraevent Switzerland.
- Meier, L., Wahlen S. and Kristensen, L., 2021. Automatic Deformation Analysis with Cloud Processing of High-Resolution Images with Examples of Veslemannen (Norway) and Trift Glacier (Switzerland) 14th Congress Interpraevent.
- Meier, L., Wahlen, S., Kuster, C., Steinacher, R., 2021. Long-term Monitoring in Bondo: over two Years of Permanent Radar Measurements at Piz Cengalo and seven Years with Debris Flow Alarm System. 14th Congress Interpraevent.
- RAMMS::ROCKFALL, 2022. SLF. Instituto de Investigación de Nieve y Avalanchas, Davos, Suiza Schellenberg, K., 2009. On the design of Rockfall Protection Galleries. *Tesis Doctoral*.

Tire Recycling Riding On, 2020. Global Recycling Magazine https://global-recycling.info/ https://www.felstechnik.ch/

TRABAJOS DE PROTECCIÓN FRENTE A DESPRENDIMIENTOS DE ROCAS Y ESTABILIZACIÓN PROFUNDA EN LA PRESA DE CANELLES - ENDESA

Conesa Baños. FRANCISCO J. (1), Greco Flores. MARCELO (2) y Romana García. MANUEL (3)

⁽¹⁾ ENDESA GENERACIÓN – Responsable Obra Civil Zona Ebro Pirineo Francisco.conesa@enel.com

> ⁽²⁾ Paramassi Ibérica SL - Gerente mgf@paramassi.es

⁽³⁾ Profesor Titular del Departamento de Ingeniería Civil – Transporte y Territorio Escuela de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos Universidad Politécnica de Madrid manuel.romana@upm.es

RESUMEN

Las actuaciones existentes en la Presa de Canelles son un testimonio de cómo han evolucionado las técnicas de estabilización de laderas rocosas a lo largo de más de medio siglo. Desde su construcción se ha intervenido en los macizos de los estribos y se han dispuesto barreras de contención para bloques sueltos. El caso descrito es el conjunto de las actuaciones emprendidas tras un desprendimiento que afectó al desagüe de fondo. Tras este incidente, el gestor de la infraestructura, Endesa Generación, decidió abordar trabajos adicionales para aplicar métodos de trabajo, técnicas, equipos y optimización de recursos para reducir el riesgo en sucesos futuros, y ha contado para ello con la experiencia de Paramassi Ibérica, el artículo describe estas actuaciones, incluyendo el diseño y las obras auxiliares.

1. INTRODUCCIÓN

En noviembre de 2018 se produjo un desprendimiento rocoso de una masa con un peso estimado de 1.800 t. Este desprendimiento partió de la parte intermedia de la ladera del estribo izquierdo, en la cerrada de la presa de Canelles, y afectó a las pasarelas de reconocimiento y al desagüe de fondo, en el paramento de aguas abajo de esta estructura. Rápidamente se realizaron labores de saneo y estabilización, comenzando con la primera toma de datos del talud para realizar un sostenimiento que dotara de mayor estabilidad al macizo frente a desprendimientos como el sucedido.

Las labores de toma de datos consistieron en la observación directa del talud, las galerías del macizo, una inspección de detalle en zonas inaccesibles realizada con personal de trabajos en altura y un levantamiento de la zona con imágenes suficientes para la generación de un modelo tridimensional del terreno mediante fotogrametría.

Con toda la información recogida, además del estudio de la información existente de actuaciones anteriores, incluido el proyecto de construcción de la presa, y asumiendo las necesidades

expresadas por el Gestor, se determinó una actuación en la ladera en cuatro fases, que fueron las siguientes: un saneo global de la ladera, la disposición de una membrana flexible ajustada al relieve, formada por mallas de triple torsión y redes de anillos de acero, el bulonado con anclajes pasivos y la disposición de anclajes activos de estabilización profunda. El objetivo global fue estabilizar el macizo y evitar futuros desprendimientos. Asimismo, y considerando las instalaciones de Endesa Generación al pie de la ladera, se acometieron una serie de obras de protección auxiliares en diferentes puntos, mediante pantallas dinámicas y mallas adosadas.

2. DESCRIPCIÓN DE LA PRESA Y SU MARCO GEOLÓGICO

La Central Hidráulica de Canelles es un aprovechamiento hidroeléctrico de pie de presa, en funcionamiento desde 1960, con una potencia de 108 MW, situado en el río Noguera Ribagorzana. El embalse está creado por la presa, acodalándose en la cerrada que le da nombre. La tipología de la presa es de bóveda de hormigón, siendo su altura de 151 m y su longitud de coronación de 210 m. Dispone de un aliviadero de superficie exento con vertido en túnel en la margen derecha y un desagüe de fondo regulado con una válvula de mariposa, alojada en un recinto en la margen izquierda.

Durante las primeras fases de llenado se pudo comprobar que la impermeabilidad del macizo no era la esperada, apareciendo unas importantes filtraciones aguas abajo. Por ello se abordó la ejecución de varias campañas de impermeabilización y estabilización de los macizos mediante pantallas de inyección desde galerías y en superficie. En el estribo derecho se construyó un muro anclado, mientras que, en el izquierdo, para mejorar la estabilidad del macizo, se construyeron las denominadas *galerías de atado*, túneles de diámetro reducido con un importante revestimiento fuertemente armado y de gran espesor, que atraviesan el estribo en su parte de aguas abajo.

Dentro de la orogenia alpina de la formación de los Pirineos, en sus características láminas cabalgantes de la zona Surpirenaica central, se sitúan las denominadas Sierras marginales, de las cuales forma parte la sierra de Blancafort, en la que se cimenta la presa de Canelles. Estos materiales principalmente mesozoicos, se encuentran sometidos a pliegues de gran escala, resultado de la tectónica regional descrita.



Figura 1. (a) Planta del estribo izquierdo y (b) Corte esquemático de las unidades estratigráficas del estribo izquierdo de la presa de Canelles. Fuente: [3]

La geomorfología, ligada a la geología y la tectónica de la zona, hace que los valles tengan una orientación NO-SE, E-O, reflejos de los pliegues y cabalgamientos descritos. Esto da lugar a los relieves escarpados como la sierra de Blancafort y el valle que forma el vaso del mismo.

Las formas kársticas se han formado en los macizos calizos y a favor de las diaclasas. Las cuevas más importantes de la zona se encuentran precisamente en la sierra de Blancafort. Las formas kársticas de los estribos han perjudicado la impermeabilidad natural de la roca, y por ello fueron necesarias las inyecciones. Sin embargo, no son alteraciones de gran extensión, por lo que no afectan a la estabilidad del macizo rocoso objeto de este estudio.

La cerrada se encuentra en unas calizas masivas con intercalaciones de calcarenitas y calizas margosas, con una potencia estimada de 250 m, que se puede alojar entre el Campaniense y el Maastrichtiense. Tienen un color rojizo, por rubefacción de la matriz. Hacia techo adquieren un carácter más margoso, dándole en principio algo más de impermeabilidad, aunque todo este tramo es muy permeable en su conjunto por la importancia de las diaclasas estudiadas y a la disolución kárstica desarrollada. Es en este tramo en donde se encuentran las importantes cuevas de la zona, pero lejos de la presa.

Las discontinuidades tienen su origen en la formación genética del macizo, por la estratificación y laminación, donde podemos incluir la familia de la Estratificación (E) y de origen tectónico, el resto, afectadas por la relajación de las tensiones por la orografía resultante, compatibles con la formación del anticlinal de Canelles y los esfuerzos tectónicos necesarios.

3. TRABAJOS DE INSPECCIÓN Y VALORACIÓN

Se planteó una campaña de toma de datos geométricos y estructurales complementaria a los datos que los que ya disponía Endesa Generación, sobre la estructura de la roca y discontinuidades, con un inventario de medidas de orientación y buzamiento y un conjunto extenso de estaciones geomecánicas en todo el entorno de la cerrada. Esta campaña consistió en inspecciones visuales directas, vuelos con pasadas con solape con dron, campaña de toma de imágenes con fotografías y video de detalle, y un levantamiento fotogramétrico.

La suma de los datos ya existentes con los resultados de estas tomas de datos adicionales permitió generar un Modelo Digital del Terreno, contar con una evaluación estructural del macizo y una geometría muy precisa del problema. Con este modelo tridimensional del macizo, y observando virtualmente las discontinuidades, se determinaron los diferentes bloques, la planimetría y los volúmenes de roca que debían tratarse. Todos estos componentes se unieron en los modelos empleados para el cálculo de la estabilización necesaria.

Así fue posible establecer una división por bloques, y una prioridad en su tratamiento en función del riesgo de afección a la infraestructura- Además, se realizó un estudio de trayectorias de los posibles desprendimientos y la eventual amenaza a las áreas en uso, lo que permitió optimizar los recursos.



Figura 2. Vista de los trabajos de colocación de mallas por encima de la coronación de la presa.

4. CONDICIONANTES IMPUESTOS POR LAS INFRAESTRUCTURAS EXISTENTES

Los condicionantes establecidos por la propiedad fueron que la instalación debía seguir en funcionamiento durante los trabajos, con minimización del riesgo añadido, y el mantenimiento de la circulación por todas las pistas y carreteras durante los trabajos. Esto, unido a las características de la misma, tales como accesos disponibles, gálibos y alturas, proximidad de las zonas en las que se actuaría a instalaciones eléctricas, y la consideración de trabajos en condiciones meteorológicas desfavorables, obligó al uso de medios no convencionales, como trabajos verticales, grúas de gran altura y, para la logística de algunos elementos, el uso de helicóptero.

La gestión de estos equipos especializados, y de coste unitario elevado, requiere una coordinación muy importante entre las empresas participantes, siempre con el objetivo primario de mantener la seguridad de las personas, y el secundario de contar con una logística optimizada y eficaz.

5. SANEO. PROTECCIÓN SUPERFICIAL.

Las primeras tareas tras el desprendimiento consistieron en la delimitación de zonas en las que pudieran caer bloques, y un saneo intenso de la ladera, con especialistas trabajando con técnicas de trabajos verticales, inspeccionando de cerca los bloques, y desplazando pequeños bloques inestables, o que pudieran ser movilizados por las cuerdas o medios disponibles. Libres ya del riesgo de desprendimientos inmediatos, fue posible proceder al reconocimiento profundo del área a tratar, y a la fase de protección frente a desprendimientos superficiales.

Para esta fase de protección de la infraestructura frente a la caída de eventuales bloques superficiales se instalaron más de 25.000 m² de malla de triple torsión y 11.200 m² de redes de anillos de acero de alto limite elástico. Las membranas se fijaron con hasta 2.400 m de bulones pasivos de diferentes longitudes, para por un lado fijar puntualmente bloques rocosos de tamaño medio y por otro poder retener los posibles bloques de tamaño medio y pequeño, sujetándolos entre los paños de la cuadrícula realizada. Para lograr un mejor ajuste a la ladera, y el refuerzo de la resistencia de retención de las membranas, se dispusieron más de 13.000 m cables de acero. Las redes de anillos mantienen una excelente resistencia mientras que pueden ajustarse perfectamente a geometrías tanto regulares como irregulares; ambas situaciones se daban en la ladera.

6. PLANTEAMIENTO GENERAL DE LA SOLUCIÓN: ALTERNATIVA FRENTE AL MURO ANCLADO

La amenaza de caída de bloques en este estribo se ve gobernada por la geometría de las discontinuidades. Se identificaron los posibles desprendimientos de bloques mediante roturas planas y en cuña. Si se impide el desplazamiento a favor de las juntas se elimina el riesgo de roturas por pandeo y por vuelco, ya que estos fallos requieren inicialmente un deslizamiento que facilite la apertura de grietas o juntas en los planos de debilidad, o el fallo por pandeo.

De los reconocimientos efectuados, y de la información incluida en el Anejo de Geotecnia, se identifican los bloques indicados en la figura 3, a partir de la geometría presentada en la figura 4. Cabe añadir que las discontinuidades que limitaban los bloques fueron evaluadas mediante la su reconstrucción fotogramétrica, y una posterior confirmación visual. El modelo 3D permitió también medir distancias y separaciones, así como la diferencia con la planeidad de las discontinuidades. Estas medidas nunca hubieran podido establecerse por métodos manuales. Además, el modelo permitió observar con detalle zonas de muy difícil acceso.



Figuras 3 y 4. (3) Definición de bloques según el Grupo de riesgo y (4) Vista del Modelo Digital del Terreno del estribo izquierdo de la presa de Canelles.

Las actuaciones existentes en la presa, que datan de la construcción y años posteriores, son en la margen derecha un muro de hormigón y en la margen izquierda las mencionadas galerías de atado, tienen objetivos diferentes de la actuación que ahora se plantea. Se hicieron para consolidar los estribos como apoyos de la presa, aunque de manera indirecta el muro evita los desprendimientos en la zona de actuación.

La solución de mallas y redes de acero de la primera actuación son una solución complementaria y compatible con la solución de anclajes que se diseña ahora: los anclajes inmovilizan de forma activa los bloques decamétricos, y las mallas son un sostenimiento pasivo orientado a contener bloques desde tamaño centimétrico a métrico. Un bloque de uno a dos metros que cayera desde una altura de decenas de metros constituye un riesgo grande para las instalaciones, y debe ser controlado.

Tomando como ejes de referencia los marcados en la figura 3, se determinaron tanto las dimensiones de los bloques como las familias de juntas en las que están apoyados o pudieran eventualmente deslizar. Se han definido los 15 bloques que independientemente se pueden evaluar y los que conjugados con los adyacentes que también pueden ser inestables. En algunos casos se han tenido en cuenta subdivisiones de bloques, como en el caso de los bloques 2F1 y 3B1, por su singularidad.

Se procedió a la identificación de cada bloque, asignando a cada uno un número y una letra. En función de la amenaza que cada bloque constituye para la infraestructura, se consideraron tres grupos, que son los siguientes:

| Grupo I, | Bloques exentos, sin apoyo en la base, o extraplomados. |
|------------|--|
| Grupo II, | Bloques apoyados en la base que, en caso de fallar, caen hacia la presa. |
| Grupo III, | Bloques que, en caso de fallar, no caerían hacia la presa. |

La amenaza de cada grupo es menor que la del grupo anterior. Para el diseño del sostenimiento necesario es preciso establecer los umbrales de seguridad que sirvan de base para una estimación fiable del grado de estabilidad del talud. Evaluando las recomendaciones habituales y los niveles de riesgo definidos, se establecen para todos los bloques, y en situación definitiva, bajo cargas permanentes en seco un coeficiente mínimo de 1,50; para situaciones excepcionales bajo cargas no permanentes (agua y hielo) 1,50 para los bloques de los grupos I y II, y 1,2 para los bloques del Grupo III, que eran los menos desfavorables, ya que su movilización no pondría en riesgo la presa.

Se optó por una solución mediante anclajes de barra, desestimándose otras opciones como anclajes de cable, muros, etc. para este caso, por ser menos adecuados o de coste más elevado. Los anclajes de barra de acero, aunque tienen una capacidad de carga máxima menor que los de cable, son más adecuados por la posibilidad de unir varios tramos, facilitando así toda la logística, desde su transporte hasta cualquier punto de la ladera hasta su manipulación in situ.



Figura 5. Cesta sostenida por grúa para la ejecución de anclajes, estribo izquierdo de la presa de Canelles.

La elección del tipo de anclaje de barra estará determinada por su capacidad mecánica, por la dificultad de su construcción y manejo, por el coste y su disponibilidad inmediata en el mercado. Para ello se tomó cada bloque o conjunto de bloques de manera independiente, sin tener en cuenta la trabazón entre ellos, lo que está del lado de la seguridad. La trabazón ente bloques contribuye a una mayor estabilidad del conjunto.

El anclaje de barra de alta resistencia debe considerarse permanente, y no provisional, al construirse para una duración superior a dos años. Por lo tanto, se tiene que asegurar su durabilidad en todo su conjunto, tendón y cabeza. También se ha de tener en cuenta la inclinación de la perforación, desde el punto de vista estructural y de imprecisiones en la ejecución.

Para determinar la idoneidad de las posibles soluciones se realizó una campaña de ensayo de anclajes de barra con inyección de lechada y con cartuchos de resina en el túnel en roca viva excavado en el macizo, al que se accede desde la coronación de la presa. Los resultados de los ensayos en los anclajes con resina no fueron completamente satisfactorios, pero sí los de lechada, optándose finalmente por esta solución.

Con todos los datos, tras un estudio comparativo y con la experiencia en trabajos similares, se concluye que la opción más conveniente, desde el análisis técnico-económico, es la correspondiente a los bulones tipo Gewi⁺35, con un diámetro mínimo de perforación de 75 mm y una inclinación de 20° más de la perpendicular a la ladera, con inyección de lechada de cemento tipo 42,5-R, para obtener una resistencia característica mayor de 25 MPa, una carga de tesado nominal del acero mediante gatos y una longitud mínima de bulbo de 3 m.

Para cada bloque y para cada grupo de bloques se determinó el número de anclajes total con las premisas anteriores, con el factor de seguridad objetivo determinado. Las longitudes nominales de los anclajes se hallaron considerando la longitud de bulbo, la potencia del bloque que se sujeta, que debe ser atravesado, y el restante necesario para las labores de tesado. La longitud real se hizo redondeando este valor a una longitud comercial disponible.

7. EJECUCIÓN DE LA ESTABILIZACIÓN PROFUNDA

Una vez definidas las características de los anclajes, se replantearon inicialmente de forma virtual en el MDT creado, adaptándose a las discontinuidades, espesores y forma de cada bloque o grupo de ellos. Esta distribución de la posición de cada anclaje, creada en gabinete, se ajustó en campo, y permitió la creación de varios tajos. Para la perforación se usaron martillos perforadores a rotopercusión en cabeza y fueron manejados por personal especializado en trabajos verticales y desde una cesta suspendida de una grúa.

Con la grúa se introdujeron las barras preparadas, con doble protección, con los centradores y vainas en la zona libre, preparadas con los conductos de inyección y purga correspondientes. Tras el fraguado de la lechada se procedió al tesado de los anclajes hasta la carga nominal del bulón Gewi 35+. Para ello se usaron gatos hidráulicos sobre las cestas suspendidas. Tras ello se recortaba el sobrante de cada anclaje, de haberlo, y se colocaba la caperuza de protección. El 100 % de los bulones fueron tesados siguiendo el protocolo respectivo, como garantía de calidad. Posteriormente, se marcaron gran parte de ellos con prismas para su control topográfico durante la continuación de la explotación de la obra, y poder detectar eventuales movimientos.

8. OBRAS AUXILIARES

Las pantallas dinámicas complementarias se disponen aguas abajo del estribo, y se justifican por la actividad habitual de personas en las instalaciones que protegen, además de su elevado valor

económico. Se replantearon teniendo en cuenta la zonificación de los diferentes espacios y zonas de trabajo. Las pantallas dinámicas, como se sabe, permiten recoger bloques hasta una cierta energía mediante la acción de disipadores de energía unidos a membranas de gran resistencia al punzonamiento. La combinación de estas protecciones con las actuaciones activas en el talud, consistentes en mallas, redes y anclajes, permite optimizar costes y asegurar un control de riesgos eficaz y eficiente.

Tras buscar los emplazamientos más adecuados para las pantallas, se decidió la instalación de 95 m de pantallas de una energía de 150 kJ, 70 m de 660 kJ, 50 m de 1500 kJ y 80 m de 3000 kJ, respectivamente.



Figura 6. Colocación de elementos de pantallas dinámicas con grúa.

9. TRABAJOS DE IMPLANTACIÓN: ACCESOS Y EMPLAZAMIENTOS / GRÚAS Y HELICÓPTEROS

El filtro final que se ejerce sobra cada una de las soluciones técnicas adoptadas en este trabajo fue la Seguridad y Salud de los intervinientes y la adecuada accesibilidad a los tajos. Con estos requisitos se desarrolló una logística que permitiera, dentro de mantener las afecciones en unos mínimos seguros, la optimización de costes y la minimización de operaciones. Como se puede ver, la altura de los taludes en los que se actúa supera los 160 m, y era preciso ejecutar unidades de obra muy lejos de los accesos existentes, la pista de pie de presa y la carretera de su coronación.

Por todo ello, se han empleado grandes grúas autopropulsadas de 450 t de peso y hasta 115 m de altura) en el pie de presa, y otras dos de 150 y 250 t en la coronación. El objetivo era acortar los plazos de ejecución manteniendo dos tajos en la margen izquierda, tanto desplegando materiales y sustentando las cestas para los equipos perforadores como en las propias labores de ejecución de los anclajes.

Fue fundamental la participación de personal cualificado en trabajos verticales, combinando las técnicas de escalada con los medios convencionales, sobre todo en el tendido de las mallas y redes de anillos. En la instalación de las pantallas dinámicas, además de los medios anteriores, se empleó un helicóptero como medio de carga y despliegue logístico. Dados los requisitos meteorológicos para volar el helicóptero, y su coste, es preciso hacer un ajuste fino de la logística y coordinación de los equipos.

Estos medios se han utilizado en cuatro fases desde diciembre de 2018 hasta abril de 2021, según las actividades, desde el saneo inicial, la instalación posterior de las protecciones y la estabilización profunda en la margen izquierda, y las obras auxiliares en las dos márgenes y accesos a la central.

10. CONCLUSIONES Y LECCIONES APRENDIDAS

Si bien la cerrada de Canelles constituye un excelente enclave para la ubicación de una presa, la calidad del macizo rocoso no cumple todo lo necesario para este desempeño, sin actuaciones adicionales para mejorar la infraestructura. La rápida evolución de la Mecánica de rocas en las últimas décadas ha contribuido a poder asegurar el macizo con las técnicas y tecnologías existentes en cada momento. Estas técnicas se han empleado con acierto, y la infraestructura ha sido explotada con éxito durante décadas, y su conservación y mejora ha llevado a actuaciones adicionales empujadas por los cambios tecnológicos y sociales, marcadamente todo lo relacionado con la protección de los trabajadores y la seguridad y salud.

Recientemente se produjo un desprendimiento rocoso local, en relación con las dimensiones de la ladera, si bien importante por su tamaño. Resultó dañado el desagüe de fondo, y con ello se ha puesto de manifiesto la necesidad de realizar un sostenimiento de los bloques más superficiales, que, si bien no afectan a la estabilidad del macizo, sí pueden afectar a la operación de la infraestructura y al personal de explotación y conservación.

Esta estabilización profunda de los grandes bloques se ha realizado con anclajes de barra activos, mientras que los bloques de menor tamaño -entre decimétrico y métrico- se han estabilizado con mallas de triple torsión y redes de anillos de acero con alto límite elástico, que, combinados con anclajes más cortos de barra, contribuyen a su contención y estabilización. Para el cálculo de los anclajes se ha partido de la evaluación de su factor se seguridad inicial, definiendo una consolidación hasta lograr el factor de seguridad objetivo, según la amenaza que constituye cada bloque.

Las grandes dimensiones y ubicación de la infraestructura, con su relieve abrupto y laderas de gran inclinación, han obligado -para acortar plazos y mejorar la logística- al uso de medios y técnicas no habituales, como grandes grúas, trabajos verticales y helicópteros, lo que también ha condicionado las soluciones elegidas.

Teniendo siempre en primer plano la seguridad del personal y la optimización de los recursos, estas obras las realizan las personas, que se coordinan y trabajan juntas desde empresas como Endesa Generación y, en este caso, Paramassi Ibérica, aportando experiencia, nuevas técnicas, adaptabilidad y mentes abiertas.



Figura 7. Izado de cargas desde la coronación de la presa.

11. REFERENCIAS

- Romana García, M., 2019. "Proyecto de sostenimiento de ladera en el estribo izquierdo de la presa de Canelles, Os de Balaguer, provincia de Lleida". No publicado.
- Vallarino, Eugenio, 1998. "Tratado Básico de Presas", 2 tomos, 4ª. Edición, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos,
- Millet, G. y Álvarez, A. 1973 "Impermeabilización del macizo Kárstico de Canelles" Revista de obras públicas.

Fondos fotográficos de Paramassi Ibérica. No publicados.

Vera Torres J.A., 2004. "Geología de España". Salamanca: Sociedad Geológica de España.

ADAFINDER PARA EL ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS DEL TERRENO ESTIMADOS MEDIANTE INTERFEROMETRÍA RADAR DE APERTURA SINTÉTICA (INSAR)

M. Cuevas-González (1), O. Monserrat (1), A. Barra (1), C. Reyes-Carmona (2), R.M. Mateos (2), J.P. Galve (3), R. Sarro (2), M. Cantalejo (3), J.A. Luque (2), J.M. Azañón (3), A. Millares (3), M. Béjar-Pizarro (2), J.A. Navarro (1), L. Solari (1)

 (1) Remote Sensing Department, Geomatics Division Centre Tecnològic de Telecomunicacions de Catalunya (CTTC/CERCA) maria.cuevas@cttc.es, oriol.monserrat@cttc.es, anna.barra@cttc.es, jose.navarro@cttc.es, lorenzo.solari@cttc.es

 (2) Geohazards InSAR Laboratory and Modelling Group (InSARlab) Geological and Mining Institute of Spain (IGME-CSIC)
c.reyes@igme.es, rm.mateos@igme.es, r.sarro@igme.es, ja.luque@igme.es m.bejar@igme.es

(3) Departamento de Geodinámica. Universidad de Granada jpgalve@gmail.com, marinacantalejoibaniez@gmail.com, jazanon@go.ugr.es, mivalag@gmail.com

RESUMEN

La monitorización continua de áreas propensas a riesgos geológicos es imprescindible para detectar riesgos, entender los fenómenos que ocurren en dichas regiones y prevenir desastres. La interferometría radar de apertura sintética (InSAR) se ha convertido en una técnica consolidada para la detección y monitoreo de desplazamientos del terreno. Las técnicas basadas en InSAR permiten procesar extensas áreas de terreno proporcionando una gran cantidad de medidas a bajo coste. Sin embargo, los resultados proporcionados por tales técnicas no suelen ser fáciles de interpretar por usuarios no experimentados, lo que dificulta su uso por parte del personal responsable de la toma de decisiones. En este trabajo se utiliza la herramienta ADAfinder, desarrollada con el objetivo de facilitar la gestión, el uso y la interpretación de los resultados basados en InSAR, y se muestra un ejemplo de su uso en la zona costera de Granada (España).

1. INTRODUCCIÓN

La interferometría radar de apertura sintética (*Interferometric Synthetic Aperture Radar*; InSAR) se ha convertido en los últimos años en una técnica consolidada en el campo de la detección y monitorización de los desplazamientos del terreno. Las técnicas basadas en InSAR permiten procesar áreas tanto a escala regional como local, incluso al nivel de edificios individuales, proporcionando un gran número de medidas a bajo coste [1,2,3]. Sin embargo, los resultados generados por tales técnicas generalmente no son fáciles de entender, con frecuencia resultando una tarea ardua y costosa en tiempo para aquellos usuarios que no están familiarizados con los datos radar, y requiriendo un experto para interpretar dichos resultados [4].

La disponibilidad de datos gratuitos adquiridos por el satélite Sentinel-1 del programa Copérnico desde 2014, ha promocionado el uso de esta técnica en las actividades institucionales de gestión de riesgos. La consolidación de las técnicas InSAR se promueve mediante la financiación de programas regionales, nacionales y europeos dirigidos a investigar y mejorar el rendimiento del procesamiento y ampliar el uso operativo y la aplicación de los resultados InSAR para monitorear los desplazamientos del terreno [5].

En este contexto, el desarrollo de metodologías y herramientas para automatizar el análisis de datos y facilitar la interpretación de los resultados es necesario para mejorar el uso operativo de las técnicas InSAR. En este trabajo se presentan una serie de herramientas desarrolladas en el marco de los proyectos MOMIT, SAFETY, U-Geohaz. Además, se muestra un ejemplo de uso en el marco del proyecto RiskCoast, cuyo objetivo principal es el desarrollo de herramientas, metodologías y soluciones innovadoras orientadas a la prevención y gestión de riesgos geológicos en la costa vinculados al cambio climático.

El trabajo presentado es un ejemplo de uso multiescala de InSAR para aplicaciones de riesgos geológicos utilizando la herramienta ADA*finder* [4] desarrollada con el objetivo de facilitar la gestión, el uso y la interpretación de los resultados basados en InSAR. El mapa de velocidad de deformación y las series temporales de desplazamiento se han estimado sobre el área de interés situada en Granada (España) mediante el procesado de imágenes radar de apertura sintética (*Synthetic Aperture Radar*; SAR) Sentinel-1 (A y B). A partir de estos resultados iniciales se realiza una extracción semiautomática de las Áreas de Desplazamiento Activo (ADA) más significativas utilizando la herramienta *ADAFinder* [4]. Se muestra la aplicación de dicha herramienta al sitio de prueba del proyecto Riskcoast en Granada (España). Estas herramientas respaldarán la explotación del proyecto *European Ground Motion Service* (EU-GMS), que proporciona información coherente, regular y fiable sobre los fenómenos naturales y antropogénicos que generan movimientos del terreno en toda Europa [5].

2. METODOLOGÍA

En este trabajo se han procesado un total de 210 imágenes SAR Sentinel-1 *Interferometric Wide* (IW) *Single Look Complex* (SLC) adquiridas en geometría ascendente durante el período que va de mayo de 2017 a marzo de 2021. La resolución espacial de los datos Sentinel-1 es de aproximadamente $4 \times 14 \text{ m}^2$. En concreto, se han procesado dos *swaths* y ocho *bursts* para cubrir el área de interés. Se han utilizado imágenes de los satélites Sentinel-1A y B con un muestreo temporal mínimo de 6 días. Los productos interferométricos se procesaron usando el modelo digital de elevaciones SRTM proporcionado por la NASA. Finalmente, se generaron 985 interferogramas redundantes con una base temporal máxima de 30 días.

La metodología aplicada en este estudio para generar los mapas de ADAs es un procedimiento de varios pasos que incluye dos etapas principales: procesado InSAR y extracción de las ADAs. El objetivo de la etapa de procesado InSAR del procedimiento es generar la información de deformación del área de interés a partir de las imágenes SAR. En este estudio se ha utilizado la cadena Interferométrica de Dispersión Persistente de la Unidad de Investigación de Geomática (PSIG) del CTTC descrita en [7]. Los pasos principales del procesamiento InSAR realizado en este estudio son: (1) generación de los interferogramas; (2) selección de una red de interés para localizar y eliminar aquellos interferogramas caracterizados por baja coherencia (por ejemplo, períodos de nieve en áreas montañosas); (3) selección de puntos basada en la dispersión de amplitud; (4) estimación del error topográfico residual para posteriormente eliminarlo de los interferogramas originales; (5) desenrollado 2+1D de la fase de los interferogramas que genera un conjunto de N imágenes de fase desenrollada, que se ordenan temporalmente en correspondencia con las fechas de las imágenes SAR procesadas, en lo sucesivo denominadas

series temporales de deformación (STD); (6) estimación de la componente atmosférica de la fase utilizando filtros espacio-temporales para posteriormente eliminarla de los STD generados en el paso anterior; (7) estimación de la velocidad de deformación a partir de los STD y; (8) geocodificación de los resultados.

El producto final de la etapa de procesado InSAR es un mapa de deformación compuesto por un conjunto de puntos de medida seleccionados, denominados dispersores persistentes (*Persistent Scatterers*, PS), con información sobre la velocidad de deformación estimada en la línea de visión del radar (LOS) y la deformación acumulada en cada fecha de adquisición de las imágenes Sentinel-1, es decir, las STD.

El objetivo principal de la etapa de extracción de las ADAs es la identificación y mapeo de aquellas áreas en las que el procesado PSIG ha detectado y medido deformación. Para ello se ha utilizado la herramienta ADAfinder [4, 6, 8]. El producto de entrada de esta etapa es el mapa de deformación del área de interés generado en el paso anterior. El ADAfinder incluye la opción de filtrar en el mapa de deformación de entrada aquellos PS aislados o con valores atípicos, lo cual se ha llevado a cabo en este estudio para facilitar la detección de las ADAs y evitar falsos resultados en el mapa final. El ADAfinder emplea la información contenida en el mapa de deformación filtrado para definir cada ADA en función de su ubicación y la densidad de PS, es decir, es necesario definir algunos umbrales como el número mínimo de PS que forman un ADA o el área de influencia de cada PS. El número mínimo de PS que conforman un ADA se fijó en 5 y el área de influencia de cada PS se fijó en 26 m. Finalmente se calcula un índice de calidad (QI) que determina el nivel de ruido y la consistencia de las STD de los PS que forman cada ADA. El QI va desde la Clase 1, que representa aquella ADA caracterizada por STD de muy alta calidad, hasta la Clase 4. Específicamente, la Clase 1 significa ADA y STD fiables; Clase 2 significa ADA fiable, pero se recomienda un análisis adicional de la STD; Clase 3 significa ADA fiable pero la STD no se puede explotar; y la Clase 4 denota una ADA no fiable. Para obtener información detallada sobre el procedimiento para identificar las ADAs y evaluar su calidad, consulte [4, 6].

Los resultados de la etapa de extracción de las ADAs son dos archivos *shapefile* que contienen el mapa de deformación filtrado y el mapa de las ADAs. En cuanto al mapa de deformaciones filtrado, el usuario puede decidir si desea mantener todos los PS filtrados disponibles en el área de interés o simplemente mantener los PS incluidos en las ADA extraídas. El mapa de ADAs contiene los polígonos que definen los límites de las ADAs.



Figura 1. Mapa de velocidad de deformación de una sección de la autovía A-7 entre las localidades de La Gorgoracha y La Rábita (Granada, Spain). Las áreas A y B, amplificadas y enmarcadas en azul y blanco, muestran las zonas de estudio mostradas en las Fig. 2 y 3, respectivamente.

3. RESULTADOS

En esta sección se describen los resultados del procesado InSAR y la aplicación de la herramienta *ADAfinder* a la región de interés. En concreto, nos vamos a centrar en dos infraestructuras críticas situadas en el área de estudio, un tramo de la autovía A-7 (Fig. 1) a su paso por la provincia de Granada (España) y el Embalse de Rules (Fig. 4), por su relevancia en las comunicaciones y abastecimiento de agua de la zona.

A. Tramo de la autovía A-7

La Fig. 1 muestra el mapa de velocidad de deformación generado con el procesado InSAR en un tramo de la autovía A-7 de aproximadamente 40 km entre La Gorgoracha y La Rábita (localidades situadas en la provincia de Granada, España). Los puntos verdes indican estabilidad, los colores rojos indican movimientos alejándose del satélite y los colores azules movimientos hacia el satélite. En ese tramo de la autovía A-7 se midieron un total de 6.850 PS y varios sectores viales afectados por fenómenos de deformación fueron detectados. Estas zonas inestables se localizan en los taludes o en el pavimento de la autovía A-7 como se puede observar en las Fig. 2 y 3.

La herramienta ADAfinder extrajo 29 ADAs en el tramo de 40 km de la autovía A-7 objeto de estudio, de las cuales 15 presentan QI=1, 3 QI=2, 3 corresponden a QI=3 y, finalmente, 8 a QI=4. Las siete ADA extraídas en la sección del A-7 que se muestra en la Fig. 2 exhiben diferentes valores de QI y, por lo tanto, diferentes niveles de fiabilidad. Por ejemplo, el ADA (a) es fiable como indica su QI=1. En este caso, las STD (Fig. 2a) que se presentan como ejemplo muestran un bajo nivel de ruido y un comportamiento de deformación constante con movimientos que se alejan del satélite de hasta -60 mm. Por el contrario, el ADA (b), con un QI=4, representa la calidad más baja que se puede extraer y las STD de tres de los PS (Fig. 2b) que componen ese ADA muestran un mayor nivel de ruido y un comportamiento de deformación diferente. En este caso, la STD3 muestra un movimiento casi lineal alejándose del satélite que parece estabilizarse al final del período de observación con un desplazamiento máximo de hasta -70 mm, STD4 muestra estabilidad al comienzo del período de observación seguido de una pequeña ventana de tiempo donde hay un alejamiento del satélite y luego estabilidad con un desplazamiento máximo de -40 mm, y finalmente la STD5 presenta un menor alejamiento del satélite al comienzo del período de observación y se mantiene más o menos estable en comparación con las otras dos STDs.



Figura 2. Mapa de ADAs de la zona A enmarcada en azul en la Fig. 1, con dos ADAs amplificadas (a and b) que afectan a dos sectores de la autovía A-7. El mapa de velocidad de deformación de los PS activos que muestran inestabilidad son ilustrados en este mapa. El ADAfinder ha filtrado los PS estables. Dos STD de cada sector se muestran como ejemplo.



Figura 3. Mapa de ADAs de la zona B enmarcada en blanco en la Fig. 1. En esta zona se han extraído dos ADAs con QI=1 y QI=4. El mapa de velocidad de deformación de los PS activos que muestran inestabilidad son ilustrados en este mapa. El ADAfinder ha filtrado los PS estables. Las STD de dos de los PS que forman parte del ADA enmarcada en blanco se muestran como ejemplo.

La Fig. 3 ilustra otro sector de la autovía A-7 donde se han extraído tres ADA (Fig. 3b), dos de las cuales tienen QI=1 y la otra QI=4. Las STD (Fig. 3c) que se muestran como ejemplo muestran un bajo nivel de ruido, un comportamiento similar pero un desplazamiento máximo diferente. Este es un buen ejemplo para mostrar el enfoque de filtrado del *ADAfinder*. La Fig. 3a muestra el mapa de velocidad generado por InSAR y la Fig. 3b solo aquellos PS conservados después de filtrar los PS que muestran estabilidad (puntos verdes) y los PS aislados o que no cumplen con el criterio de 5 PS establecido para formar un ADA.

B. Embalse de Rules

El embalse de Rules es la segunda infraestructura crítica ubicada en el área de estudio que se analizará más a fondo en este trabajo debido a su relevancia para el abastecimiento de agua en la zona. La Fig. 4a ilustra el mapa de ADAs generado para el embalse y sus alrededores. En esta zona se han detectado un total de 24 ADAs con diferentes niveles de QI. Por su trascendencia, nos centramos en dos ADAs detectadas sobre un viaducto y en el talud situado en la parte suroeste de dicho viaducto (Fig. 4). Todos los PS pertenecientes al ADA ubicados sobre el viaducto (Fig. 4b) muestran movimientos hacia el satélite (puntos azules) mientras que los PS ubicados en el ADA sobre el talud muestran movimientos alejándose del satélite (puntos rojos). Las STD de los



Figura 4. (a) Mapa de ADAs del embalse de Rules con dos áreas enmarcadas en blanco y azul (mostradas en la Fig. 5). (b) Amplificación de la zona enmarcada en blanco (a). (c) STDs de un PS situado en el ADA extraída en el viaducto (b) que muestra movimientos hacia el sensor (línea azul) y un PS situado en el ADA detectada en la ladera sudoeste de (b) que muestra movimientos alejándose del satélite (línea roja).

PS ubicados en cada ADA proporcionan información muy útil sobre los fenómenos de deformación que se están produciendo en dichas zonas. En la Fig. 4c se muestra una STD representativa de los PS que forman cada una de las dos ADAs. Las STD del viaducto, representadas con puntos azules, muestran un desplazamiento estacional que podría ser compatible con un fenómeno de dilatación térmica característico de los viaductos y un desplazamiento por levantamiento a partir de finales de 2018. Los PS ubicados en el ADA extraída en el talud (puntos rojos) muestran un desplazamiento alejándose del satélite comenzando en el mismo período que el movimiento de levantamiento detectado en el viaducto.

Además, la Fig. 5 muestra dos ADAs detectadas en los taludes de corte de una carretera que rodea el embalse. En la Fig. 5b se muestra una STD representativa del desplazamiento detectado por el procesamiento InSAR. Esta STD muestra un movimiento lineal alejándose del satélite con desplazamientos de hasta 100 mm. El movimiento detectado en estas ADAs es compatible con un deslizamiento de ladera que podría suponer un riesgo para la vía.

4. DISCUSIÓN

El trabajo presentado en este artículo representa una integración de la cadena de procesado PSIG y la herramienta *ADAfinder* desarrolladas por la Unidad de Investigación de Geomática del CTTC. El objetivo principal es simplificar y facilitar la interpretación del mapa de velocidad y las STD resultantes de la cadena de procesado PSIG mediante la identificación semiautomática de áreas inestables o ADAs con la herramienta *ADAfinder*. Resulta fundamental enfatizar que la detección de ADAs no supera las limitaciones intrínsecas de las técnicas InSAR, es decir, la ausencia de ADAs no implica necesariamente estabilidad, ya que también podría implicar un movimiento no detectable debido a una geometría desfavorable [9] o falta de información ocasionada por baja coherencia.

Se han analizado dos zonas de interés, situadas en la Provincia de Granada (España), por su importancia en las comunicaciones y abastecimiento de agua en la región. El primero corresponde a un tramo de aproximadamente 40 km de la autovía A-7 que se ha visto afectado por deslizamientos de laderas y roturas de taludes en varios tramos de su recorrido a su paso por la provincia de Granada (España). InSAR y la herramienta *ADAfinder* se han utilizado para evaluar y controlar la estabilidad de la carretera. En esta zona de interés se han detectado un total de 29 ADAs, de las cuales 18 muestran QI 1 o 2 y 11 QI 3 o 4. Un usuario experimentado podría explotar la información de las STD asociadas a los PS pertenecientes a ADAs de baja calidad, es decir, QI



Figura 5. Mapa de ADAs y mapa de velocidad de deformación de la zona enmarcada en azul en la Fig. 4. El QI de las dos ADAs es QI=1. STD de un PS representativo de la zona inestable.

3 y 4. Sin embargo, para usuarios no expertos, la información proporcionada por el QI relacionada con la fiabilidad de las ADAs extraídas podría resultar útil para decidir contemplar, por ejemplo, solo aquellas ADAs que muestren QI 1 y 2, sin tener en cuenta los QI 3 y 4. En cualquier caso, la metodología explotada en este trabajo ha sido capaz de detectar, con un alto grado de fiabilidad, 18 sectores de la autovía A-7 caracterizados por inestabilidad que pueden suponer un riesgo para las comunicaciones en la región así como para los conductores que utilizan esa vía. Además, un análisis exhaustivo de las 11 ADAs restantes indica que la información contenida en algunas de las STD de los PS que componen dichas ADAs puedan ser explotadas por intérpretes experimentados.

En cuanto al embalse de Rules, es sabido que varias laderas alrededor de este embalse están afectadas por procesos de inestabilidad. Las ADAs ubicadas a lo largo de la carretera (Fig. 5a) están relacionadas con el deslizamiento de tierra de El Arrecife, un deslizamiento amplio y complejo descrito en [10, 11] que puede implicar un peligro potencial no solo para la carretera sino también para todo el embalse y su entorno. En esta región se han detectado 24 ADAs con diferentes niveles de QI. En concreto, 14 de ellas tienen QI 1 o 2 y las otras 14 QI 3 o 4. Muchas de las ADAs extraídas en esta región están ubicadas en taludes aislados que podrían no presentar demasiado riesgo. Sin embargo, algunos de ellos afectan a dos infraestructuras relevantes, un viaducto y una carretera.

Los resultados obtenidos demuestran que el método aplicado en este trabajo puede resultar útil para una detección rápida y semiautomática de riesgos geológicos. La herramienta *ADAfinder* permite evaluar los productos InSAR de un modo dinámico y ágil con el fin de detectar áreas inestables críticas que puede ser utilizada fácilmente por Protección Civil y los servicios geológicos.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta la metodología implementada para la detección y análisis de desplazamientos del terreno basada en técnicas de satélite InSAR y la herramienta ADAfinder, y una descripción y análisis de los resultados obtenidos para un área regional situada en la provincia de Granada (España). Se ha demostrado la complementariedad de la técnica PSIG InSAR y la herramienta ADAfinder. Por un lado, las técnicas InSAR son capaces de proporcionar medidas de desplazamiento en grandes áreas a bajo coste, pero la dificultad para interpretar esos resultados por parte de usuarios no expertos dificulta su uso por parte de personal encargado de la toma de decisiones. Por otro lado, la herramienta ADAfinder permite una identificación semiautomática de las áreas críticas inestables, es decir, las ADAs, satisfaciendo la necesidad de herramientas de post-procesado que faciliten la interpretación de los resultados basados en InSAR. La herramienta ADAfinder podría aprovecharse para obtener una selección rápida de áreas de deformación. Sin embargo, es posible un análisis e interpretación avanzados con la combinación de todos los resultados presentados en este trabajo. Un análisis integrado del mapa de velocidad de deformación, los TSD y el mapa ADA podría resultar muy útil para interpretar los procesos geológicos y geotécnicos que afectan áreas amplias. Además, este conjunto de técnicas respaldará la explotación del European Ground Motion Service (EU-GMS), que proporcionará información coherente, regular y fiable sobre los fenómenos naturales y antropogénicos de movimientos terrestres en toda Europa.

REFERENCIAS

Carlà, T., Intrieri, E., Raspini, F., Bardi, F., Farina, P., Ferretti, A., Colombo, D., Novali, F., Casagli, N., 2019. Perspectives on the prediction of catastrophic slope failures from satellite InSAR. *Scientific Reports*, 9: 1-9. https://doi.org/10.1038/s41598-019-50792-y

- Galve, J.P., Pérez-Peña, J.V., Azañón, J.M., Closson, D., Caló, F., Reyes-Carmona, C., Jabaloy, A., Ruano, P., Mateos, R.M., Notti, D., Herrera, G., Béjar-Pizarro, M., Monserrat, O., Bally, P.. 2017. Evaluation of the SBAS InSAR service of the European space Agency's Geohazard Exploitation Platform (GEP). *Remote Sensing*, 9(12): 1291.
- Crosetto, M., Monserrat, O., Cuevas-González, M., Devanthéry, N., Crippa, B., 2016. Persistent scatterer interferometry: A review. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 115: 78-89.
- Barra, A., Solari, L., Béjar-Pizarro, M., Monserrat, O., Bianchini, S., Herrera, G., Crosetto, M., Sarro, R., González-Alonso, E., Mateos, R.M., Ligüerzana, S., López, C., Moretti, S., 2017. A methodology to detect and update active deformation areas based on Sentinel-1 SAR images. *Remote Sensing*, 9: 1002. https://doi.org/10.3390/rs9101002
- Crosetto, M., Solari, L., Mróz, M., Balasis-Levinsen, J., Casagli, N., Frei, M., Oyen, A., Moldestad, D.A., Bateson, L., Guerreri, L., Comerci, V., Andersen, H.S., 2020. The evolution of wide-area DInSAR: From regional and national services to the European Ground Motion Service. *Remote Sensing*, 12(12): 2043.
- Tomás, R., Ignacio Pagán, J, Navarro, J.A., Cano, M., Luis Pastor, J., Riquelme, A., Cuevas-González, M., Crosetto, M., Barra, A., Monserrat, O., López-Sánchez, J.M., Ramón, A., Iborra, S., del Soldato, M., Solari, L., Bianchini, S., Raspini, F., Novali, F., Ferreti, A., Constantini, M., Trillo, F., Herrera, G., Casagli, N., 2019. Semi-Automatic Identification and Pre-Screening of Geological–Geotechnical Deformational Processes Using Persistent Scatterer Interferometry Datasets. *Remote Sensing*, 11(14).
- Devanthéry, N., Crosetto, M., Monserrat, O., Cuevas-González, M., Crippa, B., 2014. An approach to Persistent Scatterer Interferometry. *Remote Sensing*, 6: 6662–6679.
- Navarro, J.A., Tomás, R., Barra, A., Pagán, J.I., Reyes-Carmona, C., Solari, L., Vinielles, J.L., Falco, S., Crosetto, M., 2020. *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 9: 584. doi:10.3390/ijgi9100584
- Ferretti, A., Monti-Guarnieri, A., Prati, C., Rocca, F., Massonet, D., 2007. InSAR Principles-Guidelines for SAR Interferometry Processing and Interpretation, TM-19; ESA Publications: Auckland, New Zealand.
- Reyes-Carmona, C., Barra, A., Galve, J.P., Monserrat, O., Pérez-Peña, J.V., Mateos, R.M., Notti, D., Ruano, P., Millares, A., López-Vinielles, J., Azañón, J.M., 2020. Sentinel-1 DInSAR for Monitoring Active Landslides in Critical Infrastructures: The Case of the Rules Reservoir (Southern Spain). *Remote Sensing*, 12: 809. https://doi.org/10.3390/rs12050809
- Reyes-Carmona, C., Galve, J.P., Moreno-Sánchez, M, Riquelme, A., Ruano, P., Millares, A., Teixidó, T., Sarro, R., Pérez-Peña, J.V., Barra, A., Ezquerro, P., López-Vinielles, J., Béjar-Pizarro, M., Azañón, J.M., Monserrat, O., Mateos, R.M. (2021). Rapid characterisation of the extremely large landslide threatening the Rules Reservoir (Southern Spain). *Landslides*. https://doi.org/10.1007/s10346-021-01728-z

CARACTERIZACIÓN DE LA RUGOSIDAD EN TALUDES MEDIANTE TÉCNICAS FOTOGRAMÉTRICAS Y SU INFLUENCIA EN LA ESTABILIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

M. García-Fernández (1), R. García-Luna (2), S. Senent (2) y R. Jimenez (2)

(1) Dpto. Ingeniería Civil Subterránea Geocontrol S.A. mgarcia@geocontrol.es

(2) Dpto. Ingeniería y Morfología del Terreno
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
r.gluna@upm.es, s.senent@upm.es, rafael.jimenez@upm.es

RESUMEN

La técnica fotogramétrica Structure from Motion (SfM) se ha extendido ampliamente en el campo de la ingeniería civil para la generación de modelos tridimensionales debido a su sencillez de uso y bajo coste. En este trabajo se emplea esta técnica para la caracterización de la rugosidad en las superficies de discontinuidad de un macizo rocoso. Como caso práctico se emplea un talud ubicado en la localidad de Aragosa (Guadalajara), donde la disposición de los planos de discontinuidad respecto al talud hace factible una rotura de tipo planar. A partir del modelo tridimensional, se obtienen perfiles de rugosidad, los cuales se caracterizan según el coeficiente JRC, empleando para ello el parámetro estadístico Z_2 y una de las correlaciones propuestas en la literatura. De este modo, se analiza la variación de la rugosidad según la posición y orientación del perfil estudiado y su influencia en el análisis de la estabilidad frente al deslizamiento.

1. INTRODUCCIÓN

Conocer las familias de discontinuidades presentes en un macizo rocoso es fundamental para analizar la estabilidad de los taludes, puesto que las discontinuidades son superficies de debilidad que posibilitan la aparición de bloques inestables. Entre las propiedades para la correcta caracterización de las juntas se encuentra la rugosidad, que se define como el grado de irregularidad/aspereza de la superficie. A mayor irregularidad/aspereza superficial, mayor es la resistencia al corte de la junta. El criterio de resistencia al corte de Barton-Bandis introduce la rugosidad a través del coeficiente JRC (Joint Roughness Coefficient), que es un valor numérico comprendido entre 0 y 20, siendo la magnitud típica para juntas lisas en torno a 5 y para juntas rugosas alrededor de 15.

Tradicionalmente, los valores de JRC se estiman comparando visualmente la geometría de la discontinuidad obtenida en campo ("in situ") mediante el Peine de Barton con diez perfiles de rugosidad representativos (Barton y Choubey, 1977). Sin embargo, la caracterización de la rugosidad mediante este método manual tiene el inconveniente de que los resultados se basan en la experiencia del trabajador y dependen de factores como: (i) las condiciones de acceso a la zona de estudio, (ii) el número de mediciones realizadas y (iii) el tiempo disponible para su adquisición. Es por ello por lo que se está extendiendo el uso de técnicas remotas para la caracterización de la rugosidad, como el

LiDAR (Light Detection And Ranging) o las técnicas fotogramétricas. Entre estas últimas, destaca la técnica Structure from Motion (SfM), la cual no requiere cámaras especiales y permite genera nubes de puntos 3D mediante la información de un conjunto de fotografías tomadas alrededor de la superfície de estudio, a partir de las cuales se pueden extraer los perfiles de rugosidad.

Además de lo anterior, la estimación del valor del JRC a partir de la comparación visual con los diez perfiles de rugosidad representativos es subjetiva y puede haber diferencias muy significativas entre los valores obtenidos por diferentes personas (García-Luna et al., 2020). Debido a ello, varios autores han propuesto parámetros estadísticos para cuantificar objetivamente el índice JRC mediante correlaciones. Así, por ejemplo, Tse y Cruden (1979) establecieron una correlación entre el coeficiente de rugosidad de la junta (JRC) y la raíz de la media cuadrática de la rugosidad del perfil (Z_2). Más recientemente, Li y Zhang (2015) analizaron 47 correlaciones propuestas en la literatura, empleando para ello 112 perfiles de rugosidad obtenidos también de la literatura, concluyendo que las ecuaciones que emplean Z_2 y σ_i (desviación típica de la inclinación) son las que muestran los mejores coeficientes de correlación.

En este trabajo presentamos una metodología sencilla para la obtención del coeficiente JRC mediante su correlación con el parámetro estadístico Z_2 , a partir de un modelo digital en 3D de la superficie de discontinuidad generado mediante la técnica fotogramétrica SfM. Empleando como caso práctico un talud ubicado en la localidad de Aragosa (Guadalajara), se analiza la variación de la rugosidad según la posición y orientación del perfil de estudio, y su influencia en el análisis de la estabilidad considerando una rotura de tipo planar.

2. METODOLOGÍA

La metodología seguida para la caracterización de la rugosidad del talud y el estudio de la influencia de este parámetro en el factor de seguridad frente al deslizamiento se divide en tres partes. En primer lugar, se genera un modelo fotogramétrico en 3D a partir de la superposición de un conjunto de imágenes del afloramiento tomadas desde diferentes posiciones. A continuación, se extrae de la nube de puntos una serie de perfiles de rugosidad de los que se obtiene su índice JRC mediante su correlación con el parámetro estadístico Z_2 . De esta forma, se analiza la variación espacial de la rugosidad, tanto a lo largo de dos direcciones ortogonales en el plano del talud, como en función de la orientación del perfil. Finalmente, se calcula el factor de seguridad del talud para los distintos valores de JRC, lo que permite analizar la influencia de la variación de la rugosidad en la estabilidad del talud. A continuación, se describen cada una de estas tereas. (En García-Fernández (2019) se recoge una descripción más detallada de la metodología seguida.)

2.1. DESCRIPCIÓN DEL TALUD

El talud objeto de estudio (Figura 1) se sitúa en la localidad de Aragosa, perteneciente a la provincia de Guadalajara. El macizo rocoso está constituido por calizas y dolomías estratificadas de espesor decimétrico a métrico. Durante la visita de campo se comprobó visualmente que la estratificación de las calizas coincidía con la pendiente del terreno, siendo factible una rotura de tipo planar debido a la disposición de los planos de discontinuidad respecto al talud.

Dentro del talud se seleccionó un área en su parte inferior, de aproximadamente 75 m², donde se llevó a cabo el estudio de la rugosidad. Teniendo en cuenta la posibilidad de una rotura tipo planar a favor de los planos de estratificación, y que la cara superior del talud coincide con uno de estos planos, la toma de información se realizó directamente sobre la superficie del talud.



Figura 1. Fotografía del talud objeto de estudio.

2.2. OBTENCIÓN DE DATOS EN CAMPO

2.2.1. Orientación de la familia de discontinuidad

Para obtener el buzamiento y la dirección de buzamiento de la superficie del talud (en este caso, de los planos de estratificación) se tomaron 6 medidas en la zona de estudio empleando para ello una brújula geológica tipo Freiberger. A partir del análisis de esto datos con el software Dips (Rocscience, 2019) se definió un buzamiento de 25° y una dirección de buzamiento de 170°.

2.2.2. Estimación del JCS

Para la estimación de la resistencia a compresión simple de las paredes de la junta (JCS, Joint Compressive Strength), parámetro que interviene en el criterio de resistencia al corte de Barton-Bandis, se utilizó un martillo Schmidt tipo L (Aydin, 2009). En la toma de mediciones se siguieron las recomendaciones de Young y Fowell (1978), dividiendo el macizo rocoso en sectores (seis) y promediando los valores obtenidos en cada retícula. Siguiendo las recomendaciones dadas por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1978), se tomaron 10 medidas en puntos situados alrededor de cada una de las seis plantillas colocadas para evaluar el modelo fotogramétrico (ver Apto. 2.2.3), descartando los valores más bajos y más altos para reducir el error en la estimación de la resistencia. Una vez anotados los valores de rebote, se correlacionaron con la resistencia a compresión simple de la roca empleando el gráfico de Deere y Miller (1966), obteniéndose finalmente un valor promedio de 77 MPa.

2.2.3. Toma de fotografías para la generación del modelo fotogramétrico

Previamente a la toma de fotografías, se definió cuales iban a ser las posiciones de la cámara y se dispusieron seis plantillas distribuidas en la superficie del talud. Cada una de las plantillas cuenta con cinco puntos de control de coordenadas locales (x, y, z) conocidas. Estas plantillas se colocaron

directamente sobre la cara del talud, y una de ellas (la situada en la zona central de la zona de estudio) fue orientada de forma que una de sus diagonales coincidiese con una recta horizontal (Figura 2). Esta plantilla central sirve como plantilla de orientación para permitir el escalado y la orientación del modelo. (Se debe señalar que los modelos generados con SfM carecen de escala y orientación, por lo que es necesario recurrir a puntos de coordenadas conocidas, denominados Ground Control Points (GCP), para resolver estas limitaciones.)



Figura 2. Plantilla de orientación central con cinco puntos de control.

A continuación, se realizó un escaneo completo de la superficie del talud, tomando un total de 273 fotografías, efectuadas desde 7 posiciones diferentes (39 imágenes desde cada ubicación). Desde cada posición se tomaron: (i) 9 fotografías generales del talud centradas en puntos singulares, correspondientes a las seis plantillas dispuestas sobre la superficie del talud y a otros tres puntos del propio macizo rocoso fácilmente identificables, como diaclasas; y (ii) 5 fotografías del entorno de cada una de las 6 plantillas asegurando, como es propio a la técnica SfM, un elevado solapamiento entre imágenes.

Para la toma de las fotografías se empleó una cámara digital tipo réflex (Sony modelo $\alpha 230$) en combinación con el objetivo DT 18-55 mm (F3.5-5.6), la cual fue instalada en un trípode y activada por control remoto, con el objetivo de reducir las posibles vibraciones del dispositivo en el momento de la captura. El tiempo total empleado en la preparación y toma de las fotografías fue de aproximadamente 1 hora y 30 minutos. Aunque pueda parecer un tiempo excesivo, se optó por un trabajo de gran precisión para poder asegurar la calidad de las imágenes y, por ende, de los perfiles de rugosidad.

2.3. GENERACIÓN DEL MODELO 3D

Para la generación del modelo fotogramétrico mediante la técnica SfM se empleó el software comercial Agisoft PhotoScan (LLC, 2016) en su versión profesional, la cual permite el uso de puntos de control (GCP) para realizar el escalado y la orientación del modelo. El modelo de puntos 3D resultante (Figura 3) fue escalado y orientado mediante los cinco puntos de control incluidos dentro de la plantilla de orientación central. La superficie obtenida tiene un área total de 72,6 m² y consta de 10 891 606 puntos con una densidad de 15 puntos/cm².



Figura 3. Vista del modelo fotogramétrico 3D y posiciones de la cámara para la toma de fotografías.

Se deben comentar las limitaciones de la metodología seguida teniendo en cuenta las recomendaciones dadas por la literatura (Westoby et al., 2012; Carrivick et al., 2016), como son la selección de emplazamientos fijos para las posiciones de la cámara, aunque suavizada por la variación de la orientación en la toma de las fotografías, o la proximidad de los puntos de control empleados, lo cual puede reducir la precisión del escalado y orientación del modelo, así como aumentar sus distorsiones geométricas.

2.4. EXTRACCIÓN DE PERFILES DE RUGOSIDAD Y DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE JRC

Una vez obtenido el modelo 3D, se delimitaron dos áreas de trabajo para la extracción de los perfiles de rugosidad. Dichas áreas, con una superficie de 1 m², se muestran en la Figura 4 como zonas A y B. La zona A presenta unas características de irregularidad superficial similares a las de la mayor parte del talud, mientras que la zona B parece tener una mayor rugosidad y un menor grado de alteración, posiblemente por haber quedado expuesta más recientemente.



Figura 4. Zonas de estudio para el análisis de la rugosidad.

Mediante el código MATLAB (The MathWorks, 2019), se generaron dos cuadrículas paralelas a la superficie del talud (correspondientes a las zonas A y B) en las que se interpoló la nube de puntos 3D, con una separación entre puntos de la cuadrícula de 1 mm. De esta forma, se obtienen dos matrices que almacenan la información espacial del modelo (es decir, la distancia de cada punto de la cuadrícula a un plano paralelo a la superficie del talud) en las zonas de estudio y de las que se pueden extraer fácilmente perfiles de rugosidad.

Como se ha indicado anteriormente, se pretende analizar la variación de la rugosidad según la posición del perfil y la orientación del mismo. En consecuencia, empleando perfiles de 100 mm de longitud, se llevó a cabo las siguientes extracciones en cada una de las zonas de estudio: (i) 120 perfiles distribuidos en tres franjas paralelas a la dirección de máxima pendiente del talud (segmentos azules en la Figura 5.a) y en tres franjas paralelas a la dirección de las líneas de nivel del talud (segmentos rojos en la Figura 5.a), con una separación entre perfiles de 50 mm; y (ii) 12 perfiles variando la orientación entre cada dos perfiles consecutivos un ángulo de 15° (Figura 5.b) de tal forma que el punto central de los 12 perfiles coincide con el centro del área de estudio. En total se han empleado en el estudio 264 perfiles de rugosidad.



Figura 5. Perfiles extraídos en cada una de las zonas de estudio (cotas en mm).

Para el cálculo del coeficiente JRC se utilizaron las correlaciones con el parámetro Z_2 propuestas por Li y Zhang (2015). En la Tabla 1 se recogen las ecuaciones dadas por estos autores, así como su rango de aplicación según la variable Z_2 y el coeficiente de correlación R. Como se puede apreciar, la segunda de las ecuaciones, a pesar de tener un coeficiente de correlación ligeramente inferior, aunque próximo a la unidad, permite analizar perfiles de rugosidad más lisos. Se debe tener en cuenta que el valor del parámetro Z_2 depende de la frecuencia de muestreo. Debido a ello, se utilizó, para el cálculo de dicho parámetro, un intervalo de muestreo de 0.4 mm que es valor empleado por Li y Zhang (2015) en su trabajo.

| Ecuación | Rango de la variable Z ₂ | R |
|-------------------------------------|-------------------------------------|--------|
| $JRC1 = 55.7376 \cdot Z_2 - 4.1166$ | 0.074 - 0.433 | 0.8843 |
| $JRC2 = 98.718 \cdot Z_2^{1.6833}$ | 0 - 0.387 | 0.8760 |

Tabla 1. Ecuaciones de correlación entre el JRC y Z2 propuestas por Li y Zhang (2015)

2.5. CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

Teniendo en cuenta que la orientación de la familia de discontinuidad, correspondiente a la estratificación, coincide con la orientación del talud, se analizó la posibilidad de una rotura de tipo planar. Para el cálculo del factor de seguridad se empleó el programa RocPlane (Rocscience, 2019), llevando a cabo un análisis determinista.

En la Tabla 2 se resumen las características geométricas del talud y los parámetros resistentes que intervienen en el cálculo, y en la Figura 6 se muestra un esquema del caso objeto de estudio.

| Características geométricas | |
|---|---------------------|
| Altura del plano inferior del talud | 4 m |
| Buzamiento del plano inferior del talud | 90° |
| Distancia desde la coronación de la grieta de tracción (en la horizontal) | 15 m |
| Buzamiento de la grieta de tracción | 90° |
| Buzamiento del plano superior del talud | 25° |
| Buzamiento de la familia de discontinuidad | 25° |
| Características del material | |
| Peso específico | 25 KN/m3 |
| JCS | 77 MPa |
| Ángulo de fricción residual (ϕ_r) | 31° |
| | Variable según |
| JKU | perfil de rugosidad |

Tabla 2. Variables geométricas y resistentes empleadas para el cálculo del factor de seguridad.



Figura 6. Definición geométrica del talud en el programa RocPlane.

3. RESULTADOS

3.1. ANÁLISIS DE LA RUGOSIDAD

La Figura 7 y la Tabla 3 muestran los resultados obtenidos en el análisis de la rugosidad en función de la posición del perfil extraído de la nube de puntos 3D. En particular, la Figura 7 muestra los histogramas, para las zonas A y B, de los valores del coeficiente JRC obtenidos en los perfiles paralelos al eje local Y (que coincide aproximadamente con la dirección de la línea de máxima pendiente del talud) y los perfiles paralelos al eje local X (que coincide aproximadamente con la dirección de las líneas de nivel del talud). La Tabla 3 resume los resultados obtenidos mediante los valores estadísticos promedio, desviación típica estándar y los valores máximos y mínimos de cada una de las zonas de estudio seleccionadas.

Comparando los resultados de ambas zonas de estudio, se observa que la zona A tiene unos resultados más homogéneos, mientras que la dispersión de los resultados en la zona B es mayor. Sin embargo, no se aprecian variaciones significantes en los valores promedio de JRC (1.2 y 0.8 en la zona A y 1.7 y 1.5 en la zona B) y en la desviación estándar (0.9 y 0.3 frente a 1.3 y 0.7). La mayoría de los resultados se concentran en un rango reducido de JRC [0.3, 3.0] que corresponde a superficies prácticamente lisas, aunque, como era esperable, los resultados de la zona B son ligeramente superiores. Este intervalo deja fuera un 5% de la muestra con valores más altos de rugosidad.



Figura 7. Histogramas con los valores de JRC obtenidos de los perfiles extraídos de las dos zonas de estudio siguiendo dos direcciones ortogonales.

| JRC | Perfiles paralelos al eje local Y | | Perfiles paralelos al eje local X | |
|------------|-----------------------------------|--------|-----------------------------------|--------|
| | Zona A | Zona B | Zona A | Zona B |
| Promedio | 1.2 | 1.7 | 0.8 | 1.5 |
| Desviación | 0.9 | 1.3 | 0.3 | 0.7 |
| Máximo | 5.4 | 7.5 | 2.0 | 3.6 |
| Mínimo | 0.3 | 0.5 | 0.3 | 0.4 |

Tabla 3. Resumen de los valores de JRC obtenidos de los perfiles extraídos de las dos zonas de estudio siguiendo dos direcciones ortogonales.

La Figura 8 muestra los resultados del análisis de rugosidad en función de la orientación del perfil. Como se puede observar, no existe una orientación en la que el coeficiente JRC sea claramente superior o inferior al resto. Las variaciones dependerán del punto del talud elegido para la extracción de los perfiles, pero sin ser, en este caso, significativas. Los valores vuelven a indicar una superficie prácticamente lisa con una rugosidad ligeramente mayor en la zona B. Estos resultados indican que, para este caso, se podría medir la rugosidad, de cara a un análisis de estabilidad, en cualquier dirección. De todos modos, seguir la recomendación de medir la rugosidad en la dirección paralela a la dirección de deslizamiento (ISRM, 1978) es lo más razonable y no entra en conflicto con los resultados obtenidos.



Figura 8. Variación del JRC en función de la orientación del perfil.

A modo de ejemplo, la Figura 9 muestra dos de los perfiles de rugosidad obtenidos del talud, correspondientes a los perfiles paralelos al eje local Y de mayor y menor rugosidad de la Zona A. Comparando con los diez perfiles de rugosidad tipo (Barton y Choubey, 1977) se puede comprobar que el perfil más liso se encuentra en la categoría de JRC 0-2, mientras que la estimación del JRC mediante el parámetro Z_2 para el perfil más rugoso parece algo baja.



Figura 9. Ejemplo de los perfiles obtenidos del modelo 3D.

Como resumen se puede indicar que los resultados obtenidos muestran valores del coeficiente JRC propios de superficies prácticamente lisas según la escala de Barton y Choubey (1977). El JRC resultante se encuentra, en el 95% de los perfiles, en el intervalo de [0.3, 3.0], con una variación reducida y sin que se aprecie una dirección en la que el resultado sea claramente superior o inferior al resto. Sin embargo, sí aparece un porcentaje pequeño de perfiles (5%) con una rugosidad más elevada, llegando a un JRC máximo de 7.5.

3.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El histograma de la Figura 10 muestra los resultados del factor de seguridad frente al deslizamiento para una rotura de tipo planar del talud a partir de los 240 valores de JRC de los perfiles paralelos a las dos direcciones locales X e Y. Es decir, se han empleado los perfiles de rugosidad obtenidos del modelo tridimensional, orientados tanto en la dirección de la máxima pendiente del talud como en la dirección aproximadamente horizontal. Aunque lo más razonable sea emplear la dirección del posible deslizamiento (i.e., la dirección de máxima pendiente del talud), lo cual implicaría utilizar los perfiles orientados según dicha dirección, se han empleado todos los perfiles para así analizar el efecto de la rugosidad considerando su posible variabilidad. El 95% de los factores de seguridad obtenidos pertenecen al intervalo [1.25, 1.75], encontrándose el 70% entre 1.25 y 1.50. Como es esperable, al aumentar la rugosidad aumenta el factor de seguridad, obteniéndose, con los perfiles de mayor rugosidad, coeficientes de seguridad considerablemente más elevados.



Figura 10. Histograma con los valores de factor de seguridad resultantes del análisis de estabilidad frente al deslizamiento.

A modo de resumen, la Tabla 4 muestra los valores promedio, las desviaciones estándar y los valores máximo y mínimo del factor de seguridad obtenidos en cada zona de estudio en las dos direcciones analizadas. Aunque la tendencia es equivalente a la mostrada en la Tabla 3, atendiendo a los valores dados se aprecia que la influencia de la rugosidad es importante, puesto que el factor de seguridad mínimo es igual a 1.33, correspondiente a un perfil de la zona A de JRC igual a 0.3, mientras que el máximo, con un valor de 2.88, corresponde a un perfil paralelo a la dirección de la línea de máxima pendiente del talud de la zona B con un JRC de 7.5. Por lo tanto, aunque los valores promedio no difieren significativamente, la elección de un valor u otro de JRC en el análisis de estabilidad es clave en el nivel de seguridad estimado del talud y en el posible diseño de un sostenimiento. Resulta necesario entonces, para no sobreestimar el nivel de seguridad del talud, determinar un número suficiente de valores de rugosidad que nos permita descartar los valores extremos no representativos y calcular un valor promedio.

| FS | Perfiles paralelos al eje local Y | | Perfiles paralelos al eje local X | |
|------------|--------------------------------------|--------|-----------------------------------|--------|
| | Zona A | Zona B | Zona A | Zona B |
| Promedio | 1.47 | 1.57 | 1.41 | 1.53 |
| Desviación | 0.16 | 0.27 | 0.06 | 0.12 |
| Máximo | 2.30 | 2.88 | 1.61 | 1.91 |
| Mínimo | 1.33 | 1.37 | 1.33 | 1.35 |

Tabla 4. Resumen de los resultados del factor de seguridad obtenidos en las dos zonas de estudio.

4. CONCLUSIONES

En este artículo se ha mostrado que la generación de modelos tridimensionales mediante la técnica fotogramétrica Structure from Motion (SfM) es una metodología adecuada para la caracterización de la rugosidad de planos de discontinuidad de macizos rocosos fracturados. Este procedimiento se puede aplicar en proyectos de estabilización de taludes reales con un equipo de bajo coste y sin necesidad de tener conocimientos avanzados de fotografía.

La metodología propuesta permite determinar el coeficiente de rugosidad JRC de las discontinuidades a partir de los perfiles de rugosidad extraídos del modelo tridimensional del talud y de las correlaciones con el parámetro estadístico Z₂ propuestas por Li y Zhang (2015). De esta forma, se pueden evitar algunas de las limitaciones del método manual del Peine de Barton, como las posibles dificultades en las condiciones de acceso a la zona de estudio o la subjetividad por parte del operario en la asignación del valor del JRC. Además, el uso de los modelos tridimensionales permite extraer tantos perfiles de rugosidad como sean necesarios, permitiendo realizar análisis estadísticos o extender el trabajo sin necesidad de acudir nuevamente a campo.

El análisis realizado sobre la variación de la rugosidad, a lo largo de dos direcciones ortogonales en el plano del talud y en función de la orientación del perfil, muestra que el talud analizado presenta valores de JRC en el intervalo [0.3, 3.0] propios de superficies prácticamente lisas sin demasiadas irregularidades según la escala de Barton y Choubey (1977). La variación del valor de la rugosidad es escasa y no se aprecia una dirección en la que el resultado sea claramente superior o inferior al resto. Sin embargo, aparece un porcentaje pequeño de perfiles (5%) de una rugosidad más elevada (llegando a JRC igual a 7.5) que pueden distorsionar el cálculo del factor de seguridad, dejando el resultado del lado de la inseguridad.

Es por ello por lo que se considera necesario la implantación de una metodología de toma de datos similar a la empleada para la determinación del coeficiente de resistencia de las paredes de la junta (JCS), que tenga en cuenta las variaciones de la rugosidad en el plano de deslizamiento de un bloque tipo y que permita descartar valores extremos, para así estimar un valor representativo de la rugosidad y del factor de seguridad.

REFERENCIAS

Aydin, A. 2009. ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: Revised version. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, vol. 46: 627–634.

Barton, N. y Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* 10: 1–54.

Carrivick, J.L., Smith, M.W. y Quincey, D. J. 2016. Structure from Motion in the Geosciences. John Wiley & Sons.

Deere, D.U., y Miller, R.P. 1966. Engineering classification and index properties of rock. Technical Report No. AFNL-TR-65-116. Albuquerque, NM: Air Force Weapons Laboratory.

ISRM (International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field tests). 1978. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International*

Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 15 (6): 319–368.

Li, Y. y Zhang, Y. 2015. Quantitative estimation of joint roughness coefficient using statistical parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 77: 27–35.

LLC, A. (2016). Agisoft PhotoScan User Manual-Professional Edition. ed. St.Petersburg, Russia. Version 1.2.

García-Fernández, M. (2019). Influencia del coeficiente de rugosidad de la junta (JRC) en el factor de seguridad frente al deslizamiento de taludes: aplicación a la estabilidad de un talud en la localidad de Aragosa (Guadalajara). Trabajo Fin de Máster, Universidad Politécnica de Madrid.

García-Luna, R., Senent, S., y Jimenez, R. 2020. Characterization of joint roughness using spectral frequencies and photogrammetric techniques. Boletín Geológico y Minero, 131 (3): 445-458.

The MathWorks, Inc. (2019). MATLAB (MATrix LABoratory), Version 9.6 (R2019a).

Rocscience Inc. 2019. Dips Graphical and Statistical Analysis of Orientation Data. Ver 7.0.

Rocscience Inc. 2019. RocPlane. Planar Wedge Analysis for Slopes.

Tse R. y Cruden, D. M. 1979. Estimating joint roughness coefficients. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 16: 303–307.

Westoby, M.J., Brasington, J., Glasser, N.F., Hambrey, M.J. y Reynolds, J.M. 2012. 'Structure-from-Motion' photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications. *Geomorphology* 179: 300–314.

Young, R. y Fowell, R. 1978. Assessing rock discontinuities. *Tunnels and Tunnelling International* 10: 45–48.

COMUNICACIÓN DE LA GEOINFORMACIÓN 3D MEDIANTE VISORES WEB Y ENTORNOS INMERSIVOS DE REALIDAD MIXTA EN PROBLEMAS DE TALUDES Y LADERAS

Oriol PEDRAZA (1), Marc JANERAS (1,2), Josep A. GILI (2), Lucia STRUTH (1), Felipe BUILL (2), Marta GUINAU (4), Anna FERRÉ (5) y Joan ROCA (6)

(1) Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC) oriol.pedraza@icgc.cat, marc.janeras@icgc.cat, lucia.struth@icgc.cat

> (2) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) j.gili@upc.edu, felipe.buill@upc.edu

(3) Grupo de Investigación Consolidado RISKNAT Universitat de Barcelona (UB) mguinau@ub.edu

(4) Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya (FGC) aferre@fgc.cat

> (5) BGC Engineering Inc. (BGC), Canada JRoca@bgcengineering.ca

RESUMEN

La revolución experimentada por el uso creciente de la geoinformación 3D en la ingeniería geológica, gracias a los avances tecnológicos, que progresivamente han facilitado una disponibilidad de técnicas de adquisición de datos y de herramientas para su análisis. Junto a los avances experimentados en la disponibilidad de recursos de computación y almacenamiento en la nube, han impulsado la expansión de numerosas aplicaciones que permiten la difusión de la geoinformación 3D en la web. A pesar de estos avances científico-técnicos, es común ver los datos 3D simplificados en imágenes estáticas 2D, perdiendo parte su potencialidad comunicativa. El objetivo de esta comunicación es presentar el diseño y las funcionalidades de unos visores web 3D de código abierto como una herramienta de sencilla utilización con la que interactuar y visualizar los resultados. Así mismo, estamos ensayando las posibilidades de la realidad mixta como una experiencia plenamente inmersiva para lograr una mejor comunicación de la geoinformación 3D.

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos 30 años el crecimiento exponencial en el uso de técnicas como el LiDAR (*Light Detection and Ranging*) y la fotogrametría digital nos ha permitido obtener datos de naturaleza 3D, con rapidez, versatilidad y facilidad de uso sin precedentes. El Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC) como titular competente en la geoinformación pública de Catalunya ha seguido esta evolución, de modo que la utilización de estas nuevas técnicas ha mejorado enormemente la forma en que vemos, entendemos y modelamos los procesos superficiales de la Tierra. Su aplicación en el campo de la gestión y mitigación de los riesgos geológicos ha tenido gran desarrollo, ya que integra los principios de las ciencias geológicas y geomorfológicas con el análisis y las técnicas de la ingeniería para proporcionar soluciones fiables y sostenibles.

En este sentido, el uso de superficies del terreno como nubes de puntos 3D de alta resolución, conteniendo una información más precisa y densa, está cambiando los enfoques clásicos de investigación, monitorización y modelización de los fenómenos naturales a diferentes escalas espaciales y temporales. Esta evolución se puede seguir en la bibliografía geocientífica desde Janeras *et al.* (2004), Buckley *et al.* (2008), Jaboyedoff *et al.* (2012), Santana *et al.* (2012), Bemis *et al.* (2014), Riquelme *et al.* (2015), Williams *et al.* (2018), Ruiz *et al.* (2020) hasta Pugsley *et al.* (2021).

A pesar de estos avances científico-técnicos, es común ver los datos 3D simplificados en imágenes estáticas 2D, perdiendo parte su potencialidad comunicativa dentro del proceso circular de datoinformación-conocimiento. El ICGC, en la búsqueda para facilitar la comunicación y comprensión de los datos geoespaciales, y poder compartir sus contenidos con una amplia audiencia de forma sencilla, ha realizado pruebas satisfactorias con en el renderizador Potree, desarrollado por Markus Schütz en el año 2016. Esta herramienta ha permitido generar diferentes visores web con los que interactuar con grandes conjuntos de datos 3D como vía para mostrar los resultados de varios proyectos en ejecución.

Recientemente, la tecnología de realidad mixta ha proporcionado interesantes vías para explorar los datos espaciales de manera inmersiva e intuitiva. En particular, desde 2021, en el marco del proyecto de investigación GeoRisk, se han hecho pruebas piloto sobre las posibilidades que ofrecen los dispositivos de realidad mixta, los cuales mezclan el universo físico y digital. Con estos dispositivos se han podido "liberar" los datos geoespaciales 3D previamente atrapados en pantallas 2D, permitiendo la visualización de los datos en forma de modelos holográficos 3D colocados en el entorno real, siendo la base de novedosas experiencias inmersivas de interés científico-técnico, educacional y divulgativa para el público en general.

2. GEOINFORMACIÓN 3D EN INGENIERÍA GEOLÓGICA

El uso de nubes de puntos 3D empieza a ser habitual en las geociencias como demuestra el análisis que realizó Abellán, *et al.* (2016) en la base de datos *Web of Sciences*, donde se refleja que las investigaciones con este tipo de datos obtenidos con LiDAR y más recientemente con fotogrametría digital (Figura 1), han crecido mucho más rápido que el resto de las publicaciones geocientíficas.



Figura 1. Ejemplos de captura de datos 3D con LiDAR terrestre y fotogrametría digital con dron (UAV), en el macizo Montserrat.

La tecnología LiDAR, de gran auge en los años 90 del siglo pasado, genera directamente nubes de puntos 3D mediante la radiación masiva de pulsos láser de los cuales registra el retorno y calcula la distancia al objeto reflector acorde al tiempo de vuelo o la fase. La nube de puntos tiene el atributo de la intensidad regresada o reflectividad del objeto, lo cual configura una imagen monocroma en el modelo (Jaboyedoff *et al.* 2012).

Por otro lado, la técnica fotogramétrica digital obtiene la geometría 3D a base de post-procesado de imágenes 2D y, aunque en su formato estereoscópico el desarrollo cubre gran parte del siglo pasado, en los últimos quince años ha experimentado un gran auge gracias a la técnica de *Structure from Motion* (SfM), que hace una reconstrucción masiva y redundante para completar geometrías plenamente 3D. Eso ha sido posible por la accesibilidad a todo tipo de dispositivos fotográficos digitales y la implementación de paquetes de software fáciles de usar que ha ido en consonancia a la capacidad de computación disponible actualmente en las computadoras domésticas. Complementariamente, se ha visto impulsado por los avances tecnológicos que han experimentado los vehículos aéreos no tripulados (UAV), permitiendo obtener grandes cantidades de material fotográfico y, por sus características, poder cubrir más superficie y ángulos de visión de las zonas de estudio reduciendo las zonas de sombra y obteniendo mejores resultados, en particular en terrenos de fuerte inclinación como son los taludes (Westoby *et al.* 2012).

Ambas técnicas son de naturaleza muy distinta, lo que también las hace complementarias para el estudio de inestabilidad de taludes y laderas (Janeras *et al.*, 2018 y Núñez-Andrés *et al.* 2019). Estos modelos 3D permiten obtener en detalle la superficie del terreno y poder analizar la geometría y la geomecánica del macizo rocoso. Complementariamente se puede monitorear los movimientos del terreno y la actividad de los fenómenos. En este último caso, se requiere la reiteración de modelos 3D a lo largo del tiempo, con lo que llegamos a hablar de modelos 4D (Figura 2). A pesar de ello, muy a menudo esta cantidad y calidad de la geoinformación 3D queda poco visible en la comunicación de los resultados obtenidos y aún nos encontramos sujetos al soporte 2D estático, típicamente el formato PDF.



Figura 2. Diagrama del proceso de captura del dato 3D, procesado de la información a modelos 3D que permite distintos análisis que conducen a la generación de conocimiento a comunicar.

3. ANTECEDENTES DE VISUALIZACIÓN 3D ON-LINE

La necesidad de visualizar y manipular datos de naturaleza 3D en diferentes entornos tanto en software de escritorios como en entornos web, permitiendo la ágil manipulación de los objetos que conllevan una gran cantidad de datos ha sido siempre un binomio crítico para los desarrolladores informáticos. Fue a raíz de esta necesidad que ya en el año 1992 surgió la librería OpenGL, para mejorar la velocidad de las aplicaciones graficas de escritorio 2D y 3D. La constante evolución de los procesadores gráficos y navegadores web, dio pie al desarrollo de la librería Web Graphics Library (WebGL) en el año 2011, que permite renderizar gráficos 3D directamente en el navegador sin necesidad de ningún complemento adicional *o plug-in*.

La disponibilidad de recursos de computación y almacenamiento en la nube, ha ido cambiando la forma en la que se consumen los datos, y en particular las nubes de puntos 3D. En estos años se han desarrollado multitud de librerías y renderizadores de nubes de puntos basados en el consumo web. Esto en parte ha sido posible gracias a que la comunidad científica, cada vez más, participa y contribuye en plataformas de código abierto, propiciando una eficiencia colaborativa y permitiendo el testeo e implementación de prototipos desarrollados por diferentes autores.

De las múltiples soluciones que se pueden encontrar, esta comunicación se centra en el renderizador Potree, desarrollado por Markus Schütz en el año 2016, basado en los algoritmos de Instant Points (Wimmer et al. 2006). Ambas investigaciones fueron impulsadas por el Institute of Computer Graphics and Algorithms, TU Wien, donde utilizan múltiples librerías para su funcionamiento. La principal diferencia en comparación a otros renderizadores es la aplicación del algoritmo Potree's octree structure. Este consiste en estructura de múltiples resoluciones de los datos, donde la organización de la información se divide en subpartes o ramas y cada parte almacena un nivel de detalle (Figura 3). En el momento de la visualización se cargan solo aquellos nodos que son visibles desde la perspectiva del usuario y según el zoom utilizado. A medida que, el usuario modifica la posición y escala del modelo 3D, la plataforma va llamando y desplegando nuevos nodos, lo que permite renderizar billones de puntos y solo estar visualizando en tiempo real los nodos implicados (Schütz 2016a). Para lograr que las nubes de puntos, que se encuentran tradicionalmente en una estructura de datos en formato LAS, LAZ, PTX o PLY, se conviertan a la estructura de datos Potree's octree, se dispone de la herramienta PotreeConverter (Schütz 2016b). Esta herramienta nos permite que la información original sea subdividida en nodos y que se almacene en múltiples archivos de formato BIN.



Figura 3. Esquema de conversión de una nube de puntos 3D a la estructura de datos octree, con la herramienta PotreeConverter y representación de las contribuciones de código abierto que conforman el renderizador web Potree.

4. VISORES WEB 3D DE GEORIESGOS Y GEOTECNIA

En este capítulo se presenta algunos ejemplos de visores web 3D aplicados a ingeniería geológica y geotecnia de taludes y laderas con datos de distinta naturaleza (LiDAR y fotogrametría). Estos se han diseñado pensando en un público amplio y la accesibilidad del visor está garantizada por una amplia compatibilidad con los navegadores actuales. Además, se han mantenido la navegabilidad nativa de Potree, al ser intuitiva para todos los usuarios a los que se les demostró el visor (Pedraza, 2021). La construcción del visor no es "point and click", pero sí sencilla para los usuarios familiarizados con la interfaz de línea de comandos y con algo de programación básica. Se ha conservado gran parte de las líneas de código original de Potree 1.8 (https://github.com/potree/) para facilitar el proceso de creación y futuras actualizaciones o mejoras. Con los archivos estáticos no es necesario un complejo servidor web para transferir los archivos al cliente. Esto permite añadir combinaciones a las publicaciones, donde la aplicación debe estar disponible años después, ya sea adjuntándola a la publicación o almacenando la aplicación en un almacén de objetos de bajo mantenimiento.

Las principales características de estos visores web se centran en la importación y manejo de la nube de puntos 3D. Según las características del visor, este puede presentar más de una nube de puntos 3D y complementariamente se ha incorporado como fondo del visor las librerías de código abierto de la plataforma *Cesium.js*. Está diseñada con un enfoque de Tierra virtual que nos permite cargar todo tipo de servicios de mapas base (ráster tiles) y modelos digitales del terreno (terrain), publicados como recursos en abierto en Open ICGC (https://openicgc.github.io/).
Dentro del visor se ha introducido un mini-mapa de orientación 2D que también representa el campo de visión del usuario y, a su vez, el usuario puede moverse independientemente de la vista 3D. En cuanto el cursor está en el mapa, se muestran en la esquina superior derecha las coordenadas y haciendo doble clic en el mapa se enfocará (objetivo de la cámara) la vista 3D en este punto y moverá la cámara cerca del punto (posición de la cámara). En esta misma sección, se habilita la función de exportación de la visión actual en formato imagen y en la parte inferior se muestra un botón que despliega la leyenda en caso de que el usuario la necesite. A la izquierda del visor se sitúa la barra lateral de configuración, donde se puede ajustar los parámetros de visualización, y se dispone de un *kit* de herramientas de medición e interpretación, todas ellas obtenidas de las librerías de Potree. También se puede descargar las mediciones realizadas en formatos *JSON* y *DXF* y trasladar así esa información a programas SIG y CAD (Figura 4).



Figura 4. Visor web 3D. La barra lateral de configuración está a la izquierda, en la parte central la nube de puntos 3D superpuesta a la ortofotografía con relieve y en la derecha el mini-mapa de orientación 2D.

4.1 Monitoreo de desprendimientos de rocas

Desde 2014, el ICGC ejecuta un plan de mitigación del riesgo geológico en el macizo de Montserrat (PMRGM), situado a unos 50 km al noroeste de Barcelona (Buxó *et al.* 2017). En esta montaña residen dos valores patrimoniales de primer orden en Catalunya: el parque natural de gran singularidad geológica e interés excursionista, y el monasterio milenario de tradición religiosa e interés cultural y turístico. Entre ambos espacios, en 2019 se contabilizaba una frecuentación superior a 3 millones de visitantes anuales. Esta elevada exposición humana, combinada con la peligrosidad de caída de rocas intrínseca del macizo, configura un riesgo geológico relevante que el PMRGM pretende gestionar en un equilibrio entre la protección estructural y la preservación sostenible del espacio. Para lograrlo resulta imprescindible comprender el comportamiento del macizo rocoso y sus factores desencadenantes de desprendimientos de roca, mediante la implementación de diferentes sistemas de monitorización (Janeras *et al.* 2017).

En este sentido, la detección de desprendimientos de rocas a partir de la comparación de nubes de puntos obtenidas por LiDAR terrestre, ha sido objeto de una línea de investigación académica iniciada por Abellán (2009) y seguida por Royán, (2015), Blanch (2016), Garcia-Badal (2018), Blanco *et al.* (2021) y Pedraza *et al.* (2022), a raíz de la colaboración impulsada por el ICGC con el Grupo de Investigación Consolidado RISKNAT de la Universidad de Barcelona (UB). Disponemos de una serie continua de escaneos y un inventario de desprendimientos detectados de más de 10 años en diferentes emplazamientos del macizo, obteniendo una relación magnitud-frecuencia. Esta es la base para el análisis cuantitativo del riesgo de caída de rocas (QRA), ya que nos permite definir escenarios de cierta magnitud a los que asignar una probabilidad anual de ocurrencia (Janeras *et al.* 2021).

Con toda esta información de naturaleza 3D, que hasta ahora siempre ha sido presentada de forma estática y plana (2D), sin la posibilidad directa de interactuar con los datos y sus atributos, se inició una prueba piloto para generar un visor web 3D para visualizar los desprendimientos detectados con LiDAR terrestre en la pared de Degotalls norte (Pedraza *et al.* 2021) inspirada en Rosser *et al.* (2018). En esta comunicación se presenta una nueva versión del visor, con la nueva interfaz descrita en el apartado anterior, donde se representan los centroides de los desprendimientos detectados entre 2007 y 2020 en las paredes del monasterio y de Degotalls norte y este. Estos son visualizados sobre el modelo fotogramétrico 3D partir de las imágenes obtenidas con la cámara aerotransportada oblicua PENTA RCD30 y mediante unos vuelos de alto recubrimiento realizados por el ICGC el año 2015.

Otro ejemplo de monitorización de los cambios en la superficie de escarpes es el que se está realizando en las columnas basálticas de la localidad de Castellfollit de la Roca, que conforman uno de los paisajes más emblemáticos de la comarca de la Garrotxa y uno de los testigos más importantes del vulcanismo de Catalunya. En este caso, la dinámica de desprendimientos de rocas genera un riesgo de descalce de las edificaciones del pueblo, que se encuentra en su coronación. Se monitorea la actividad de desprendimientos para caracterizar este retroceso, así como movimientos precursores de caídas, que se han identificado en forma de vuelco de columnas basálticas (Abellán *et al.*, 2011; Matas *et al.*, 2022). En este caso se ha generado un visor web 3D con los desprendimientos detectados con TLS (Terrestrial Laser Scanner) en la vertiente norte y noreste de las paredes basálticas entre los años 2008 y 2018, donde se representan las agrupaciones de las nubes de puntos de los desprendimientos detectados con dron, realizado por el ICGC durante el mes de julio del 2018 (Figura 5).



Figura 5. Vista de los desprendimientos detectados (centroides) en la pared de Degotalls norte y este desde el emplazamiento donde se sitúa el LiDAR Terrestre. Vista de las columnas basálticas desprendidas (clústeres) en la cara norte de la pared basáltica a vista de dron.

4.2 Instrumentación de paredes rocosas

Retomando el caso del macizo de Montserrat, también se aplicó otra técnica de monitoreo de los grandes bloques potencialmente inestables en zonas de mayor interés para el PMRGM y para el seguimiento geológico y geotécnico en del Cremallera de Montserrat de Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya (FGC).

Desarrollando una red instrumental de sensores de contacto en el macizo, agrupados por proximidad en estaciones con distintas configuraciones, tanto cableadas como *wireless*. Siendo una instrumentación en la superficie de una pared rocosa vertical, resulta de interés un visor 3D como recurso descriptivo de la red de sensores en relación con la disposición estructural del bloque (Janeras *et al.* 2016). En este ejemplo se muestra la capacidad del visor de mostrar los elementos espaciales que conforman la red y consultar mediante ventanas emergentes a NetMon, el software propio desarrollado por el ICGC para visualizar los datos disponibles de los sensores mediante gráficas de su evolución temporal (Figura 6).



Figura 6. Visor web 3D de red de auscultación instalada en el recinto del monasterio de Montserrat, donde mediante una ventana emergente se muestra la consulta NetMon para visualizar los datos de los sensores instalados en ese sector.

4.3 Gestión de activos geotécnicos en infraestructuras lineales

Como ya se citaba en el punto anterior para el Cremallera de Montserrat, el ICGC realiza un seguimiento geológico y geotécnico de toda la red de FGC, incluyendo su variedad de líneas ferroviarias y las estaciones de montaña y esquí. Se trata de la labor conjunta de gestión de activos geotécnicos en su amplio espectro (taludes, laderas, muros, túneles, terraplén y obras de drenaje). Podemos distinguir la tarea inicial de catálogo o inventario de los activos de la tarea diferida en el tiempo de seguimiento de su estado, con objeto de planificar las actuaciones de mantenimiento y de mejora continua de la seguridad. Esta labor de más de 20 años ha conllevado un importante volumen de información que, en su evolución a lo largo de los años, se articuló en una base de datos y una interfaz web para su consulta. En su versión presentada en este simposio (Santana *et al.* 2017) incluye un visor web 2D de las bases cartográficas escalables sobre las cuales se muestran los activos geotécnicos objetivo del seguimiento, de modo que, por navegación y selección, se accede directamente a la información relacionada. En los últimos años se ha incorporado el uso de drones para la inspección con la visión de aplicaciones expuestas anteriormente y análogas a Tomás *et al.* (2019), obteniendo modelos 3D fotogramétricos de los activos.

Un visor web 3D es un buen aliado en este entorno de trabajo, y en concreto se han desarrollado unos visores para mostrar los catálogos de muros de contención levantados mediante vuelos con dron durante los últimos 3 años en distintas líneas de FGC. La principal diferencia con los anteriores visores es que estos contienen múltiples modelos fotogramétricos 3D distribuidos en el espacio, permitiendo la navegación entre ellos mediante el uso de un mapa 2D. Adicionalmente a través de las etiquetas donde se indica la codificación interna del activo geotécnico, se puede consultar el estado del activo y las recomendaciones de actuación (Figura 7).

5. POTENCIAL COMUNICATIVO DE LA REALIDAD VIRTUAL

En este apartado se hace una introducción a la comunicación de la geoinformación 3D mediante realidad mixta. En contraste con los visores web, que indudablemente son un recurso natural y de presente, la comunicación mediante realidad mixta parece ser una tecnología del futuro, pero en realidad esta tecnología ya ha sido usada satisfactoriamente en proyectos públicos y privados, facilitando la comunicación de información 3D compleja entre expertos y no expertos de todas las edades.



Figura 7. Visor web 3D del catálogo de muros de contención de la línea Llobregat-Anoia de FGC, donde se ejemplifican algunas de las herramientas de medición presentes en el visor y complementariamente se puede consultar el estado del activo.

5.1. Entornos de realidad física y virtual

La información digital se puede mostrar en la realidad física en un amplio espectro de formas. En el contexto de este documento, la realidad física es el terreno, los taludes y laderas y sus dinámicas. La comunicación sobre esta materia también tiene su realidad física, ya que es entre personas que comparten conocimiento, y lo pueden hacer en el terreno directamente en contacto con el problema, o en gabinete, gracias a la capacidad de abstracción. Para esta comunicación se usan distintos canales y herramientas. Hay una parte importante que generalmente se realiza de forma oral, pero el detalle técnico tiene necesitad de listar datos, de graficarlos, y las imágenes ganan frente a las palabras. Es aquí donde aparece la realidad mixta, ya que permite visualizar toda la información relativa al terreno, ya sea alfanumérica o gráfica en cualquier formato. Actualmente, toda información está en formato digital, y en principio solo sale a formato físico sobre soporte papel o pantalla 2D en informes finales o consultas establecidas. Con la realidad mixta se puede liberar a los usuarios de estas experiencias basadas en soporte 2D, permitiendo la colaboración inmersiva de distintos usuarios caminando libremente alrededor de la geoinformación 3D de una forma más natural e intuitiva. A continuación, se exponen distintos escenarios comunicativos (Figura 8).

- <u>Realidad disociada</u>: es la común hasta la fecha. La realidad física es todo el entorno donde se produce la comunicación, sea en terreno o gabinete. La geoinformación 3D está contenida en soportes 2D segregados que actualmente son digitales (dispositivos de pantalla plana) sustituyendo el soporte papel, aunque este se mantiene en el campo por su facilidad de manejo.
- <u>Realidad ampliada o aumentada</u>: en un contexto similar al anterior, sobreponemos geoinformación a la realidad física, ya sea proyectando información sobre una maqueta, o a través de un dispositivo de pantalla 2D que muestra la visión de la realidad física y le sobrepone contenido digital.
- <u>Realidad mixta</u>: ambas realidades física y digital confluyen y se diluyen para proporcionar una experiencia inmersiva para todos los usuarios. Eso se consigue acoplando el dispositivo digital a la visión estereoscópica humana natural, compuesta por un par de ojos y un cerebro que reconstruye la percepción 3D. El dispositivo ya no es una pantalla plana, sino unas gafas holográficas (*head mounted display*) que no impiden la visión de entorno físico ni la comunicación entre usuarios, permitiendo una experiencia más natural e intuitiva.

• <u>Realidad virtual</u>: el usuario desconecta de la realidad física, porque un dispositivo envolvente de realidad virtual permite sólo percibir el entorno digital; la inmersividad es absoluta, pudiendo solo comunicar con otros usuarios mediante el uso de avatares; y limitando el movimiento del usuario dentro del entorno físico. Por eso solo es aplicable en entorno gabinete que pueda ser seguro para la persona.



Figura 8. Escenarios comunicativos entre la realidad física y virtual en entornos de terreno o gabinete.

Los ejemplos de visores web 3D expuestos en el apartado 4 corresponden aún al primer entorno, aunque son un intento avanzado de transmitir geoinformación 3D sobre soporte de pantalla plana. La interactividad y el movimiento es lo que permite percibir la naturaleza 3D en un soporte 2D. Es el último paso en el entorno digital de toda la evolución de siglos de dibujo plano, jugando con proyecciones, perspectivas, renderizaciones, etc. Los visores web 3D son nuestro presente a explotar intensamente. Pero nuestro futuro a explorar está en la realidad mixta, tal como se expone a continuación.

5.2. Realidad mixta con dispositivos holográficos

En el marco del proyecto de investigación GeoRisk se están experimentando las posibilidades comunicativas de la realidad mixta mediante dispositivos holográficos. La técnica se basa en unas gafas situadas ante los ojos del usuario (*head mounted display*). Frente a cada ojo se proyectan dos vistas del modelo 3D, ligeramente distintas. La visión estereoscópica humana consigue la visualización en 3D. Al ser las gafas semitransparentes, el usuario ve también el entorno físico que le rodea. Mediante sensores de movimiento y gracias a un mapeo constante del entorno físico, el dispositivo consigue el acople del modelo 3D virtual y la realidad, quedando anclado el modelo virtual al entorno físico. Así, la visualización es estable, y puede ser compartida por las distintas personas equipadas con las gafas. Usando el seguimiento ocular y manual, los dispositivos permiten que el usuario manipule e interactúe con los hologramas como si se trataran de objetos reales. Como los usuarios pueden interactuar sobre el mismo modelo y a la vez entre ellos de forma natural, se facilita la interrogación de los datos presentados y la comunicación de ideas para llegar a un entendimiento común de forma rápida. Con ello, técnicos, académicos e investigadores pueden mostrar y comunicar los datos o resultados de estudios de forma efectiva a todas las partes interesadas.

La tecnología que se está experimentando incluye dispositivos holográficos HoloLens de Microsoft y el software *Ada Platform* desarrollado por la compañía Clirio Inc en colaboración con la consultoría BGC Engineering Inc. *Ada* es un software basado en la nube que permite la conversión de modelos digitales 3D ya disponibles en múltiples formatos a modelos holográficos 3D para las HoloLens. Una vez convertidos, los modelos holográficos 3D se cargan a las HoloLens vía la aplicación *Ada*

previamente instalada en el dispositivo, desde cualquier parte donde se disponga de conexión a internet. Una vez cargado, el modelo holográfico 3D se ancla en el espacio real usando las HoloLens y se comparte la sesión para que un máximo de 10 usuarios se conecte usando otros dispositivos HoloLens o dispositivos de realidad augmentada (iPhone o iPad) en el caso de no disponer de dispositivos HoloLens. Durante la visualización, *Ada* permite cambiar las dimensiones del modelo 3D, desde escala reducida hasta escala natural (1:1).

Hasta la fecha, esta tecnología ha sido principalmente usada en Norteamérica por empresas consultoras privadas como BGC, organismos públicos como el Gobierno Federal de Canadá o el *Department of Transportation* de Estados Unidos de América, educadores y científicos como la *Simon Fraser University* de Canadá o la *Case Western Reserve University* de Estados Unidos de America, permitiendo la rápida y efectiva comunicación de complejos problemas 3D. También se está usando de manera tentativa en las actividades de diseminación de resultados del proyecto GeoRisk. A continuación, se incluyen imágenes ilustrativas de las referidas actividades (Figura 9), en las que la visualización de la Geoinformación 3D permite analizar en detalle, por ejemplo, la fragmentación de bloques rocosos en ensayos de lanzamiento a escala real (Gili *et al.* 2022).



Figura 9. Ejemplo de diseminación de resultados del proyecto GeoRisk: inspeccionando un modelo a escala 1:1 correspondiente a un bloque de roca (imagen derecha) lanzado sobre el talud de una cantera (imagen izquierda). A pesar de que el bloque sufrió una intensa fragmentación durante la prueba de lanzamiento, aún puede ser estudiado y medido hoy gracias al modelo virtual obtenido mediante fotogrametría terrestre envolvente.

Es muy interesante la posibilidad de compartir la misma visualización 3D, poder verla desde distintos puntos de vista, y la posibilidad inmersiva (entrar en los modelos). *In extremis*, los diferentes observadores pueden estar compartiendo la misma sesión de trabajo desde espacios o ciudades distintas, visualizando el mismo modelo holográfico 3D, y trabajando sobre él de manera coordinada. Lo único necesario es estar conectado por internet al mismo grupo de usuarios.

6. CONCLUSIONES

En la actualidad, la posibilidad de obtener datos de naturaleza 3D sobre los procesos superficiales de la Tierra resulta trascendental en su aplicación en el campo de la gestión y mitigación de los riesgos geológicos, mejorando notablemente la investigación, la toma de decisiones o en la generación de conocimiento a comunicar. El avance de la tecnología en la disponibilidad de recursos de computación y almacenamiento en la nube ha permitido crear potentes visores web 3D, facilitando la combinación de nubes de puntos 3D generados mediante el uso de diferentes técnicas. Aunque no se dispone de visores web 3D ya hechos de código abierto, la existencia de prototipos desarrollados por diferentes autores permite que a los usuarios familiarizados con la interfaz de línea de comandos y con algo de programación básica, puedan testearlas e implementarlas. En este sentido, las pruebas realizadas con el renderizador Potree han demostrado sin duda que se trata de una herramienta muy potente para visualizar, analizar e interactuar con grandes conjuntos de datos 3D.

Aunque los visores web 3D expuestos en esta comunicación son nuestro presente a explotar intensamente. El futuro nos llevará a la realidad mixta y virtual, ya que, en ingeniería geológica, minera, geotécnica, la visualización de la geoinformación subterránea en 3D y de manera conjunta, ha sido siempre un tema insuficientemente resuelto. La cantidad y variedad de la geoinformación dificulta su presentación conjunta, lo que abocaba a puntos de vista muy particulares (planta y sección) que muchas veces dependían de las preferencias del técnico especialista. Estas técnicas son y serán una ayuda para superar esta limitación, especialmente para presentar resultados complejos a usuarios finales no especialmente expertos en visión 3D y 4D. Los usuarios "no-expertos" pueden ser claves porque ven los datos desde un punto de vista diferente, y pueden ayudar a identificar problemas diferentes a los previstos por los científicos e ingenieros involucrados en un determinado proyecto. Los dispositivos holográficos son de mayor ayuda, cuanto más complejos son los modelos 3D (túneles, galerías, diferentes materiales y estructura del terreno), y cuanto más diversas son las fuentes de geoinformación (litología, sondeos, ensayos, diagrafías en sondeo, resultados de geofísica eléctrica o sísmica, georadar, presencia y circulación de contaminantes en el subsuelo, etc.).

7. AGRADECIMIENTOS

Entre las distintas colaboraciones que han convergido en este trabajo, se cita el soporte del proyecto de I+D+i "Avances en el análisis cuantitativo del riesgo de caída de rocas, QRA, incorporando desarrollos en geomática" (GeoRisk) con código de referencia PID2019- 103974RB-I00, financiado por MCIN/ AEI/10.13039/501100011033.

REFERENCIAS

- Abellán, A., 2009. Improvements in our understanding of rockfall phenomenon by Terrestrial Laser Scanning. Emphasis on change detection and its application to spatial prediction. Universitat de Barcelona - PhD.
- Abellán, A; Vilaplana, J.; Calvet, J.; Garcia-Sellés, D.; Asensio, E., 2011. Rockfall monitoring by Terrestrial Laser Scanning - Case study of the basaltic rock face at Castellfollit de la Roca (Catalonia, Spain). *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11. 829-841. https://doi.org/10.5194/nhess-11-829-2011.
- Abellán, A., Derron, M.-H., and Jaboyedoff, M., 2016. Use of 3D Point Clouds in Geohazards. Special Issue: Current Challenges and Future Trends. *Remote Sensing*, 8, 130. https://doi.org/10.3390/rs8020130.
- Bemis, S.P., Micklethwaite, S., Turner, D., James, M.R., Akciz, S., Thiele, S.T., and Bangash, H.A., 2014. Ground-based and UAV-based photogrammetry: a multi-scale, high-resolution mapping tool for structural geology and paleoseismology, *Journal of Structural Geology*, v. 69, p. 163–178, https://doi.org/10.1016/j.jsg.2014.10.007.
- Blanch, X., 2016. Anàlisi estructural i detecció de despreniments rocosos a partir de dades LiDAR a la Muntanya de Montserrat. Trabajo final de grado. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Blanco, L., García-Sellés, D., Pascual, N., Puig, A., Salamó, M., Guinau, M., Gratacos, O., Muñoz, J.A., Janeras, M., Pedraza O., 2021. Identificación y clasificación de desprendimientos de roca con LIDAR y machine learning en Montserrat y Castellfollit de la Roca (Catalunya). In: *X Congreso Geológico de España*, Vitoria-Gasteiz, España.
- Buckley, S.J., Howell, J.A., Enge, H.D., and Kurz, T.H., 2008. Terrestrial laser scanning in geology: Data acquisition, processing and accuracy considerations. *Journal of the Geological Society*, v. 165, p. 625– 638, https://doi.org/10.1144/0016-76492007-100.
- Buxó, P., Janeras, M., Domènech, G., Pons, J., Prat, E., López, F., 2017. Development of a Rockfall Risk Mitigation Plan in the Montserrat Massif (Central Catalonia, Spain). In: M. Mikoš et al. (eds.) Advancing Culture of Living with Landslides, Springer International Publishing. 4th World Landslide Forum, WLF, Ljubljana, Slovenia, pp. 677-684. https://doi.org/10.1007/978-3-319-53485-5_78.
- Garcia-Badal, M., 2018. *Millora metodológica per a la detecció i caracterització de despreniments amb dades LiDAR terrestre a la Muntanya de Montserrat*. Master Thesis. Universitat de Barcelona.
- Gili, J.A., Ruiz-Carulla, R., Matas, G., Moya, J., Prades, A., Corominas, J., Mavrouli, O., 2022. Rockfalls: Analysis of the block fragmentation through field experiments. *Landslides*, 19 (5), 1009-1029.
- Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Abellán, A., Derron, M.H., Loye, A., Metzger, R., Pedrazzini, A., 2012. Use of LiDAR in Landslide Investigations: A Review. *Natural Hazards*, 61, 5–28

- Janeras, M., Navarro, M., Arnó, G., Ruiz, A., Kornus, W., Talaya, J., Barberà, M., López, F., 2004. LiDAR applications to rock fall hazard assessment in Vall de Núria. In: *4th Mountain Cartography Workshop*, International Cartographic Association, ICA.
- Janeras, M., Jara, J.A., López, F., Marcè, A., Carbonell, T., Elvira, A., 2016. Development of a wireless sensor network for rock mass deformation monitoring in the Montserrat Massif. In: *3rd RSS Rock Slope Stability Symposium*, Lyon, France.
- Janeras M., Jara, J.A., Royán, M.J., Vilaplana, J.M., Aguasca, A., Fàbregas, X., Gili, J.A., Buxó, P., 2017. Multitechnique approach to rockfall monitoring in the Montserrat massif (Catalonia, NE Spain). *Engineering Geology*. 219, 4–20. https://doi:10.1016/j.enggeo.2016.12.010.
- Janeras, M., Gili, J.A., Palau, J., Buxó, P., 2018. Checking the complementarity of different LiDAR / photogrammetry terrain models for rockfall mitigation in a demanding environment. In: *3rd Virtual Geoscience Conference*, Kingston, Canada.
- Janeras, M., Pedraza, O., Lantada, N., Hantz, D., Palau, J., 2021. TLS -and inventory-based Magnitude -Frequency relationship for rockfallin Montserrat and Castellfollit de la Roca. In: 5th RSS Rock Slope Stability Symposium, Chambéry, France.
- Matas, G, Prades, A., Núñez-Andrés, A., Buill, F., Lantada, N., 2022. Implementation of a fixed-location time lapse photogrammetric rock slope monitoring system in Castellfollit de la Roca, Spain. In: 5th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM 2022), Valencia, April 6-8.
- Núñez-Andrés, A., Buill, F., Puig, C., Lantada, N., Prades, A., Janeras, M., Gili, 2019. Comparison of geomatic techniques for rockfall monitoring. In: 4th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), mayo 2019, Atenas, Grecia.
- Pedraza, O., Janeras, M., Buxó, P., 2021. Visualización de la actividad de caída de rocas mediante visor web de nube de puntos 3D. In: XIV Jornadas SIG Libre, Girona.http://m.diobma.udg.edu/handle/10256.1/6198
- Pedraza, O., Aronés A.P., Puig C., Janeras M., Gili J.A., 2022. Rockfall monitoring: comparing several strategies for surveying detached blocks and their volume, from TLS point clouds and Gigapan pictures. In: 5th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), Valencia, Spain.
- Pugsley, J., Howell, J., Hartley, A., Buckley, S., Brackenridge, R., Schofield, N., Maxwell, G., Chmielewska, M., Ringdal, K., Naumann, N., Vanbiervliet, J., 2021. Virtual Fieldtrips: construction, delivery, and implications for future geological fieldtrips. DOI: 10.5194/gc-2021-37.
- Riquelme, A., Abellán, A., Tomás, R., 2015. Discontinuity spacing analysis in rock masses using 3D point clouds. *Engineering Geology*, 195. 10.1016/j.enggeo.2015.06.009.
- Rosser, N.J., Williams, J., Jones, R., Wilkinson, M., 2018. Live web-based presentation of 3D coastal rockfall monitoring. In: *3rd Virtual Geoscience Conference*, Kingston, Canada.
- Royán, M.J., 2015. *Caracterización y predicción de desprendimientos de rocas mediante LiDAR terrestre*. PhD Thesis, Vilaplana (Adv.) Universitat de Barcelona.
- Ruiz Carulla, R., Corominas, J., Gili, J.A., Matas, G., Lantada, N., Moya, J., Albert, P., Núñez, M.A. Buill, F., Polo, C., 2020. Analysis of Fragmentation of Rock Blocks from Real-Scale Tests. *Geosciences*. https://doi.org/10.3390/geosciences10080308.
- Santana, D., Corominas, J., Mavrouli, O., Garcia-Sellés, D., 2012. Magnitude-frequency relation for rockfall scars using a Terrestrial Laser Scanner. *Engineering Geology*, 145, 50–64.
- Santana, D., Pons, J., Rodríguez, H., Prat, E., López, F., Janeras, Marc., Buxó, P., Ferré, A., Paret, David., Comellas, J., 2017. Plataforma on-line para el seguimiento geológico y geotécnico de la red ferroviaria de FGC. In: *IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Santander, Espanya.
- Schütz, M., 2016a. *Potree: Rendering Large Point Clouds in Web Browsers*. Thesis in visual computing. Faculty of Informatics at the Vienna University of Technology, Viena, Austria, 2016.
- Schütz, M., 2016b. *PotreeConverter-Uniform Partitioning of Point Cloud Data into an Octree*. Reporte técnico. Vienna University of Technology, Viena, Austria, 2016.
- Tomás, R., Riquelme, A., Cano, M., Pastor, J.L., Pagán, J.I., Asensio, J.L., Ruffo, M., 2019. Evaluación de la estabilidad de taludes rocosos a partir de nubes de puntos 3D obtenidas con un vehículo aéreo no tripulado. *Revista de Teledetección* (2020) 55, 1–15. https://doi.org/10.4995/raet.2020.13168
- Westoby, M.J., Brasington, J., Glasser, N.F., Hambrey, M.J., Reynolds, J.M., 2012. "Structure-from-motion" photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications. *Geomorphology*, 179, 300–314.
- Williams, J., Rosser, N., Hardy, R., Brain, M., Afana, A., 2018. Optimising 4-D surface change detection: An approach for capturing rockfall magnitude-frequency. *Earth Surface Dynamics*, 6. 101-119. DOI: 10.5194/esurf-6-101.
- Wimmer, M., Scheiblauer, C., 2006. Instant Points. In: *Proceedings Symposium on Point-Based Graphics*. Eurographics. Boston, USA: Eurographics Association, July 2006, pp. 129–136. isbn: 3-90567-332-0.

EL EXTENSÓMETRO DE CABLE. VENTAJAS RESPECTO A LA AUSCULTACIÓN TRADICIONAL Y EXPERIENCIA DE APLICACIÓN EN EL VERTEDERO DE EPELE (GIPUZKOA)

IÑAKI IBARBIA (1), IOSEBA JUGO (1), JUAN JOSÉ LANCHO (1), JOAN MARTINEZ-BOFILL (2, 3), MIKEL ALBISU (1) y MIKEL FERRERES (1)

(1) Ikerlur S.L. inaki.ibarbia@ikerlur.com

 (2) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
 Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universitat Politécnica de Catalunya (UPC) Joan.martinez-bofill@upc.edu

> (3) Geomar Ingeniería del Terreno, S.L.P. martinezbofill@geomar.cat

RESUMEN

La auscultación de las laderas de los vertederos es imprescindible para estudiar su estabilidad, tanto en fase de explotación, como una vez clausurados. Una técnica habitual es instalar inclinómetros y piezómetros, para monitorizar el movimiento del terreno, y su relación con el nivel freático. La principal limitación de los inclinómetros es que no admiten deformaciones importantes que terminan por inutilizarlos. El uso del extensómetro de cable permite superar esta limitación y medir deformaciones decimétricas y superiores, permitiendo establecer sistemas de auscultación más eficientes y seguros.

En el presente trabajo se describe la experiencia de auscultación del vertedero de Epele, en Gipuzkoa, mediante inclinómetros, piezómetros y extensómetros. Los equipos extensométricos han sido desarrollados a partir de un diseño de la UPC. Desde su instalación en 2007, en un ambiente altamente agresivo, los equipos funcionan satisfactoriamente, mientras que algunos inclinómetros quedaron inutilizados en menos de 2 años. En el año 2020, se ha ampliado la auscultación con dos nuevos equipos de extensómetro de cable que permiten el almacenamiento y envío automatizado de datos al cliente vía web. De esta forma, el extensómetro de cable es un dispositivo de auscultación que permite calibrar los modelos geotécnicos y la validación de los análisis de estabilidad, y es una herramienta eficaz y durable como sistema de detección de peligro y alerta temprana.

1. INTRODUCCIÓN

El vertedero de Epele, situado en el término municipal de Bergara (Gipuzkoa), presta servicio a las empresas de la comarca del Alto Deba desde el año 1993, aceptando para su eliminación controlada residuos no peligrosos, fundamentalmente residuos industriales (escorias y similares), inertes de construcción y demolición, y mezclas de residuos no peligrosos. En julio de 2019, la explotación del vertedero de Epele se paralizó temporalmente. En 2022, tras tres años de inactividad, la Mancomunidad de Debagoiena, organismo público encargado de la gestión de residuos de los municipios de Antzuola, Aretxabaleta, Arrasate, Bergara, Elgeta, Eskoriatza, Leintz-Gatzaga y Oñati, tiene intención de reabrir el vertedero, dando servicio a 62.000 habitantes.

La auscultación de las bermas y taludes de los vertederos resulta imprescindible para conocer las condiciones de estabilidad que presenta el relleno, tanto durante su fase de explotación, como posteriormente, una vez clausurado. Un ejemplo de vertedero clausurado en Gipuzkoa y dotado de auscultación, es el vertedero de Urteta, en la Mancomunidad de Urola Kosta.

Una de las técnicas más habituales de auscultación es instalar inclinómetros y piezómetros para monitorizar el movimiento del terreno, y estudiar su relación con el nivel freático, para establecer sistemas de alerta. Los inclinómetros de tubo son uno de los elementos de auscultación geotécnica más comunes para el control de la estabilidad de las laderas. Básicamente permiten determinar la profundidad de la superficie de rotura, el espesor del plano de cizalla y la evolución de los movimientos del terreno. Como principal ventaja está su elevada precisión (milimétrica), pero sin embargo su lectura suele ser manual y admiten desplazamientos de tan sólo algunos centímetros. Para deformaciones mayores, tal y como ocurre en vertederos, es habitual que queden inutilizados ya que el tubo queda cortado o deformado de tal forma que el sensor no puede desplazarse a través de las guías.

En cuanto al equipo extensométrico de cable, tiene la ventaja respecto a los inclinómetros que permite admitir grandes desplazamientos (Angeli et al, 1988) que pueden ser de decímetros a metros, y consigue un registro automatizado de medidas en continuo de los desplazamientos (monitorización), que se almacenan en el data logger. Cuando se acompaña con la instalación de piezómetros, también permite detectar las variaciones del nivel freático, pudiéndose correlacionar los datos de desplazamiento con las presiones de agua en el terreno.

En el presente trabajo se describe la experiencia de auscultación del vertedero de Epele, en Gipuzkoa, mediante inclinómetros, piezómetros y extensómetros. Los equipos extensométricos han sido desarrollados a partir de un diseño de la UPC (Corominas et al, 2000). Desde su instalación hace más de 12 años, el equipo de extensómetro de cable, sometido a un ambiente altamente agresivo, ha funcionado de manera satisfactoria, proporcionando datos de los desplazamientos profundos del terreno con frecuencia horaria.

En el año 2020, con el vertedero en parada temporal, se implementaron dos nuevos equipos de extensómetro de cable con piezómetro eléctrico, así como un nuevo inclinómetro. Estos nuevos equipos de extensómetro de cable permiten el almacenamiento y envío automatizado de datos al cliente vía web. El sistema incorpora una unidad de alimentación, compuesta por una batería, además de placas solares que permiten su recarga automática.

2. CARACTERÍSTICAS DEL VERTEDERO

El vertedero de Epele ocupa actualmente una superficie de aproximadamente 47 Ha y colmata una antigua vaguada por cuyo eje circulaba un arroyo principal que recogía las aguas de dos arroyos superiores. Este arroyo desemboca aguas abajo del vertedero, en la regata Epele, que constituye el límite entre los T.M. de Arrasate/Mondragón y Bergara.



Figura 1. Izqda.: Plano de situación. Dcha.: Fotografía aérea del vertedero de Epele (Bergara)

Tras las obras de drenaje de aguas limpias ejecutadas en el año 2009, las aguas de escorrentía fueron desviadas perimetralmente al vertedero, discurriendo en superficie mediante cunetas y bajantes escalonadas.

La explotación del vertedero se efectúa mediante taludes de aproximadamente unos 25° de inclinación, de 15 metros de altura y con bermas horizontales intermedias de unos seis metros de ancho.

El Proyecto de Construcción contempla crear una plataforma final a la cota +380, alcanzándose en ese estado final una capacidad de almacenamiento total de $1.817.100 \text{ m}^3$.

El vertedero presenta actualmente seis bermas, a las cotas +275 (1^a berma), +290 (2^a berma), +305 (3^a berma), +320 (4^a berma), +335 (5^a berma) y +350 (6^a berma). Está previsto ejecutar el recrecido hasta las bermas 7^a (+365) y 8^a (+380).

Desde el inicio de la explotación en la primera de sus fases, hasta la paralización temporal de la actividad (julio de 2019), se han introducido en el vertedero, un total de 297.500 T, quedando por ocupar un volumen aproximado de 268.000 m³; muy similar al ya ocupado. Por lo tanto, el vertedero se encuentra aproximadamente a algo más del 50% de su capacidad, y presenta posibilidad de crecer.



Figura 2. Límites del vertedero y bermas 1 a 6 (situación actual, 2022)

3. CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO GENERAL

La zona investigada pertenece, desde el punto de vista geológico, a la envolvente mesozoica del macizo paleozoico de Cinco Villas, situándose en el flanco SW del Sinclinorio de Gipuzkoa, dentro de la Cuenca Vasco-Cantábrica.

Litoestratigrafía

Los afloramientos de roca existentes en las inmediaciones del vertedero de Epele son de edad Albiense superior-Cenomaniense, encuadrándose en el Complejo Supraurgoniano, que posee un claro carácter regresivo.

Se trata de limolitas silíceas gris oscuras a negras, de aspecto bastante masivo, que presentan intercalaciones ocasionales de areniscas micáceas. Si bien las limolitas son de aspecto masivo, también llegan a aparecer finamente laminadas, alternando con finos estratos de arenisca. Resulta muy característica la presencia, dentro de las limolitas, de nódulos ferruginosos de forma ovoidea alineados y elongados según la estratificación. Con frecuencia las limolitas sufren un tipo de alteración supergénica, originándose una disyunción en "capas de cebolla", que a veces alcanzan un tamaño métrico.

En cuanto a las areniscas, son micáceas y se encuentran bien estratificadas, dando lugar a capas con un espesor de orden centimétrico a decimétrico. Ocasionalmente, entre los niveles de limolitas y areniscas, aparecen intercalaciones de argilitas.

Las proporciones entre las diferentes litologías de la serie supraurgoniana varían, predominando las limolitas sobre las areniscas en algunas zonas, y viceversa.

Rellenos del vertedero

En la actualidad el máximo espesor de rellenos en el vertedero se sitúa bajo la berma 6, donde se alcanzan espesores próximos a los 40 m. En la Figura 3 se presenta una Planta Geotécnica General donde se indican los límites actuales del vertedero de Epele y la situación final, cuando se alcance la cota +380 según Proyecto.



Figura 3. Planta Geotécnica General del vertedero

En la Figura 4 se presentan dos cortes interpretados del terreno en los que se reflejan la geometría del vertedero.



Figura 4. Cortes del interpretados del terreno

Estructura

La estratificación se dispone según rumbos aproximados NO-SE, y buzamientos comprendidos entre 45° y 80° hacia el N y NE, con ocasionales cambios en el sentido de buzamiento de los estratos.

Hidrogeología

El vertedero se ubica en un valle con morfología en "Y", resultado de la existencia de dos arroyos que se unían constituyendo un único curso hasta desembocar en la regata Epele, tributaria del río Deba. Las aguas de escorrentía fueron desviadas perimetralmente al vertedero, con anterioridad a la ejecución del mismo.

Desde el punto de vista hidrogeológico, el substrato rocoso, limolitas y argilitas, debido a su alto contenido en finos, presentan una permeabilidad baja en estado sano (K $\leq 10^{-5}$ m/s), no constituyendo acuíferos de interés. Los rellenos presentan una permeabilidad alta (K $\geq 10^{-2}$ m/s).

Sin embargo, los paquetes de arenisca intercalados en el sustrato rocoso sí pueden presentar una permeabilidad por porosidad, si bien no presentan acuíferos de interés al tratarse de finos niveles intercalados entre materiales impermeables. Por ello, pueden existir pequeñas humedades y fluencias de agua, sin interés hidrogeológico, en aquellos niveles de roca que se encuentran más meteorizados, en los niveles más arenosos, así como a través del contacto suelo-roca.

No existe nivel freático generalizado dentro de la masa de relleno.

4. DISPOSITIVOS DE AUSCULTACIÓN

Con objeto de detectar deformaciones profundas en los rellenos y en el contacto con la roca, en julio de 2005 se instalaron dos inclinómetros (I-20 e I-21). La medida inicial de referencia de ambos inclinómetros se realizó el día 29 de Julio de 2005, realizándose posteriormente mediciones periódicas.

El inclinómetro I-21, situado en la 1^a Berma (+279 m), resultó dañado durante los trabajos de sellado del vertedero en su zona inferior, y se repuso posteriormente en marzo de 2014 (I-21A).

El inclinómetro I-20 (3^a berma, a +305 m), quedó fuera de servicio por exceso de deformación en junio de 2007 (23 meses de operatividad). Hasta ese momento, acumuló una deformación total en cabeza de unos 33 mm (velocidad media de desplazamientos de 1,43 mm/mes).

En 2009 se puso en marcha en la 3^a berma (+305m) el equipo SE-01, equipo de extensómetro de cable y piezómetro eléctrico con almacenamiento horario de datos en data logger. Desde entonces los datos son rescatados in situ con una frecuencia semestral.

En septiembre de 2020 se instaló el inclinómetro I-259 (5^a berma, a la +335 m), así como dos nuevos equipos de extensómetro de cable+ piezómetro (SE-02 y SE-03, en la 6^a berma), con almacenamiento horario y envío de datos de manera automatizada vía web.

Consiguientemente, el vertedero cuenta con la siguiente instrumentación operativa (Ver Figura 5):

- 2 inclinómetros: I-21A, de 19 m de profundidad, en la Berma 1^a "lectura 0" efectuada el 10/03/2014), e I-259, de 45 m de profundidad, en la Berma 3^a, ("lectura 0" el 04/09/2020).
- Equipos de extensómetro de cable y piezómetro: SE-01, operativo desde marzo de 2010, en la Berma 3 (+305 m), de 27 m de profundidad. Datos almacenados en el data logger y con descarga manual cada 6 meses.
- En 2021, se montaron dos equipos con envío automatizado de datos; SE-02 en la 6^a berma (zona vaguada Sur) a la +353 m), de 51,5 m de profundidad, y SE-03, instalado en la Berma 6^a (zona vaguada Norte, cota +355), siendo su profundidad de 49,6 m. Estos nuevos equipos están funcionando correctamente desde su instalación, enviando diariamente los datos de los desplazamientos del cable y de la variación del nivel piezométrico.



Figura 5. Instrumentación instalada en el vertedero de Epele

A continuación, se incluye en la Figura 6 un cuadro resumen de los diferentes equipos de auscultación, en el que se indica los valores máximos de desplazamiento registrados, su operatividad actual y el tiempo de servicio.

| TIPO DE INSTRUMENTACIÓN | DESPLAZAMIENTO MÁXIMO | OPERATIVIDAD ACTUAL | TIEMPO DE ACTIVIDAD |
|------------------------------------|--------------------------|---|------------------------|
| INCLINÓMETRO I-20 | 33 mm | NO OPERATIVO | Aprox. 2 años |
| INCLINÓMETRO I-21 | 23 mm | NO OPERATIVO | Aprox. 7 años |
| INCLINÓMETRO I-21A | 20 mm | OPERATIVO | Aprox. 8 años |
| INCLINÓMETRO I-259 | 19 mm | OPERATIVO | 1 año y 9 meses |
| EXTENSÓMETRO + PIEZÓMETRO SE-01 | 140 mm | OPERATIVO (Piezómetro no operativo) | 12 años y 3 meses |
| EXTENSÓMETRO + PIEZÓMETRO SE-02 | 12 mm | OPERATIVO | 1 año |
| EXTENSÓMETRO + PIEZÓMETRO SE-03 | 7 mm | OPERATIVO | 1 año |

Figura 6. Cuadro resumen de auscultación del vertedero de Epele

5. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE CABLE EXTENSOMÉTRICO

El equipo de cable extensométrico permite medir los desplazamientos del terreno y establecer mediante el piezómetro anexo las relaciones con los niveles de agua subterránea, de tal manera que, en conjunto puede utilizarse este dispositivo como sistema de detección del peligro y alerta temprana.

El extensómetro de cable utilizado es un dispositivo no comercial, que ha sido diseñado y desarrollado en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la UPC Universitat Politécnica de Catalunya (Corominas et al, 2000). El equipo ha sido fabricado en un taller especializado y está diseñado para auscultar desplazamientos de forma continua. Los desplazamientos son medidos en un sondeo que ha de atravesar la superficie de rotura. El sondeo debe contar con un tubo de revestimiento de PVC para evitar que se puedan desprender sus paredes. Su principal ventaja es que permite un registro continuo (cada 30 minutos o 60 minutos, por ejemplo), y admite además grandes deformaciones, de orden métrico, inasumible en sondeos dotados con tubería inclinométrica.

El instrumento consiste en un cable de acero que se introduce hasta el fondo del sondeo. El cable de acero se encuentra protegido en el interior del sondeo por una funda de plástico sellada para evitar su posible corrosión por parte del agua subterránea o terreno agresivo.

El extremo inferior del cable está anclado en el fondo del sondeo, por debajo de la superficie de rotura, mediante un mortero de cemento. El otro extremo del cable está en el exterior y se mantiene a tensión constante por medio de una polea y un contrapeso. Dicho contrapeso se sitúa en otro sondeo auxiliar de un metro de profundidad realizado al lado del sondeo principal.

Un movimiento a lo largo de un plano de deslizamiento ocasiona el desplazamiento del cable y la rotación de la polea. La rotación de la polea se puede medir en campañas sucesivas de manera visual y directa en un dial acoplado a la misma, o bien de manera continua mediante un potenciómetro solidario con el eje de la polea y que está conectado a un dispositivo de registro, llamado data logger, que almacena las lecturas a intervalos de tiempo prefijados (una lectura cada hora, por ejemplo).

El esquema del dispositivo de un extensómetro de cable es el siguiente:



Figura 7. Esquema de dispositivo de cable extensométrico. J. Corominas et al. / Engineering Geology 55 (2000), p. 151

El equipo permite medir grandes desplazamientos. Es importante señalar que la variación de la longitud del cable no coincide exactamente con el movimiento de traslación a lo largo del plano de rotura (Corominas et al. 2000). Muchas veces, en una fase inicial, el cable no se desplaza en sentido del movimiento, sino que se recoge, en función de la profundidad, ángulo y espesor de la zona de rotura y también del diámetro de la perforación y de lo que se deforme el terreno a lo largo de la zona de rotura.

Como principales limitaciones, el equipo no permite la detección de la profundidad de la superficie de rotura, ni tampoco la determinación del vector desplazamiento. Si esto fuera necesario, la solución sería instalar un inclinómetro de sacrificio junto al equipo de extensómetro de cable.

Adicionalmente, dentro del sondeo se instala un piezómetro eléctrico, que consta de un sensor eléctrico o sonda de nivel, que se sitúa en el la parte inferior de un tubo piezométrico ranurado de tipo abierto. El piezómetro se conecta con el data logger existente en superficie, que es el encargado de registrar las mediciones de presión de agua a intervalos de tiempo prefijados.

La presión de agua registrada en el sensor estará en función de la columna de agua existente sobre el mismo. Conocida la profundidad de instalación del sensor es fácil determinar la profundidad del nivel freático.



Figura 8. Izda.: Equipo de extensómetro de cable+piezómetro SE-01. Centro: Nuevo equipo de extensómetro de cable+piezómetro SE-02. Dcha.: Caseta protección equipo SE-03

Un ejemplo de experiencia en el uso de extensómetros similares a los instalados en el vertedero de Epele, se encuentra en el deslizamiento instrumentado desde 1987 en Vallcebre, en el Pirineo Oriental (Gili et al, 2021).

6. RESULTADOS OBTENIDOS

El extensómetro de cable SE-01 ha permitido registrar de manera continuada los desplazamientos del terreno en la 3ª berma del vertedero, desde el mes de marzo de 2010 hasta la actualidad.

El equipo se programó para realizar una lectura cada hora. Los datos registrados por el equipo son almacenados en un data logger situado junto al mismo. Los datos se descargan cada 6 meses para su interpretación.

A fecha actual (junio 2022) el desplazamiento total acumulado registrado por el extensómetro en estos 12 años alcanza los 140 mm. La velocidad media de los movimientos desde origen se sitúa aproximadamente en 0,95 mm/mes. Sin embargo, en este extensómetro se observa claramente que la velocidad media de los desplazamientos se ha ralentizado a partir del año 2012.

El piezómetro instalado junto al extensómetro indicó la ausencia de nivel de agua en el relleno en el periodo que se mantuvo operativo (10 años).

A continuación, se incluye un gráfico con la evolución temporal de los desplazamientos registrados en el extensómetro SE-01.



Figura 9. Extensómetro SE-01. Gráfico de desplazamiento total acumulado

El extensómetro de cable SE-02 ha permitido registrar de manera continuada los desplazamientos del terreno en la 6^a berma (sector Norte) desde el mes de julio de 2021 hasta la actualidad.

El equipo se programó igualmente para realizar una lectura cada hora. Los datos registrados por el equipo son almacenados en el data logger situado junto al equipo. Diariamente el data logger envía los datos vía web a un servidor, donde son analizados prácticamente a tiempo real.

A fecha actual (junio 2022) el desplazamiento total acumulado registrado por el extensómetro en estos últimos 11 meses ha sido de unos 12 mm. La velocidad media de los movimientos se sitúa aproximadamente en 1,05 mm/mes, similar a la del equipo SE-01.

El piezómetro instalado junto al extensómetro registra igualmente mediciones horarias del nivel de agua en el terreno. Las lecturas realizadas hasta el momento indican la ausencia de nivel de agua en el relleno.

A continuación, se incluye un gráfico con la evolución temporal de los desplazamientos registrados en el extensómetro SE-02.



Figura 10. Extensómetro SE-02. Gráfico de desplazamiento total acumulado

El extensómetro de cable SE-03 ha permitido registrar de manera continuada los desplazamientos del terreno en la 6^a berma (sector Sur) desde el mes de abril de 2021 hasta la actualidad.

El equipo se programó para realizar una lectura cada hora. Los datos registrados por el equipo son almacenados en el data logger situado junto al equipo. Diariamente el data logger envía los datos vía web a un servidor donde son analizados prácticamente a tiempo real.

A fecha actual (junio 2022) el desplazamiento total acumulado registrado por el extensómetro en estos últimos 14 meses ha sido de unos 7 mm. La velocidad media de los movimientos se sitúa aproximadamente en 0,50 mm/mes, inferior a la registrada en los equipos SE-01 y SE-02.

El piezómetro instalado junto al extensómetro indica presencia puntual de nivel de agua en el fondo del sondeo.

A continuación, se incluye un gráfico con la evolución temporal de los desplazamientos registrados en el extensómetro SE-03.



Figura 11. Extensómetro SE-03. Gráfico de desplazamiento total acumulado

Analizando los datos de movimientos con respecto a los datos de pluviometría y evolución de los niveles freáticos, se ha comprobado que los "saltos o incrementos puntuales" medidos por los equipos extensométricos, no tienen una relación directa con la pluviometría o variaciones del nivel freático.

En cualquier caso, se trata de variaciones pequeñas de 1-2 mm, hecho que demuestra la buena sensibilidad del equipo. El motivo puede ser debido a ajustes del equipo, o bien a pequeños asientos de la masa de relleno. En cualquier caso, permite constatar que la masa del relleno es estable.

7. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se describe la experiencia de auscultación del vertedero de Epele, en Gipuzkoa, mediante inclinómetros, piezómetros y extensómetros de cable. La auscultación de las laderas de los vertederos es imprescindible para estudiar su estabilidad, tanto en fase de explotación, como una vez clausurados.

Una técnica habitual es instalar inclinómetros y piezómetros, para monitorizar el movimiento del terreno, y su relación con el nivel freático. La principal limitación de los inclinómetros es que no admiten deformaciones importantes que terminan por inutilizarlos. En nuestro caso, uno de los inclinómetros quedó inutilizado tras 23 meses, debido a un desplazamiento de 33 mm.

El uso del extensómetro de cable permite superar esta limitación y medir deformaciones decimétricas y superiores, permitiendo establecer sistemas de auscultación más eficientes y seguros. El extensómetro de cable utilizado es un dispositivo no comercial, que ha sido diseñado y desarrollado en el Departamento de Ingeniería civil y ambiental de la UPC Universitat Politécnica de Catalunya (Corominas et al, 2000). El equipo ha sido fabricado en un taller especializado, y está diseñado para auscultar desplazamiento de forma continua.

El equipo de cable extensométrico permite medir los desplazamientos del terreno y establecer mediante el piezómetro anexo las relaciones con los niveles de agua subterránea, de tal manera que, en conjunto puede utilizarse este dispositivo como sistema de detección del peligro y alerta temprana.

En el vertedero de Epele de Bergara existe un histórico de correcto funcionamiento de uno de estos equipos a lo largo de más de 12 años, sometidos a un ambiente altamente agresivo.

En conclusión, el extensómetro de cable ha resultado muy adecuado para monitorizar vertederos y deslizamientos en los que se prevean grandes desplazamientos, inasumibles con la inclinometría convencional. Cuando se acompaña con la instalación de piezómetros, este equipo permite correlacionar los datos de desplazamiento con las presiones de agua almacenadas en el data logger. La tecnología actual consigue poder remitir los datos de manera telemática, sirviendo como sistema de detección del peligro y alerta temprana.

AGRADECIMIENTOS

Este Artículo técnico no hubiera sido posible sin la colaboración y el interés mostrado por DEBAGOINENEKO MANKOMUNITALEA/MANKOMUNIDAD DE DEBAGOIENA.

También agradecemos al Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politécnica de Catalunya, y especialmente al profesor José Moya por su soporte en el desarrollo de los equipos extensométricos y su inestimable ayuda en la instalación y puesta en marcha.

REFERENCIAS

Angeli, M.G., Gasparetto, P., Silvano, S., Tonnetti, G. (1988). "An automatic recording system to detect the critical stability of slopes". *Proc. 5th Int. Symp. on Landslides, Lausanne, 10-15 July 1988, vol. 1, pp 375-378.*

Corominas, J., Moya, J., Lloret, A., Gili, J.A., Angeli, M.G., Pasuto, A., Silvano, S. (2000) "Measurement of landslide displacements using a wire extensometer". *Engineering Geology 55, pp.* 149-166.

Gili, J.A., Moya J., Corominas, J., Crossetto, M., Monserrat, O. (2021) "Past, Present and Future Monitoring at the Vallcebre Landslide (Eastern Pyrenees, Spain)". *MDPI, Applied Sciences 2021, 11, 571*.

EL USO COMBINADO DE TÉCNICAS TOPOMÉTRICAS, FOTOGRAMÉTRICAS, TELEDETECCIÓN Y DE CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO PARA EL SEGUIMIENTO DE TALUDES ESTABILIZADOS TRAS UN EVENTO PAROXÍSTICO; EL EJEMPLO DE RUENTE.

ALBERTO GONZÁLEZ DÍEZ ⁽¹⁾, JOSÉ ANTONIO BARREDA ARGÜESO ⁽¹⁾, MANUEL DOMINGO DEL JESÚS CLEMENTE ⁽²⁾, MIGUEL ANGEL DIEZ BARRIO ⁽²⁾, ZURA RIKADZE ⁽¹⁾, IGNACIO GARCÍA UTILLA ⁽³⁾ y LAURA RODRIGUEZ RODRIGUEZ ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Ciencias de la Tierra y Física de la Materia Condensada, Universidad de Cantabria. Avd. Los Castros s/n, 39005 Santander, Cantabria. gonzalea@unican.es (autor correspondiente)

⁽²⁾ Consejería de Obras Públicas, Ordenación del Territorio y Urbanismo, Gobierno de Cantabria. C/Alta 5, 7, 39008 Santander, Cantabria.

⁽³⁾ Departamento de Transportes y Tecnología de Proyectos y Procesos, Universidad de Cantabria. Avd. Los Castros s/n, 39005 Santander, Cantabria.

RESUMEN

En enero de 2019, Cantabria se vio afectada por un periodo prolongado de precipitaciones con registros de intensidad muy elevados. Multitud de laderas, así como algunas infraestructuras relevantes, como la CA-180, a su paso por Ruente, sufrieron daños por deslizamientos. Allí, un talud fue afectado simultáneamente por cinco deslizamientos que involucraron tanto a depósitos superficiales como al macizo rocoso; conllevando trabajos de restauración. Finalizados éstos, y con el fin de anticiparse ante posibles nuevas roturas se ejecutaron tareas de seguimiento-control mediante el empleo combinado de técnicas topométricas, fotogramétricas (imágenes capturadas por drones), teledetección, caracterización del macizo rocoso. Los registros constataron varios datos de interés: el papel jugado por los materiales alterados y anisotropías del macizo rocoso en su génesis; el papel jugado por el agua que saturó el talud; y la actuación de precipitaciones otoñales. Asimismo, constataron como el uso conjunto de estas técnicas refuerzan el estudio de taludes.

1. INTRODUCCIÓN

La estabilización de taludes constituye una medida de mitigación ampliamente empleada en aquellas áreas susceptibles al desarrollo de procesos de movimientos en masa (Bromhead, 1997). Los métodos de estabilización comprenden un amplio campo de medidas, entre las que destacan por su frecuente aplicación: el cambio de la geometría de la ladera, del drenaje y el empleo de medidas de refuerzo y sostenimiento (Popescu y Sasahara, 2009; Kazmi et al., 2017; Winter et al., 2022). El seguimiento de los taludes restaurados tras eventos paroxísticos ha atraído el interés de la comunidad científica ante la necesidad de conocer la utilidad de las medias paliativas descritas. Tanto en la práctica profesional como en la literatura aparece un amplio espectro de medidas para la observación-seguimiento de

laderas estabilizadas (Brezzi et al., 2020). Para ello, se han usado muchas herramientas como inclinómetros, sensores de presión, galgas extensométricas, técnicas topométricas como GPS o topografía clásica, láser escáner terrestre (Kazmi et al., 2017), fotogrametría de objeto cercano, técnicas de análisis de imagen o fotogramétricas (como la estructura para el movimiento) que se favorece gracias al empleo de centenares de imágenes capturadas por vehículos aéreos no tripulados o VANT (González-Díez A. et al., 2014; Riquelme et al., 2017). Recientemente, dentro de esa lista se han incorporado otras herramientas novedosas como son las técnicas termográficas (Racek et al., 2021) o fibra óptica ligada a anclajes (Abeykoon et al., 2018; Gallage et al., 2018). A pesar del amplio despliegue de trabajos existente en la literatura, en el que se muestra la bondad de estos métodos, todavía hay pocos ejemplos donde varias de dichas herramientas se presentan de manera complementaria. Y muchos menos en los que se estudia el comportamiento de taludes restaurados ante nuevos eventos de precipitación. En estos ejemplos de rápido desenlace es posible comprobar la eficiencia de las medidas y herramientas utilizadas, a corto plazo; sin la necesidad de abrir amplias ventanas de registro, de analizar sutiles variaciones de parámetros, o resultados de diferente precisión o resolución espacial. Y uno de esos ejemplos es el talud de Ruente (Cantabria), que sufrió una intensa alteración por deslizamientos (denominados argayos en Cantabria) desencadenados por precipitaciones ocurridas en invierno de 2019. Una vez fue restaurado se llevaron a cabo tareas de seguimiento y control ante posibles nuevas alteraciones producidas por otros eventos de lluvia. Para ello, se llevó a cabo un seguimiento del talud mediante el empleo combinado de técnicas topométricas (GPS diferencial), fotogramétricas-tratamiento de imagen (mediante imágenes capturadas por drones) y geomecánicas. En este trabajo se presentan los principales resultados obtenidos en el seguimiento del talud restaurado.

2. ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio correspondiente al talud restaurado se presenta en la Fig 1. La Carretera Autonómica (CA) -Cabezón de la Sal a Valle de Cabuérniga- sufrió una importante afección al paso por la localidad de Ruente (Cantabria), en el P.K. 7+400 (Fig 1a), como consecuencia de importantes precipitaciones. El talud se encuentra situado a 219 (m.s.n.m.), en la Cuenca hidrográfica del río Saja, justo después de cruzar la Sierra del Escudo de Cabuérniga en dirección sur. Desde un punto de vista climático (Fig 1b), se registran precipitaciones durante todo el año (precipitación median anual, p.m.a. es 1341 mm) y la temperatura es suave (temperatura media anual, t.m.a. es 12,2 °C), correspondiendo a una asociación climática Cfb según Köppen y Geiger (CLIMATE-DATA.ORG, 2022). El mes más lluvioso es noviembre (148 mm) mientras que en el estío se sitúa en agosto manteniendo precipitaciones significativas (89 mm). En ese mismo mes se registran las temperaturas máximas (18,3 °C) mientras que en febrero se registran las mínimas (6,8 °C).

Desde un punto de vista geológico, los materiales del substrato son mesozoicos (Fig 1c). Los más antiguos corresponden a calizas y margo calizas del Jurásico Medio de origen marino. Sobre éstos se encuentra una secuencia sedimentaria cíclica de carácter continental denominada Formación Bárcena Mayor, cuya edad se sitúa en el Cretácico Inferior. Por encima aparecen los materiales de la cobertera. Corresponden con sedimentos cuaternarios formados por depósitos fluviales y de ladera, que en la cumbre se encuentran recubiertos por rendzinas, cambisoles eutrícos-dístricos, y pequeñas isletas de rankers. Estructuralmente, dichos materiales se sitúan en el flanco norte de una gran estructura antiformal que discurre por la localidad de Terán y que afecta a todo el conjunto sedimentario mesozoico. Esta macro estructura se encuentra mecanizada por fracturas de dirección SE-NW que favorecen el desarrollo de los valles fluviales afluentes al río Saja.

3. METODOLOGÍA

La metodología empleada en el análisis de la evolución del talud consta de dos componentes. La primera está firmemente apoyada en otras aproximaciones metodológicas que ya han sido probadas con éxito en estudios equivalentes (González-Díez et al., 2017; González-Díez et al., 2018). En ellas, se combinan técnicas fotogramétricas, topométricas y de tratamiento de imagen con otras de carácter más hidrogeológico, geomorfológico y geomecánico.



Fig.1 Carboncillo del paisaje de Ruente en el que se muestran las siguientes características: a, localización del talud de Ruente dentro de Cantabria y de la cuenca del río Saja; b, climograma de Ruente; c, principales unidades estratigráficas que afloran en el talud.

La segunda, incorpora un análisis del macizo rocoso, a lo largo del tiempo en el que se realiza el estudio, con el fin de poder conocer cómo ha variado su comportamiento tras los diferentes eventos de precipitación que afectaron al talud. Posteriormente, mediante test cinemáticos (Markland, 1972) alimentados con datos extraídos de clasificaciones geomecánicas, se analizó la potencialidad de las anisotropías presentes para generar roturas.

De manera más amplia, el método parte de la confección de una base de datos que comprende tanto la recogida de datos climáticos, geológicos, topométricos, y de teledetección. En el caso de estudiado, los datos climáticos, se obtuvieron de la red de estaciones meteorológicas automáticas de la AEMET existentes en la zona. Las medidas topométricas han sido realizadas empleando la misma aproximación e instrumentación que en González-Díez et al. (2017, 2018). Los datos fotogramétricos han sido elaborados a partir de imágenes capturadas por vehículos aéreos no tripulados (VANT) popularmente conocidos como drones. Principalmente, se empleó un modelo DJI Phantom 4 que incluía una cámara de 12,4 megapíxeles modelo FC330_3.6_4000x3000 calibrada. Las imágenes capturadas se procesaron posteriormente en el software Pix4D Mapper V.4.3.27 basado en algoritmos de estructura para movimiento (SFM). Los apoyos fotogramétricos se realizaron a partir de más de 50 puntos en el terreno, registrados mediante los dispositivos GPS bifrecuencia. La caracterización de las unidades geologías involucradas en el deslizamiento ha considerado tanto a los materiales del substrato, de cobertera como de la estructura geológica existente. Dichos datos aportan información de las características de la matriz rocosa y las anisotropías presentes en el macizo rocoso. Una vez identificadas y cartografiadas sobre el talud las unidades geológicas (empleando técnicas de campo y fotointerpretación) se ha procedido a su caracterización geomécanica siguiendo las propuestas metodológicas de González de Vallejo y Ferrer Gijón (2007). Varias agrupaciones fueron diferenciadas, fijándose estaciones en las que se midieron diversos parámetros geomecánicos y extrajeron muestras para ulteriores determinaciones en laboratorio. Los parámetros recopilados son: 1) Resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa: ensayo de compresión simple (laboratorio), ensayos PLT (campo-laboratorio), medidas equivalentes por medio de esclerómetro (campo).

2) Grado de fracturación del macizo: determinación del parámetro Jv (campo), y posterior determinación del RQD aplicando la corrección empírica de Palstron (ISRM, 1981).

- 3) Espaciado de las discontinuidades: separación entre diaclasas (m).
- 4) Condiciones de las discontinuidades: rugosidad, continuidad, relleno, bordes.
- 5) Condiciones hidrogeológicas: caudal, presión de agua, humedad.

Con los datos descritos se elaboraron clasificaciones geomecánicas empleado el RMR de Bieniawski (1979). Mediante dichos parámetros, usando análisis cinemáticos alimentados con la geometría del talud y de las anisotropías del macizo rocoso se han identificado las diferentes cuñas que es posible puedan aparecer en el talud y, su potencial susceptibilidad para desarrollar naturalmente deslizamientos. Las puntuaciones iniciales RMR se compararon con las obtenidas en otras fechas del periodo de estudio, permitiendo analizar mediante los respectivos test cinemáticos los cambios del comportamiento geomecánico sufridos por las diferentes unidades identificadas. Paralelamente, se desarrolló un análisis geomorfológico que ha comprendido la caracterización de los procesos activos desarrollados con posterioridad al evento paroxístico. Para ello, se emplearon las tradicionales técnicas de campo y fotointerpretación. La fotointerpretación estuvo basada tanto en imágenes aéreas (PNOA, como otras capturadas por los VANT y cámaras instaladas sobre el terreno) como de satélite (Sentinel 2 y 3). Los contactos cartografiados fueron introducidos en una geodatabase que se gestionó en ARGIS. Estos datos estuvieron apoyados por medidas GPS sobre el terreno y fotogrametricas. El seguimiento de las deformaciones manifestadas en el talud se llevó a cabo cada tres semanas aproximadamente.

4. RESULTADOS

Los principales resultados del estudio de la evolución del talud restaurado se presentan a continuación organizados según los siguientes subapartados: talud reconstruido; análisis de las unidades litológicas presentes, características geomecánicas de las agrupaciones del terreno; análisis de la evolución de la precipitación como factor desencadenante; análisis geomorfológico y evolución del talud.

<u>Talud reconstruido.</u> Localizado en la CA 180 (pk. 7+400), a su paso por Ruente (Fig 1). La construcción del talud ha ocasionado la extracción de un volumen importante roca correspondiente a los materiales del substrato; aprovechando la estructura geológica, y siguiendo la estratificación (Fig 2). Los modelos digitales de superficie obtenidos muestran como el talud posee cuatro orientaciones dominantes: WSW, W, NW y N. Las dos primeras han generado recortes con inclinaciones de entre 52 y 60°; mientras que las dos últimas han conformado taludes con inclinaciones de entre 30 y 38°. El pie del talud ha sido reforzado mediante un muro cimentado con anclajes sobre el propio cauce del río Saja, que se ha revestido de otro de mampostería para impedir la acción erosiva del río. Adicionalmente se ha creado una plaza amplia, a la misma cota de la carretera, con trinchera y caballón de frenado, que de momento está impidiendo la llegada de bloques desprendidos.

<u>Análisis de las unidades geológicas presentes.</u> De las unidades estratigráficas descritas y presentadas en la Fig 1, la más afectada por la construcción del talud es la Formación Bárcena Mayor, constituyendo el substrato rocoso. Tiene una disposición estructural de dirección NW-SE y un buzamiento medio en dirección W, con un peso específico saturado promedio relativamente elevado (29,1 KN/m³). El desmonte realizado exhumo las unidades de cobertera excepto el coluvión. Se han identificado siete familias de anisotropías en el macizo rocoso, cuyas orientaciones promedio (dirección y buzamiento) son las siguientes: F1, 141°- 67°; F2, 47°- 85°; F3, 87°- 66°; F4, 312°- 64°; F5, 225°- 27°; F6, 0°- 90°; F7, 10°- 46°. Adicionalmente, se debe subrayar la presencia de una falla cuyo rumbo es F 297°, con un buzamiento de 60° y la estratificación promedio, S0, cuya dirección es 197° y buzamiento 49° todas ellas se han presentado en proyección estereográfica en la Fig 2.



Fig 2. Esquema 3D con la disposición estructural de las agrupaciones geomecánicas confeccionadas (números negrita, negro) y red de fracturación (proyección estereográfica situada a la izquierda). En blanco unidades litoestratigráficas. La correspondencia entre agrupaciones geomecánicas y unidades litoestratigráficas es la siguiente:
1, 2 y 3 (unidad 2.1 de areniscas amarillentas); 4, (unidad 2.3, niveles de lutitas negras); 5, (unidades 2.2b y 2.3, corresponden con las secuencias cíclicas de lutitas grises-verdosas); 6, (unidad 2.3, lutitas grises-negras con lignitos); 7 (unidad 2.2a, lutitas rojas con algún nivel de areniscas).

<u>Características geomecánicas de las agrupaciones del terreno</u>. La combinación entre las diferentes unidades de matriz rocosa, anisotropías y geometría del talud permitió definir las siguientes agrupaciones geomecánicas presentadas en la Fig 2, indicando entre paréntesis su correspondencia con las unidades lito-estratigráficas: 1 o meridional, 2 o central (está muy mecanizada) y 3 o septentrional (las tres corresponden con unidad 2.1 de areniscas amarillentas); 4, (unidad 2.3, niveles de lutitas negras); 5, (unidades 2.2b y 2.3, corresponden con las secuencias cíclicas de lutitas grises-verdosas); 6, (unidad 2.3, lutitas grises-negras con lignitos); 7 (unidad 2.2a, lutitas rojas con algún nivel de areniscas). Asimismo, se calificó como grupo 7 el cono de finos situado al pié del grupo 2 (principalmente arcillas rojas y algún bloque de lutitas rojas y areniscas), formado por restos desprendidos desde la cumbre del talud. Como queda patente en la Fig 2, el recorte del talud ha supuesto que la mayoría de las agrupaciones 6 y 7 hayan sido exhumadas de la cara central del talud, quedando tan solo situadas en su pie.

Tras la finalización de los trabajos de restauración, las primeras medidas efectuadas en las estaciones geomecánicas muestran los siguientes valores promedio para las unidades litoestratigráficas: Unidad 2.1, areniscas de grano medio, ferruginosas, de colores amarillo-beige, posee una clasificación geomecánica buena (clase RMR tipo II), equivalente con cohesiones del orden a 300-400 KPa y ángulos de rozamiento interno de 35 a 45°. Unidad 2.2a, arcillas anaranjadas, ocres y rojizas en tramos métricos, posee una clasificación geomecánica regular (clase RMR tipo III), equivalente con cohesiones del orden a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 2.2b, lutitas gris-verdosas en niveles decimétricos, con algún nivel de areniscas, posee una clasificación geomecánica regular (clase RMR tipo III), equivalente con cohesiones del orden a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 200-300 KPa y ángulos de rozamiento interno de a 100-200 KPa y ángulos de rozamiento interno de entre 15 a 25°.

Las agrupaciones geomecánicas descritas presentan un comportamiento diferencial respecto al peso específico saturado. Así, las agrupaciones 3, 6 y la parte inferior de la 5 poseen un peso específico

saturado (γ Sat) de alrededor de 29 KN/m³; mientras que tanto la parte superior de la unidad 5 (27,7 KN/m³) como la unidad 4 (22,1 KN/m³) poseen valores más reducidos. Otro aspecto interesante es que tanto el techo de la agrupación 5 como toda la 6 presentan cemento calcáreo, por lo que son fácilmente erosionables por la acción meteórica de las aguas.

La principal porosidad de los materiales presentes en el talud es de tipo secundario, aprovechando la tupida red de fracturación, con densidades promedio (en la parte central, agrupación 2) de entre 10 a 26 fracturas /m³, cuyos planos poseen aperturas medias de entre 1 y 10 mm. Aunque no se realizaron estudios de permeabilidad ad hoc, los datos existentes en la literatura para otras unidades del Purbeck del norte de la península aportan consideraciones similares a las observadas en campo. En su conjunto, este tipo de substrato es un aquitardo generando aportaciones reducidas en torno a 0,5 l/s (Sanz Pérez y Martínez, 2004), con bajas permeabilidades de entre 10⁻³ a 10⁻⁵ cm/s (IGME, 2015; MTMAU, 2019) que pueden aumentar hasta llegar a tener a permeabilidades medias gracias a la porosidad secundaria generada por la red de fracturación; aportando transmisividades 10 a 80 m² * día⁻¹ y recargas de 0,066 m³/m² * año⁻¹ (García Gil, 2012). Cabe tener en cuenta que, en otros estudios internacionales de modelización hidráulica, litológicas equivalentes a las estudiadas permiten permeabilidades más ágiles (0,1 a 0,7 m/día). Asimismo, debe hacerse constar la fácil alterabilidad que presentan los materiales ronda el 45 %, frente al 30 % de media frente las restantes unidades geomecánicas que es más reducida.

Aunque las unidades correspondientes a depósitos superficiales no intervienen directamente en la inestabilidad también se clasificaron geomecánicamente. Así, los depósitos fluviales, la Unidad 3 (bloques sueltos con arenas y matriz limoso arcillosa, GW-GP) presenta un comportamiento dispar, los bloques otorgan un comportamiento muy resistente mientras que los componentes de la matriz (arenas limos y arcillosas, SM-SC) posee una resistencia entre 0,10-0,25 MPa y son muy plásticos (MH). La Unidad 4 (limos y arcillas muy plásticas SM-MH) corresponden a depósitos de argayos con resistencias muy bajas (entre 0,10-0,25 MPa) y arcillas muy plásticas remoldeadas (MH). Los coluviones de la Unidad 5 (arenas, limos y arcillas, algún bloque aislado), al igual de los depósitos fluviales, poseen un comportamiento dispar entre los bloques y la matriz. Esta última posee resistencias entre 0,25 y 0,50 MPa, siendo muy plástica, con cohesión 0,7-1,03 Kg/cm² y ángulos de rozamiento interno , φ =46-48°. En cualquier caso, la evolución del comportamiento de los depósitos superficiales no ha sido analizado en más detalle porque su papel en la evolución de la inestabilidad es irrelevante.

<u>Análisis de la evolución de la precipitación como factor desencadenante</u>. Los datos climáticos muestran como 2019 fue un año húmedo (Fig. 3), con máximos de precipitación registrados en invierno y otoño, y algún evento de marcada intensidad registrado a finales del verano. En el evento que desencadenó la inestabilidad en el talud de Ruente, durante enero-febrero de 2019 (con fecha de comienzo el 17 de enero y finalización el 3 de febrero), ha comprendido 32 días con lluvias casi continuas. Las precipitaciones registraron valores casi 3 veces superiores al promedio para ese periodo (Fig. 3). Las máximas intensidades registradas fueron de 102 litros por metros cuadrado en 24 horas (el 24 de enero), y 93,4 litros por metros cuadrado en 24 horas el día anterior. Entre ambos días se recogieron 195,4 mm en la zona.

Tras este evento, las precipitaciones retornaron a valores normales, aunque un poco por debajo de la media (Fig 3). Desde finales del verano hasta principios del invierno, las precipitaciones vuelven a incrementarse por encima de los valores promedio. El total de precipitaciones registradas en la estación de Los Tojos, desde el 1 de julio hasta el 31 de diciembre de 2019 ha sido de 858,2 mm (Fig 3); una cantidad bastante notable para este periodo si la comparamos con el promedio. A finales del estío- principios del otoño se han registrado dos episodios de fuertes precipitaciones, superiores a 80 mm (10 de septiembre y 23 de octubre). Tanto estos dos eventos como otro producido el 18 de agosto (con precipitaciones inferiores a 20 mm pero muy intensas) ocasionaron roturas del talud restaurado (González Díez, 2019). Centrando el análisis exclusivamente en el periodo posterior al estío, las precipitaciones son superiores al promedio, en torno a 1,34 y 2,0 veces.



Fig 3. Datos climáticos (precipitación acumulada mensual en mm y temperatura media diaria en °C) de la estación de Los Tojos (identificador, 1135C; Altitud, 460 m; Latitud, 43°08'49N; Longitud, 04°12'51W), extraídos del Visor del Atlas climático de la Península y Baleares (AEMET, 2022). Los datos de temperatura media diaria °C y de precipitación acumulada mensual (mm) para 2019 han sido tomados de Datos-clima (2021). Como los registros del mes de octubre son nulos se ha tomado para ese mes la temperatura de la estación meteorológica más próxima (Santillana del Mar). La estación de Los Tojos está situada a 9,81 km de Ruente (en línea recta).

<u>Análisis geomorfológico y evolución del talud.</u> Después de la finalización de los trabajos de restauración, aparecieron sobre la cara orientada al oeste signos claros de inestabilidad. Se detectó un incremento del drenaje por las fracturas existentes. El tratamiento de imagen llevado a cabo sobre las imágenes capturadas por los drones ha permitido establecer una estrecha correlación entre las fracturas y la red hidrográfica medida en campo (Fig 4A), evidentemente éstas sirvieron como conducto para desaguar el macizo rocoso saturado. Además, se detectó un incremento en la apertura de las grietas en las fracturas, especialmente aquellas localizadas en la zona tectonizada central de la agrupación 2 (Fig 4A). Este fenómeno sin duda es debido a la descompresión del macizo rocoso con motivo del recorte producido en la ladera.

La superficie total afectada por movimientos a principios del otoño es de más de 770 m² (un 4,3% de la superficie de la actuación). Los datos de campo y el análisis de imagen indican que los rasgos geomorfológicos generados, desde finales del verano, se han modificado con enorme rapidez. Con las primeras lluvias intensas, sucedidas a mediados-finales del verano, comenzaron a localizarse pequeños desprendimientos y flujos superficiales, bajo las áreas más mecanizadas por los planos de anisotropías descritos (Fig 4B). Los desprendimientos afectaron principalmente a las areniscas (agrupaciones 1, 2 y 3), llegando a desplazarse bloques con percentiles de 0,25 m³ formando pequeños campos de acumulación de bloques a su pie.

La superficie afectada a finales de octubre es de más de 1.081 m² (un 28,7% mayor que la anterior). Nuevamente las precipitaciones han modificado los rasgos generados favoreciendo que los flujos superficiales alteren las formas detectadas en la campaña anterior. La cara oriental del talud presenta flujos superficiales de 25 cm de espesor promedio, que afectan a las litologías de las unidades geomecánicas 2, 4 y 5 (Fig 4B). Asimismo, el talud presenta evidencias de la actuación de procesos de descompresión. Los datos indican que el macizo rocoso se está estirando hacia NW y también muestran signos inequívocos de descompresión en las unidades 2 y 3. En esta cara del talud comienza a hacerse patente la aparición de coronas de despegue y la aparición de campos de bloques desprendidos a su pie (bloques con tamaños entre 0,013 y 0,026 m³). En las agrupaciones lutíticas 6

y 7 se desarrollaron flujos superficiales, de 50 cm de espesor. Asimismo, durante el otoño, comenzó a aparecer, en el extremo septentrional del talud, una grieta de más de 30 metros de longitud y 70 cm de profundidad media (grieta 17, Figs 4B y C) compatible con el desarrollo de un deslizamiento de tipo rotacional. No obstante, su pie no mostró plegamientos en punta ni signos de deformación-traslación. El pie del resto del talud presenta un comportamiento muy sólido y estable, no apreciándose signos de inestabilidad en superficiale. En la cara norte del talud (Fig 4C), aparecieron con las lluvias estivales 3 flujos muy superficiales (50 cm de espesor); además, cerca de la cumbre se formó una grieta en arco de 50 cm de profundidad y 20 m de longitud (Fig 4B). Otros elementos geomórficos generados con las lluvias otoñales son: grietas, coronas, escarpes abruptos, signos de reptación en el arbolado. Llama la atención la presencia de grietas a una distancia de 57 m desde la carretera (en proyección horizontal) y a una altura de 281m. Algunas de ellas muestran un movimiento de tipo expansivo, indicativas de que el macizo rocoso está muy afectado por el sistema de anisotropías descrito. También llama la atención la presencia de grietas de descompresión en el substrato rocos. Dichas roturas se sitúan a una altura superior que las comentadas anteriormente y a unos 79 metros de la carretera (en proyección horizontal).

La superficie afectada el 2 de diciembre muestra un incremento de un 20 % en la superficie afectada por desprendimientos y flujos, respecto a los datos tomados a finales de octubre; localizándose la mayoría de los argayos en los taludes W y NW, ligados a las cicatrices que aparecen en las unidades 2 y 3. Otro elemento geomorfológico de relevancia es la presencia de numerosas grietas de tracción abiertas, así como otras sigmoidales. Su análisis estructural permite considerar que el talud se está expandiendo. En la parte superior del talud, junto al arbolado, también aparecen grietas de tracción en la agrupación 9; que llegan a tener saltos de hasta 1 m. En este sector se localizan numerosas grietas radiales que convergen en la corona número 9, lo que indica una acción remontante de la inestabilidad. Sobre la superficie de todo el macizo rocoso aparecen muchos otros signos de deformación que indican que el talud está muy activo.

Seguimiento de la evolución del talud. Las medidas del cambio de las características geomecánicas se presenta en la Tabla 1. Dichas medidas se llevaron a cabo en las estaciones, a lo largo del otoño de 2019, tras los principales eventos de precipitación registrados en la zona los días 10 y 26 de octubre, así como el 2 de diciembre. Los resultados correspondientes al 10 de octubre aportan puntuaciones RMR similares a los obtenidos tras la restauración del talud, conservándose el valor de los parámetros resistentes del macizo rocoso. Esta situación también se aprecia en los test cinemáticos realizados (Fig 4D). A lo largo del otoño, las areniscas amarillentas (unidad litoestratigráfica 2.1) muestran un incremento significativo en el grado de alteración y pérdida del cemento carbonatado (González-Díez, 2019). Las tres agrupaciones geomecánicas (1, 2 y 3) en las que se ha dividido esta unidad muestran signos inequívocos de meteorización. No obstante, este hecho es más patente en las agrupaciones 2 y 3, apreciándose además una pérdida de resistencia en la matriz rocosa. Es precisamente en la agrupación 2, en la que los espaciados promedio de las discontinuidades es menor (entre 1 y 5 metros), donde se detecta la producción de bloques sueltos de entre 1/8 a 1/64 m³. Con el transcurso del otoño de 2019, los valores de RMR obtenidos para cada una de las agrupaciones muestra un progresivo deterioro (Tabla 1). Éste, queda reflejado de manera patente en los correspondientes test cimemáticos efectuados (Fig 4D, E y F). Los datos geomecánicos recopilados para los materiales del sustrato muestran una importante susceptibilidad a la inestabilidad; que, de manera más marcada, se refleja en la zona que está más intensamente mecanizada por las fracturas correspondientes a la familia F1 (agrupación 2). Este hecho queda patente por la aparición de numerosos rasgos de descompresión del macizo rocoso. Asimismo, los registros muestran la influencia en la fuerte meteorización ocurrida durante el otoño en las agrupaciones 1, 2 y 3.

Tomando en consideración todos los datos recopilados se ha estimado que existen seis conjuntos del terreno con comportamiento cinemático independiente (Figs 4G y H). Estos seis conjuntos se han agrupado en cuatro posibles cuerpos atendiendo al tipo de movimiento en masa que es plausible que desarrollen.

El mayor de los movimientos (conjunto 4) estaría compuesto por las agrupaciones 4, 5 y 6 y posee un volumen de más de 51.107m³. Es posible que cada una de ellas pueda adquirir un comportamiento diferenciado independiente en función de movimientos diferenciales. El conjunto 3 afectaría a más

de 11.156 m³, mientras que el 2 involucra a 2250 m³. Por último, el conjunto 1 comprende 1950 m³ y es el de menor importancia.

Tabla 2. Valoraciones de los grupos geomecánicos tomados en las diferentes estaciones geomecánicas descritas, durante las fechas indicadas. Los parámetros considerados aparecen en el margen izquierdo, así como las correcciones por orientación y tipo de actuación, y clase RMR, indicando su equivalencia en los parámetros resistentes de cohesión (kPa) y ángulo de rozamiento interno (phi/º). Basado en Rock Mass Rating, Bieniawski, 1979.

| Fecha | 10/10/2019 | 26/10/2019 | 02/12/2019 | 10/10/2019 | 26/10/2019 | 02/12/2019 |
|----------------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Grupo geomecánico | 1 | 1 | 1 | 4 | 4 | 4 |
| Resistencia de la roca sana | 12 | 12 | 12 | 7 | 7 | 7 |
| RQD | 17 | 17 | 17 | 8 | 8 | 8 |
| Espaciado discontinuidades | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| Estado discontinuidades | 22 | 22 | 17 | 12 | 12 | 12 |
| Condiciones hidrogeológicas | 10 | 10 | 10 | 7 | 7 | 7 |
| Suma parcial | 71 | 71 | 66 | 44 | 44 | 44 |
| Corrección actuación/orientación | -10 | -10 | -10 | -10 | -10 | -10 |
| RMR final | 61 | 61 | 56 | 34 | 34 | 34 |
| Clase RMR | II | II | III | IV | IV | IV |
| C/kPa | 300-400 | 300-400 | 200-300 | 100-200 | 100-200 | 100-200 |
| phi/° | 35-45 | 35-45 | 25-35 | 15-25 | 15-25 | 15-25 |
| | | | | | | |
| Grupo geomecánico | 2 | 2 | 2 | 5 | 5 | 5 |
| Resistencia de la roca sana | 12 | 12 | 7 | 12 | 12 | 7 |
| RQD | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| Espaciado discontinuidades | 8 | 8 | 8 | 10 | 10 | 10 |
| Estado | 15 | 9 | 3 | 18 | 16 | 10 |
| Condiciones hidrogeológicas | 10 | 7 | 7 | 10 | 7 | 4 |
| Suma parcial | 53 | 44 | 33 | 58 | 53 | 39 |
| Corrección actuación/orientación | -10 | -10 | -10 | -5 | -5 | -5 |
| RMR final | 43 | 34 | 23 | 53 | 48 | 34 |
| Clase RMR | III | IV | IV | III | III | IV |
| C/kPa | 200-300 | 100-200 | 100-200 | 200-300 | 200-300 | 100-200 |
| phi/° | 25-35 | 15-25 | 15-25 | 25-35 | 25-35 | 15-25 |
| | | | | | | |
| Grupo geomecánico | 3 | 3 | 3 | 6 | 6 | 6 |
| Resistencia de la roca sana | 12 | 12 | 12 | 4 | 4 | 4 |
| RQD | 17 | 17 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| Espaciado discontinuidades | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| Estado | 22 | 22 | 9 | 6 | 6 | 6 |
| Condiciones hidrogeológicas | 10 | 10 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| Suma parcial | 71 | 71 | 44 | 33 | 33 | 33 |
| Corrección actuación/orientación | -10 | -10 | -10 | -5 | -5 | -5 |
| RMR final | 61 | 61 | 34 | 28 | 28 | 28 |
| Clase RMR | II | II | IV | III | III | III |
| C/kPa | 300-400 | 300-400 | 100-200 | 200-300 | 200-300 | 200-300 |
| phi/° | 35-45 | 35-45 | 15-25 | 25-35 | 25-35 | 25-35 |

А





С



Ε



G











Fig 4. Procesos activos y evolución geomecánica del talud. A, vista en planta de la red de drenaje medida sobre el talud mediante técnicas de campo y de tratamiento de imagen. B, esquema geomorfológico que muestran los procesos activos detectados en la cara oeste del talud desde el 10 hasta el 26 de octubre de 2019. C, esquema geomorfológico que muestran los procesos activos detectados en la cara norte del talud durante las mismas fechas que en la anterior (D, Deslizamiento planar; F, Flujo; Desp., Bloques desprendidos; en rojo y numeradas en negro las principales coronas de rotura identificadas en la imagen; círculos negros, elipses de expansión). Análisis cinemáticos

correspondientes a los diferentes taludes presentes en la ladera objeto de estudio. D, datos procedentes de las observaciones del 10 de octubre de 2019. E, datos procedentes de las observaciones del 26 de octubre de 2019. F, datos procedentes de las observaciones del 2 de diciembre de 2019. El color indica la clase RMR (Verde, Buenaclase II; Naranja, Media-clase III; Rojo, Mala-clase IV). Las proyecciones presentan el Norte en la horizontal, orientado a la izquierda, conforme el geográfico. Los vértices de las cuñas corresponden a las flechas azules, la punta de la flecha indica el sentido del movimiento. El color de la unidad geomecánica corresponde a su clase RMR promedio. En G y H se presentan respectivamente líneas principales de rotura potencial (rojo grueso discontinuo), identificadas en los taludes N y W. Los números (1-6) indican los nuevos conjuntos con comportamiento cinemático independiente.

5. CONCLUSIONES

Todos los datos hasta ahora presentados, tanto los geomecánicos, como los geomorfológicos, así como la estructura geológica existente, indican que la zona presenta una importante susceptibilidad natural a la génesis y desarrollo de movimientos de ladera. Además, los datos recopilados indican que los movimientos en masa detectados en el talud continuarán desarrollándose en el futuro como consecuencia de la descompresión del macizo rocoso, el progresivo empeoramiento en la calidad geomecánica de los materiales implicados, la estructura geológica desfavorable y, por último, la meteorización del macizo rocoso en este entorno climático presente.

Los ciclos alternantes que se sucedieron, en los que se combinaron momentos en los que el macizo rocoso estuvo expuesto a una alta radiación solar (seco) y después fuertes precipitaciones (saturado), minaron la resistencia de la matriz rocosa de manera sorprendentemente rápida. Estas alternancias entre momentos secos y otros húmedos en el que se sucedieron varios días de lluvia continuada y precipitaciones intensas favorecieron la meteorización de los cementos minerales presentes en las márgenes de las fracturas existentes en el macizo.

Asimismo, los resultados muestran como el uso conjunto de estas técnicas refuerzan el estudio de taludes. Todas ellas han permitido correlacionar las deformaciones topométricas registradas en el talud, con las señales radiométricas capturadas por los drones y con aquellos los sectores cinemáticamente más inestables.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado con los fondos del proyecto 29.P114.64004 (Universidad de Cantabria). Los autores agradecen a la Consejería de Obras públicas, ordenación de Territorio y Urbanismo, y a Enrique Gutierrez Marcos, su colaboración en la realización del mismo.

REFERENCIAS

- Abeykoon, T., Gallage, C., Dareeju, B., Trofimovs, J., 2018. Real-time monitoring and wireless data transmission to predict rain-induced landslides in critical slopes. Aust. Geomech. J. 53, 61–76.
- AEMET, 2022. Visor del Atlas climático de la Península y Baleares [WWW Document]. URL https://www.aemet.es/es/web/serviciosclimaticos/datosclimatologicos/atlas_climatico/visor_atl as_climatico
- Bieniawski, Z., 1979. The geomechanics classification in rock engineering applications, in: 4th ISRM Congress.
- Brezzi, L., Gabrieli, F., Cola, S., Lorenzetti, G., Spiezia, N., Bisson, A., Allegrini, M., 2020. Digital Terrestrial Stereo-Photogrammetry for Monitoring Landslide Displacements: A Case Study in Recoaro Terme (VI) BT - Geotechnical Research for Land Protection and Development, in: Calvetti, F., Cotecchia, F., Galli, A., Jommi, C. (Eds.), . Springer International Publishing, Cham, pp. 155–163.
- Bromhead, E.N., 1997. THE TREATMENT OF LANDSLIDES. Proc. Inst. Civ. Eng. Geotech. Eng. 125, 85–96. https://doi.org/10.1680/igeng.1997.29231
- CLIMATE-DATA.ORG, 2022. CLIMATE-DATA.ORG [WWW Document]. URL https://es.climate-data.org/europe/espana/cantabria/ruente-210005/

Datos-clima, 2021. datos Meterológicos [WWW Document]. URL https://datosclima.es/Aemet2013/Precipitastad2013.php

Gallage, C., Dareeju, B., Trofimovs, J., Wang, L., Uchimura, T., 2018. Real-Time Monitoring and

Failure Prediction of a Slope Due to Rainfall - Case Study. 9th Int. Conf. Sustain. Built Environ. 12–18.

- García Gil, A., 2012. Estudio hidrogeológico e hidroquímico del drenaje subterráneo del macizo del Moncayo en las Tierras de Agreda (Soria). Zaragoza.
- González-Díez, A., 2019. Informe de seguimiento deslizamiento de Ruente (CA-180, Cabezón de la Sal a valle de Cabuérniga, p.k. 7+400), Octubre a final proyecto. Unviversidad de Cantabria.
- González-Díez, A., Bruschi, V.M., Sánchez, J., Bonachea, J., Diaz de terán, J.R., J., R., Fernández, G., Martínez, P., Zarroca, M., Linares, R., Rodriguez, V., San Millán, E., Hoyos, S., Martín, S., 2017. Studying a Landslide in Its Paroxysmal Phase; the Reactivation of the Sebrango Landslide (Spain), June 2013, in: Mikoš, M., Tiwari, B., Yin, Y., Sassa, K. (Eds.), Advancing Culture of Living with Landslides. Springer Berlin Heidelberg, pp. 163–170. https://doi.org/10.1007/978-3-319-53498-5
- González--Díez, A., Fernández--Lozano, J., Remondo, J., Bonachea, J., Morellón, M., Fernández-Maroto, G., Martínez-Cedrún, P., Riquelme, A., Sánchez Espeso, J., 2018. El empleo de técnicas fotogramétricas, topométricas y de tratamiento de imagen en la determinación del patrón geomórfico de desprendimientos rocosos, in: Garcia, C., Gómez-Puyol, L., Morán-Tejeda, E., Batalla R.J. (Eds.), Geomorfología Del Antropoceno. pp. 123–126. https://doi.org/ISBN 978---84---09---04850---2
- González-Díez A., Fernández-Maroto, G., Doughty, M.W., Díaz de Terán, J.R., Bruschi, V., Delgado, J., Cardenal, J., Pérez, J.L., Mata, E., 2014. Development of a methodological approach for the accurate measurement of slope changes due to landslides , using digital photogrammetry 615–628. https://doi.org/10.1007/s10346-013-0413-5
- González de Vallejo, L., Ferrer Gijón, L., 2007. manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocoso en afloramientos, Geología y. ed. IGME, Madrid.
- IGME, 2015. Mapa Litoestratigráfico, de permeabilidades e hidrogeológico de España a escala 1:200.000.
- ISRM, 1981. Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. Pergamon Press.
- Kazmi, D., Qasim, S., Harahap, I.S., Baharom, S., Mehmood, M., Siddiqui, F.I., Imran, M., 2017. Slope Remediation Techniques and Overview of Landslide Risk Management. Civ. Eng. J. 3, 180–189. https://doi.org/10.28991/cej-2017-00000084
- Markland, J.T., 1972. A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected. London.
- MTMAU, 2019. ESTUDIO INFORMATIVO DE LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD NOGALES DE PISUERGA – REINOSA.
- Popescu, M.E., Sasahara, K., 2009. Engineering Measures for Landslide Disaster Mitigation BT -Landslides – Disaster Risk Reduction, in: Sassa, K., Canuti, P. (Eds.), . Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 609–631. https://doi.org/10.1007/978-3-540-69970-5 32
- Racek, O., Blahut, J., Hartvich, F., 2021. Observation of the rock slope thermal regime, coupled with crackmeter stability monitoring: Initial results from three different sites in Czechia (central Europe). Geosci. Instrumentation, Methods Data Syst. 10, 203–218. https://doi.org/10.5194/gi-10-203-2021
- Riquelme, A., García-Davalillo, J.C., Sarro, R., Tomás, R., Cano, M., Pastor, J.L., Abellán, A., Gerardo, H., 2017. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DEL TALUD DESPRENDIDO EN CORTES DE PALLÁS (VALENCIA) MEDIANTE STRUCTURE FROM MOTION (SFM) CON IMÁGENES ADQUIRIDAS CON REMOTELY PILOTED.
- Sanz Pérez, E., Martínez, A., 2004. Hidroestratigraf{\'\i}a e hidrogeoqu{\'\i}mica de la Facies Weald del Noroeste de la Cordillera Ibérica (Región de Pinares, Soria), in: VIII Simposio de Hidrogeología. Asociación Española de Hidrogeólogos. Instituto Geológico y Minero de España (IGME), pp. 155–164.
- Winter, M.G., Nettleton, I.M., Seddon, R., Leal, D., Marsden, J., Codd, J., 2022. Assessment of Innovative Slope Repair Techniques BT - Advances in Transportation Geotechnics IV, in: Tutumluer, E., Nazarian, S., Al-Qadi, I., Qamhia, I.I.A. (Eds.), . Springer International Publishing, Cham, pp. 635–647.

EMPLEO DE IMÁGENES PAZ PARA LA MONITORIZACIÓN DE UN MOVIMIENTO DE LADERA EN ALCOY (ALICANTE) MEDIANTE INTERFEROMETRÍA SAR DIFERENCIAL

W.T. SZEIBERT (1,2), R. TOMÁS (2), X. LIU (2,3), J.M. LOPEZ-SANCHEZ (4), E. DÍAZ (2), C. ZHAO (3)

(1) Sixense, Departamento Satélite L'Hospitalet de Llobregat Barcelona, España.

(2) Departamento de Ingeniería Civil Escuela Politécnica Superior de Alicante Universidad de Alicante Alicante, España

(3) School of Geological Engineering and Geomatics Chang'an University Xi'an, China

(4) Departamento de Física, Ingeniería de Sistemas y Teoría de la Señal Escuela Politécnica Superior de Alicante Universidad de Alicante Alicante, España

RESUMEN

La ciudad de Alcoy se sitúa en el norte de la provincia de Alicante, en la cuenca de drenaje del río Serpis. Esta zona se caracteriza por la presencia de materiales del Mioceno hasta la actualidad con pendientes elevadas, sobre las que se desarrollan numerosos movimientos de ladera. En este estudio se ha analizado un movimiento de ladera localizado al sudeste del casco urbano de Alcoy, en las inmediaciones del río Molinar, que afecta a la carretera N-340, así como a diversas infraestructuras próximas. El análisis de los desplazamientos se ha realizado a partir de imágenes SAR del satélite PAZ (banda X) procesadas mediante Interferometría SAR (InSAR) diferencial avanzada. Las series temporales y los mapas de desplazamiento han permitido identificar los posibles factores desencadenantes, así como definir la superficie afectada por la inestabilidad. El estudio se ha completado con una cartografía geomorfológica de detalle a escala 1:2.000, además de un análisis de daños estructurales realizado in situ. La integración de toda la información obtenida y su posterior análisis ha permitido definir de forma precisa la extensión de la inestabilidad, su dinámica y su relación con los posibles factores desencadenantes.

1. INTRODUCCIÓN

Los movimientos de ladera causan cerca de 100 fallecidos mensualmente en todo el mundo (Froude & Petley, 2018), además de pérdidas económicas de miles de millones de dólares al

año (Aleotti & Chowdhury, 1999). La caracterización de la dinámica de las inestabilidades y el conocimiento de su relación con los factores desencadenantes resulta imperativo a la hora de gestionar estos riesgos geológicos y reducir las pérdidas asociadas.

La monitorización de los movimientos de ladera se suele abordar a través de técnicas convencionales como la topografía o la instalación de instrumentos *in situ* como los inclinómetros. Sin embargo, en los últimos años se han desarrollado diversas técnicas remotas, como la interferometría radar de apertura sintética (InSAR), que permiten medir los desplazamientos del terreno en amplias zonas a lo largo del tiempo. La InSAR constituye una excelente alternativa para medir con gran precisión y resolución los desplazamientos asociados a los movimientos de ladera, y proporciona tanto mapas de distribución de desplazamientos, como series temporales que muestran la evolución en el tiempo de los desplazamientos de la superficie del terreno, así como de las estructuras construidas sobre el mismo.

La ciudad de Alcoy, localizada en el norte de la provincia de Alicante, posee una litología y relieve que son proclives al desarrollo de movimientos de ladera, que históricamente han afectado a numerosos edificios y vías de comunicación de la ciudad (Delgado & Tomás, 2003). En el presente trabajo se realiza un estudio mediante InSAR utilizando datos adquiridos por el satélite PAZ (banda X) de un deslizamiento localizado en Sen Benet Baix, al sureste de la ciudad de Alcoy, en la margen izquierda del Río Molinar y que afecta a la carretera nacional N-340. Los resultados obtenidos mediante InSAR son a su vez integrados con información procedente de diferentes fuentes para una mejor caracterización del deslizamiento y de su dinámica. La principal novedad de este trabajo es la aplicación de imágenes procedentes del satélite PAZ para la monitorización de un movimiento de ladera del que se dispone de muy poca información, pese a afectar a uno de los principales accesos rodados de la ciudad.

2. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La zona de estudio (Figura 1A) se localiza al sureste del casco urbano de la ciudad de Alcoy, en el norte de la provincia de Alicante (España). El término municipal de Alcoy se encuentra situado en las Zonas Externas de la cordillera Bética, dentro de la unidad Prebética. El relieve predominante está constituido por materiales del Mesozoico y del Paleógeno, que presentan orientaciones preferentemente NE-SO y cuyas estructuras geológicas poseen como nivel de despegue las arcillas yesíferas Triásicas del Keuper (Estévez Rubio et al., 2004).

El casco urbano se ubica dentro de una cuenca Neógeno-Cuaternaria (Almela, 1975) en la que destacan las margas de origen marino de la formación Tap, que alcanzan potencias superiores a los 400 m de espesor en su depocentro (IGME, 1985). Estas margas presentan una estructura masiva con nódulos de caliza e intercalaciones arcillosas. De forma discordante a las margas del Tap (Figura 1B) hay una extensión considerable de paraconglomerados oligomícticos de caliza con matriz arcillosa con arena de edad Plioceno (Almela, 1975). También existen numerosos depósitos cuaternarios de diversas procedencias, incluidos, depósitos fluviales y aluviales de la red de drenaje del río Serpis (IGME, 1985).

La zona de estudio forma parte del área de captación del rio Molinar, que es tributario del río Serpis. Estos ríos, junto con el Barchel, generaron valles escarpados con pendientes superiores a los 45° que alcanzan los 30 m de altura debido a la erosión remontante producida como consecuencia de un importante episodio erosivo acaecido durante el Cuaternario (Delgado et al., 2006; Delgado & Tomás, 2003; IGME, 1985). Este relieve abrupto, combinado con las litologías poco competentes mencionadas anteriormente, conlleva un importante riesgo de inestabilidades de ladera.

En un estudio de riesgos geológicos desarrollado por el IGME (1985) se señala que los movimientos más frecuentes consisten en deslizamientos que se desarrollan en las margas del Tap y aluviales, que presentan planos de rotura curviplana.

Históricamente, Alcoy ha sufrido algunos terremotos de gran magnitud como el ocurrido el 18 de diciembre de 1396 (intensidad VIII-IX) en Tavernes de la Valldigna, del 2 de diciembre de 1620 con epicentro en Alcoy (intensidad VII-VIII), el de Muro de Alcoy el 19 de junio de 1644 (intensidad VIII), el acaecido el 23 de Marzo de 1748 en Estubeny (intensidad IX) o el de Onteniente, ocurrido el día 1 de Julio de 1945 (intensidad VII, mb=4.8) (IGN, 2022a). Cabe señalar que, aunque la zona está considerada como un entorno de baja actividad sísmica (Delgado et al., 2006), existe constancia de que tanto el terremoto de Alcoy como el de Onteniente desencadenaron inestabilidades en la zona urbana de Alcoy (IGME, 1985). Respecto a los factores climáticos debe indicarse que Alcoy registra precipitaciones anuales de entre 200 y 900 mm, siendo la media de 520 mm (Círculo Industrial de Alcoy, 2022).

El movimiento de ladera estudiado en este trabajo fue cartografiado originalmente por el IGME (1985) y más recientemente por Martino et al. (2018). La inestabilidad presenta una morfología en planta aproximadamente elíptica, con su eje mayor orientado según la línea de máxima pendiente del terreno. Esta atraviesa la carretera N-340, en su coronación se sitúa el polideportivo municipal Francisco Laporta, y en el pie existen varias edificaciones industriales abandonadas.



Figura 1: (A) Localización de la zona de estudio. (B) Mapa geológico (basado en IGME, 1985) con la delimitación del deslizamiento realizada por (Martino et al., 2018). Las litologías son: 4ma: Margas masivas (formación Tap); m12b: Paraconglomerados oligomícticos con matriz arcilloso con arenas (Plioceno); m4b: Margas con intercalaciones de margocalizas (Mioceno); qd: Zahorras naturales (Holoceno); qg: gravas y arcillas (Pleistoceno superior); qk: Travertinos con intercalaciones lenticulares de grava (Pleistoceno).

3. METODOLOGÍA

3.1. Actividad sísmica

Se ha analizado el catálogo del Instituto Geográfico Nacional (IGN, 2022b) de terremotos ocurridos durante el periodo monitorizado con la técnica InSAR, que abarca desde septiembre de 2019 a febrero 2021, con un radio aproximado de 100 km. En total se han identificado unos 200 eventos, de los cuales solamente dos presentaron una magnitud (mbLg) superior a 3. El

epicentro del sismo de mayor magnitud (mbLg 3.6) e intensidad máxima de IV, más próximo a la inestabilidad estudiada, se produjo el día 3 de noviembre de 2020 a unos 7 km de distancia. Para este sismo, la magnitud de momento (M_w) se ha calculado mediante la magnitud a partir de la amplitud de la fase Lg (mbLg) con la expresión siguiente (Rueda y Mézcua, 2002):

$$M_w = 0.311 + 0.637mbLg + 0.061mbLg^2 \tag{1}$$

Esta relación es válida para valores de mbLg comprendidos entre 1.7 y 5.7, resultando un valor de M_w =3.4 para el evento considerado. Este valor permitirá evaluar la potencial influencia del sismo en el deslizamiento estudiado a través de la relación de Keefer (1984) y la equivalente propuesta por Delgado et al. (2011) para la cordillera Bética.

3.2. Campaña de campo

El reconocimiento de campo realizado en el entorno del movimiento de ladera ha permitido, junto con el análisis de fotografías aéreas, delinear su contorno de forma precisa. Para ello, en primer lugar, se llevó a cabo una cartografía geológica de detalle. En segundo lugar, se cartografiaron los escarpes existentes, las crestas transversales, así como las grietas de tracción, cuya apertura fue debidamente registrada. Por último, se llevó a cabo un inventario de daños en los edificios existentes en el entorno de la inestabilidad, de acuerdo a la metodología propuesta por Del Soldato et al. (2018).

3.3. Procesado InSAR

Las imágenes SAR empleadas en este trabajo (Tabla 1) han sido adquiridas por el satélite español PAZ, que opera en la banda X de frecuencias (9.65 GHz). Se han utilizado un total de 21 imágenes adquiridas entre el 09/09/2019 y el 07/02/2021 comprendiendo un periodo temporal de 517 días (i.e. 1.4 años). El conjunto de imágenes ha sido pre-procesado mediante el programa Gamma, llevando a cabo los siguientes pasos: corregistrado de las imágenes SAR, generación de interferogramas, desenrollado de fase y filtrado. Se ha utilizado el método SBAS (Small baseline InSAR time series analysis) para estimar el desplazamiento y las series temporales, siendo las líneas de base espacial y temporal máximas de 400 m y 150 días, respectivamente.

El procesado de los datos InSAR permite obtener la velocidad media de desplazamiento de cada reflector persistente (PS), además de la serie temporal de los desplazamientos producidos en cada PS durante el periodo estudiado.

Un aspecto relevante a tener en cuenta es que los desplazamientos de cada PS se miden en la dirección de la línea de vista (LOS) del satélite. Además, los valores negativos indican un alejamiento de la superficie del terreno respecto al satélite, mientras que los positivos indican el acercamiento hacia el satélite.

4. **RESULTADOS**

4.1. Trabajo de campo

El trabajo de campo desarrollado ha permitido delimitar la extensión del movimiento de ladera además de los daños que ha causado sobre la carretera N-340 y sobre diversas construcciones (Figura 2). El deslizamiento tiene una longitud de 360 m y un ancho variable entre 92 y 160 m.
En la cabecera del movimiento de ladera se han identificado el escarpe principal, así como numerosos escarpes secundarios. En el pie también se distingue algún escarpe de menor longitud y diversas crestas transversales. Por otra parte, se han cartografiado grietas de tracción tanto en el firme de la antigua carretera N-340, de hasta 0.3 m de apertura, como en la parte superior del flanco derecho, en el que poseen hasta 1 m de apertura.

Los edificios denominados 3, 4 y 5 se localizan en el pie del movimiento de ladera (Figura 2) y no presentan daños. Sin embargo, el edificio 2, también situado en el pie, presenta numerosos daños, principalmente en forma de grietas en los paramentos del edificio, compatibles con la actividad de la inestabilidad estudiada. El edificio 1, situado en el lateral derecho del pie del deslizamiento tampoco presenta daños.



Figura 2: Mapa geomorfológico del deslizamiento. Los números 1 a 5 se refieren a construcciones existentes.

4.2. Análisis InSAR

4.2.1. Distribución de los desplazamientos

La Figura 3 muestra las velocidades InSAR de la superficie del terreno. Como puede observarse, los desplazamientos de mayor magnitud del deslizamiento se concentran sobre la carretera N-340 (Figura 3), con velocidades medias en la línea de vista del satélite (LOS) de hasta -31.08 mm/año. En la coronación, el patrón de desplazamiento es más heterogéneo, mostrando valores de desplazamiento de hasta -8 mm/año. Debido a la existencia de vegetación, a la que es especialmente sensible la banda X, el número de PS disminuye drásticamente en la zona del pie de la inestabilidad. Fuera del contorno del deslizamiento, se observa estabilidad general, con una desviación estándar $(1 \cdot \sigma)$ de 1.93 mm/año y desplazamientos medidos de entre -4 y 4 mm/año. En la zona central de la inestabilidad, coincidiendo con la zona del terraplén de la carretera N-340, se observa una mayor deformación negativa (alejamiento del satélite) que en la parte más baja, donde se aprecian movimientos

positivos (hacia el satélite), lo que podría ser compatible con un mecanismo de rotura rotacional (Figura 3).

4.2.2. Series temporales

En la Figura 4 se representan la serie temporal del desplazamiento medio de todos los PS localizados dentro (línea de color verde) y fuera (línea de color rojo) del contorno de la inestabilidad, así como la de precipitación acumulada. Se ha marcado también el terremoto ocurrido el 3 de noviembre de 2020 (3.6 mbLg) con epicentro a 6.44 km de la inestabilidad (línea negra vertical). Cabe aclarar que la precipitación acumulada representa la lluvia total acumulada hasta cada fecha de adquisición de una imagen SAR (en este procesado se dispone generalmente de una imagen cada 11 días) por lo que corresponde a las precipitaciones acumuladas los 11 días previos a cada medida de deformación.

Como se aprecia en la Figura 4, el desplazamiento medio fuera del movimiento de ladera es estable, con oscilaciones en torno a 0 y con valores máximos y mínimos comprendidos entre - +2 y -2 mm, respectivamente. Dentro del contorno de la inestabilidad, el desplazamiento aumenta de forma progresiva, con algunas oscilaciones de amplitud inferior a 4 mm y con un desplazamiento máximo medio registrado superior a los -8 mm y que en alguno de los PS alcanzó los -50.3 mm.



Figura 3: Mapa de velocidades InSAR. La deformación está medida en dirección de la máxima pendiente.

5. DISCUSIÓN

En el presente trabajo se han empleado datos InSAR obtenidos a partir del procesado de imágenes del satélite PAZ para monitorizar un movimiento de ladera. Los datos InSAR, junto

con la información de detalle obtenida *in situ*, han permitido caracterizar la extensión y la dinámica del deslizamiento, que además parece presentar una componente rotacional. El tramo de carretera en desuso debido a la eliminación de la curva, que correspondería al cuerpo principal del movimiento de ladera, concentra la mayor tasa de desplazamiento de la inestabilidad. La cabecera también muestra desplazamientos, aunque de menor magnitud. Los desplazamientos medidos son compatibles con las grietas halladas sobre el tramo de carretera en desuso (Figura 2) y con los trabajos de restitución del firme que se realizan en el tramo actual de forma periódica (obsérvese el cambio de color del pavimento de la zona afectada por el deslizamiento en la Figura 2).

El movimiento de ladera estudiado aparece cartografiado en el "Mapa geotécnico y de riesgos geológicos para la ordenación urbana de Alcoy" elaborado por el IGME (1985) e incluso se puede identificar en las fotografías aéreas del "Vuelo Americano" realizado entre los años 1956 y 1957, por lo que su origen resulta desconocido. No obstante, existen evidencias de su actividad desde entonces.



Figura 4: Series temporales promedio de los desplazamientos es a lo largo de la LOS de todos los PS situados dentro (línea verde) y fuera (línea roja) de la zona inestable mostrada en la Figura 3. La línea azul corresponde a la precipitación acumulada. La línea vertical corresponde a la fecha del terremoto de magnitud mbLg 3.6 ocurrido el 03/11/2020.

Más recientemente, en el año 2009 se iniciaron las obras de acceso desde la nueva autovía A-7, en las que se llevó a cabo la eliminación de la curva existente entre el P.K. 792+065 y el P.K. 792+225 de la N-340. La actuación consistió en la ejecución de un relleno de tierra compactada para salvar el desnivel generado por el cuerpo del deslizamiento y mantener así la cota de la carretera (Figura 5). Esta sobrecarga, sin duda, ha jugado un papel fundamental en la reducción del factor de seguridad del deslizamiento al actuar como una sobrecarga que actúa en el cuerpo de la masa inestable, en las proximidades de la cabecera, tal y como han demostrado los modelos geotécnicos desarrollados por Szeibert (2022).



Figura 5: Ejecución del terraplén a media ladera para la eliminación de la curva de la N-340.

La precipitación también juega un papel muy importante en la estabilidad de este deslizamiento. La lluvia acumulada muestra una excelente correlación con el movimiento acumulado del deslizamiento (Figura 6), por lo que se ha tratado de establecer una relación matemática sencilla que exprese dicha relación. Para ello, se ha considerado el desplazamiento acumulado en valor absoluto y la precipitación acumulada en cada fecha para la que se dispone de una imagen SAR (Figura 6) ajustando la siguiente ecuación lineal que proporciona un coeficiente de determinación (R^2) de 0.9845:

$$D = 0,0123 \cdot P \tag{3}$$

Donde D es el desplazamiento (en mm) y P es la precipitación acumulada (en mm).



Figura 6: Correlación entre el desplazamiento acumulado del terreno con la precipitación acumulada.

Por otro lado, se ha estudiado la posible influencia de los sismos de pequeña magnitud que se han producido durante el periodo estudiado en la dinámica del movimiento. Aunque la resolución espacial de la serie temporal no permite identificar aceleraciones en los desplazamientos del movimiento antes y después del evento, las velocidades medidas en los periodos previos y posteriores al sismo son similares, por lo que no parece haber tenido ninguna influencia en su dinámica. Los datos aportados por Delgado et al. (2011) confirman que no existe constancia de que históricamente se hayan producido en la cordillera Bética inestabilidades coherentes (según la nomenclatura usada por los autores) desencadenadas por eventos de magnitud inferior a 4.8, lo que confirma las observaciones realizadas en este deslizamiento.

6. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha llevado a cabo el estudio de un deslizamiento que afecta la carretera N-340 en las inmediaciones de la localidad de Alcoy. Para ello se ha realizado una cartografía geomorfológica y geológica de detalle, que junto a la información InSAR, han permitido delimitar la inestabilidad y estudiar la dinámica de la misma. El procesado InSAR realizado con imágenes del satélite PAZ muestra velocidad de desplazamiento de hasta 31.1 mm/año en la línea de vista del satélite y desplazamientos acumulados de hasta -50.3 mm. Los daños observados en la carretera y en una edificación abandonada situada al pie del deslizamiento, parecen guardar relación con su actividad. Por otro lado, la zona del terraplén construido en 2009 para la eliminación de la curva de la N-340, concentra los mayores desplazamientos, por lo que parece quedar claro el efecto negativo ocasionado por la sobrecarga inducida por el relleno que también confirman otros estudios. Se ha encontrado una excelente correlación entre los desplazamientos y la precipitación, quedando patente que esta juega un papel clave en la dinámica del deslizamiento. Asimismo, la distribución de los desplazamientos a lo largo de la ladera parece indicar un patrón de deslizamiento rotacional.

Estos resultados proporcionan una información de gran utilidad para la gestión de este deslizamiento, tanto para establecer medidas correctoras en zonas donde se hayan producido inestabilidades, como para prevenir las mismas e incluso para comprender el funcionamiento de inestabilidades similares existentes en la zona. No obstante, es conveniente la instalación de inclinómetros u otros sistemas equivalentes para establecer con más precisión la profundidad del deslizamiento y poder así llevar a cabo un diseño óptimo de las medidas correctoras.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo ha sido desarrollado en el marco del proyecto ESA-MOST China DRAGON-5 (ref. 59339). Las imágenes PAZ utilizadas en este estudio han sido proporcionadas por el equipo científico de INTA-PAZ en el marco del proyecto AO-001-025 (Identification and monitoring of slope movement: evaluation of urban infrastructure damage from InSAR data).

REFERENCIAS

- Aleotti, P. and Chowdhury, R., 1999. Landslide hazard assessment: Summary review and new perspectives. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 58: 21–44.
- Almela, A., Quintero, Gómez-Nogueroles, E., and Mansilla H., 1975. Mapa y memoria explicativa de la Hoja 821 (Alcoy) del Mapa Geológico E. 1: 50.000. Plan Magna.
- Círculo Industrial de Alcoy, 2022. *Meteorología. Pluviómetro manual.* Página web: https://www.circuloindustrial.net/.
- Delgado, J., Peláez Montilla, J. A., Tomás, R., Estévez Rubio, A., López Casado, C., Doménech Morante, C., and Cuenca Payá, A., 2006. Evaluación de la susceptibilidad de

las laderas a sufrir inestabilidades inducidas por terremotos: Aplicación a la cuenca de drenaje del río Serpis (provincia de Alicante). *Revista de la Sociedad Geológica de España*, 19: 197-218.

- Delgado, J. and Tomás, R., 2003. Movimientos de ladera en el casco urbano de Alcoy y Sectores adyacentes. In: Recursos Didácticos para la enseñanza de los Riesgos Geológicos en la Provincia de Alicante. Edita ICE Universidad de Alicante. Alicante.
- Delgado, J., Peláez, J.A., Tomás, R., García-Tortosa, F.J., Alfaro, P. and López Casado, C., 2011. Seismically-induced landslides in the Betic Cordillera (S Spain). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31: 1203-1211.
- del Soldato, M., Riquelme, A., Bianchini, S., Tomas, R., di Martire, D., de Vita, P., Moretti, S., and Calcaterra, D., 2018. Multisource data integration to investigate one century of evolution for the Agnone landslide (Molise, southern Italy). *Landslides*, 15: 2113–2128.
- Estévez Rubio, A., Vera Torres, J. A., Alfaro García, P., Andreu Rodes, J. M., Tent-Manclus, J. E., and Yébenes Simón, A., 2004. Geología de la provincia de Alicante. *Enseñanza de las Ciencias de la Tierra*, 12.1: 2-15.
- Froude, M. J. and Petley, D. N., 2018. Global fatal landslide occurrence from 2004 to 2016. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 18: 2161–2181.
- IGME, 1985. Mapa geotécnico y de riesgos geológicos para la ordenación urbana de Alcoy. Mapa de riesgos geológicos E:1/25.000, 1/2.500 y 1/1.000.
- IGN, 2022b. National Geographic Institute (IGN). Spanish Seismic Catalog. https://doi.org/10.7419/162.03.2022. Último acceso: 21 de abril de 2022.
- IGN, 2022a. National Geographic Institute (IGN). Terremotos más importantes. https://www.ign.es/web/ign/portal/terremotos-importantes. Último acceso: 24 de abril de 2022.
- Keefer, D.K., 1984. Landslides caused by earthquakes. GSA Bulletin, 95: 406-421.
- Martino, S., Battaglia, S., Delgado, J., Esposito, C., Martini, G. and Missori, C., 2018. Probabilistic Approach to Provide Scenarios of Earthquake-Induced Slope Failures (PARSIFAL) Applied to the Alcoy Basin (South Spain). *Geosciences*, 8: 57.
- Pastor, J. L., Tomas, R., Lettieri, L., Riquelme, A., Cano, M., Infante, D., Ramondini, M. and di Martire, D., 2019. Multi-Source Data Integration to Investigate a Deep-Seated Landslide Affecting a Bridge. *Remote Sensing*, 11: 1878.
- Rueda, J. and Mezcua, J., 2002. Estudio del terremoto de 23 Septiembre de 2003, Pego (Alicante). Obtención de una relación mbLg-M_W para la Península Ibérica. *Revista de la Sociedad Geológica de España*, 15:159–73.
- Szeibert, W.T., 2022. Characterization and geotechnical modelling of a landslide intersecting road N-340 (Alcoy). Máster de Ingeniería Geológica. Universidad de Alicante. 69 pp.

INTEGRACIÓN DE FOTOGRAMETRÍA Y LIDAR DE DISTINTA RESOLUCIÓN PARA EL ANÁLISIS DE LA ACTIVIDAD DE DESLIZAMIENTOS EN EL SECTOR DE LA GUARDIA (JAÉN)

Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO (1,2), José Luis PÉREZ GARCÍA (1,2), José Miguel GÓMEZ LÓPEZ (1,2), Javier CARDENAL ESCARCENA (1,2), Francisco MOYA GIMÉNEZ (1) y Jorge DELGADO GARCÍA (1)

 (1) Grupo de Sistemas Fotogramétricos y Topométricos Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría Universidad de Jaén
 tfernan@ujaen.es, jlperez@ujaen.es, jglopez@ujaen.es, jcardena@ujaen.es, fmoya@ujaen.es, jdelgado@ujaen.es

(2) Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra, Energías y Medio Ambiente Universidad de Jaén

RESUMEN

Este estudio trata sobre el empleo de técnicas de fotogrametría y LiDAR aéreo para analizar la actividad de los deslizamientos durante un período prolongado de 32 años (1984-2016), en un área de unos 50 km² a lo largo de la carretera A-44, cerca de Jaén. Además, se emplearon vuelos fotogramétricos realizados con sistemas aéreos no tripulados (2012-2016) en dos sectores de esta área. Una vez orientados los vuelos y calculados los modelos diferenciales de superficies (MdD), se obtuvo un inventario multitemporal de movimientos. El análisis de éste permitió caracterizar geométricamente las distintas tipologías identificadas (colapsos, deslizamientos y flujos), identificar las condiciones en las que se producen y determinar la actividad de los movimientos en la zona y en una serie de áreas comunes de monitorización. Así, se encontraron algunos períodos más activos (1996-2001, 2009-2013) entre otros menos activos (1984-1996, 2001-2009, 2013-2016), que se relacionan con eventos lluviosos y años secos, respectivamente.

1. INTRODUCCIÓN

La estimación de la actividad de deslizamientos y su datación es crucial en los análisis de riesgo, ya que permite determinar la peligrosidad en términos de probabilidad espaciotemporal (Varnes, 1984; Guzzetti et al., 2005). La datación de deslizamientos es difícil en la mayoría de los casos, por lo que generalmente se reduce a la datación directa de una muestra reducida de deslizamientos o a la datación de los factores desencadenantes para determinar la actividad de manera indirecta.

Para áreas más amplias, el análisis geomorfológico es una herramienta fundamental para obtener inventarios multitemporales (Guzzetti et al., 2012). Este análisis suele basarse en la fotointerpretación, técnica que requiere mucho tiempo e introduce cierta subjetividad en el análisis (Brunsden et al., 1993). En los últimos años, las técnicas geomáticas han abierto una interesante línea de investigación en estos estudios, basada en colecciones de fotografías aéreas e imágenes de satélite, con información sobre la superficie del terreno en el pasado. Así, técnicas de teledetección combinadas con sistemas de información geográfica (SIG) son herramientas básicas para el análisis de deslizamientos (Chacón et al., 2006), ya que permiten cartografiar áreas de diferente extensión con la precisión requerida. Estas técnicas pueden basarse en sensores pasivos, o activos, como el LiDAR e InSAR (Scaioni et al., 2014). Estos sistemas, a bordo de plataformas espaciales y aerotransportadas, incluidos los sistemas aéreos no tripulados o remotamente pilotados (UAS o RPAS), permiten el desarrollo de enfoques 3D y multitemporales. Estas técnicas también se aplican al reconocimiento e inventario de deslizamientos, monitorización, análisis y predicción. En estudios de alta resolución con deslizamientos con procesos de reactivación, la fotogrametría aérea es muy adecuada. Por ello, su uso está cada vez más extendido (Prokesova et al., 2010), combinada a veces con otros métodos, como el LiDAR (Dewitte et al., 2008; Fernández et al., 2017) y los GNSS. En estos estudios, la orientación de los bloques de imágenes se basa en técnicas convencionales de aerotriangulación, utilizando un número reducido de puntos de control (GCP). Recientemente, el uso cada vez mayor de UAS, combinados con técnicas de visión por computador como SfM y MVS (Niethammer et al., 2012; Fernández et al., 2016), han extendido la aplicación de técnicas fotogramétricas.

Una vez orientadas las imágenes, se pueden generar productos fotogramétricos, como los modelos digitales de elevaciones (MDE), bien de superficie (MDS) o del terreno (MDT), y ortofotografías. A partir de los MDE de sucesivas épocas se han desarrollado enfoques cuantitativos, como el cálculo de modelos diferenciales (MdD) y cálculos volumétricos (Dewitte et al., 2008; Prokesova et al., 2010; Niethammer et al., 2012; Fernández et al., 2016, 2017). Además, en algunos casos se calculan los vectores de desplazamiento 3D (Niethammer et al., 2012; Fernández et al., 2016, y se realizan observaciones para la caracterización de movimientos mediante la interpretación y el análisis de imágenes (Dewitte et al., 2008; Niethammer et al., 2012; Prokesova et al., 2010 Fernández et al., 2016; 2017). Recientemente se están desarrollando técnicas complejas para estimar vectores de desplazamiento 3D a partir de nubes de puntos, utilizando campos vectoriales de desplazamiento 3D densos (Gojcic et al., 2021). Por su parte, las técnicas LiDAR se están utilizando ampliamente en la investigación de deslizamientos de tierra, ya que permiten generar MDE con alta resolución y precisión. La mayoría de estos estudios se centran en movimientos individuales en áreas inestables, aunque algunos de ellos se aplican para detectar deslizamientos en áreas más grandes y elaborar inventarios (González-Díez et al., 2014; Fernández et al., 2021).

En este trabajo se han integrado técnicas aéreas de LiDAR y fotogrametría de distinta resolución para elaborar un inventario multitemporal de deslizamientos y monitorear su actividad en un área relativamente amplia de aproximadamente 50 km². Para ello, se obtuvieron MdD que permitieron identificar cambios verticales en la superficie del terreno, sobre los que se aplican filtros para discriminar los deslizamientos de otras posibles causas de cambios en la superficie. Una vez obtenido el inventario de deslizamientos, se realizaron análisis morfométricos y factoriales para caracterizar el tipo, morfología y actividad del deslizamiento. Además, se utilizó un conjunto de áreas comunes de inestabilidad para monitorizar la actividad de forma más precisa.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Área de estudio

El área de estudio de 51,4 km² se encuentra al sur de la ciudad de Jaén, en las inmediaciones de la autovía A-44 que la une con Granada por el valle del río Guadalbullón. Existen numerosos procesos de inestabilidad que suelen corresponder a deslizamientos y flujos e incluso caídas de rocas en menor medida, según la clasificación de Varnes (1978). En la zona aparecen diversos materiales pertenecientes a diferentes unidades tectónicas (Roldán et al., 1988; Pérez-Valera et al., 2017) de una estructura compleja y ampliamente discutida (Figura 1): materiales triásicos (lutitas, carbonatos y evaporitas); materiales subbéticos y prebéticos, constituidos por potentes series carbonatadas (Jurásico) superpuestas por margas y calizas margosas (Cretácico); unidades alóctonas del Guadalquivir, donde se integran lutitas triásicas, margas cretácicas y arcillas y margas miocenas; conglomerados y arenas pliocenas; y recubrimientos cuaternarios (coluviales, aluviales y suelos).



Figura 1. Localización geográfica y entorno geológico del área de estudio.

2.2. Materiales

La metodología se centra en el uso de técnicas de fotogrametría aérea y LiDAR, con datos capturados desde plataformas aéreas convencionales con resolución decamétrica. Así, en 2010 se realizó un vuelo combinado de cámara digital y sensor LiDAR, con sistemas GNSS/ IMU para orientación y georreferenciación directa. Además, se procesaron un conjunto de vuelos convencionales desde 1984 hasta 2016 (Tabla 1). Todos los datos están disponibles en diferentes formatos de imagen desde servidores públicos de datos, como las fototecas del IGN (2022) y de Andalucía (2022). Por último, se realizaron y procesaron varios vuelos UAS con resolución centimétrica (Tabla 1).

| Vuelos fotogramétricos convencionales | | | | | | | |
|---------------------------------------|-----------------|-------------|----------------|---------|-------------|-------------|----------|
| Fecha | Bandas | Formato | Formato Escala | | Cámara | | Res. (m) |
| 1984 | B/N | Analógico | 1:3 | 0000 | Wild RC10 | | 0,75 |
| 1996 | B/N | Analógico | 1:2 | 0000 | Wild RC10 | | 0,30 |
| 2001 | B/N | Analógico | 1:2 | 0000 | Leica RC30 | | 0,30 |
| 2005 | CIR | Analógico | 1:3 | 0000 | Leica RC30 | | 0,45 |
| 2009 | RGB | Digital | 1:3 | 0000 | Z/I DN | AC120 | 0,45 |
| 2010 ⁻¹ | RGB–NIR | Digital | 1:1 | 0000 | Z/I I | Z/I DMC | |
| 2011 | RGB | Digital | 1:3 | 0000 | Z/I DMC120 | | 0,45 |
| 2013 | RGB | Digital | 1:3 | 1:30000 | | Vexcel UCXp | |
| 2016 | RGB–NIR | Digital | 1:30000 | | Vexcel UCXp | | 0,45 |
| | | LiDAR | aéreo | | | | |
| Fecha | Sistema | | | | | | |
| 2010 | Leica ALS50-II | | | | | | |
| | | Vuelos | UAS | | | | |
| Fecha | UAV | Camera | Strip | Photo. | Overl. | Sidel. | Res. (m) |
| Nov-2012 | Falcon8 Asctec | Sony Nex 5N | 6 | 72 | 70% | 40% | 0.029 |
| Abr-2013 | Falcon 8 Asctec | Sony Nex 5N | 6 | 72 | 70% | 40% | 0.030 |
| Jul-2014 | Falcon 8 Asctec | Sony Nex 5N | 6 72 | | 70% | 40% | 0.034 |
| Jul-2015 | FV-8 ATtyges | Canon G12 | 6 | 364 | 90% | 40% | 0.037 |
| Feb-2016 | Falcon 8 Asctec | Sony Nex 5N | 6 | 72 | 70% | 40% | 0.044 |

Tabla 2. Propiedades de las imágenes aéreas, UAS y datos LiDAR.¹ Vuelo de referencia.

2.3. Metodología

La metodología para la obtención del inventario multitemporal de deslizamientos consta de varios pasos, parcialmente descritas en estudios previos (Fernández et al., 2016; 2017; 2021):

- Orientación del vuelo de referencia 2010 (fotogrametría y LiDAR) mediante técnicas de orientación directa basadas en los parámetros de vuelo (GNSS e IMU) en la estación de trabajo fotogramétrica digital y el software Socet Set 5.6. La desorientación residual entre los datos fotogramétricos y LiDAR, se resolvió utilizando un conjunto de 25 GCP altimétricos de la nube de puntos LiDAR. Los errores (RMS) fueron de 0,03 m (XY) y 0,09 m (Z).
- 2. Orientación de los vuelos fotogramétricos restantes en el mismo sistema de referencia, transfiriendo GCP de segundo orden ubicados en áreas estables del vuelo de referencia de 2010. La Tabla 2 muestra el número y las propiedades de los GCP para cada vuelo, así como los resultados de este proceso. Considerando además la propagación del error desde el vuelo de referencia, los errores RMS en XY varían entre 0,05 y 0,27 m y en Z entre 0,10 y 0,22 m.
- 3. Generación de los MDS y ortofotografías. Tras la orientación de todos los vuelos, se utilizaron técnicas automáticas de correlación de imágenes y rectificación diferencial para generar los modelos digitales de superficie (MDS) y ortofotografías para cada vuelo, utilizando el módulo NGATE de Socet 5.6. Se consideró una resolución MDS de 5 veces (2,5 m) la de la imagen original. La resolución de las ortoimágenes se fija en el mismo valor de la imagen original (0,5 m). Las incertidumbres verticales fueron de dos a tres veces los errores RMS propagados en Z, lo que condujo a valores de incertidumbres entre 0,23 m para el vuelo de referencia de 2010, 0,25–0,40 m para la mayoría de los vuelos y 0,55 m para el vuelo de 2009 (Tabla 2).

| Vuelos fotogramétricos convencionales | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|------------|------------|--------------|---------------------|----------|-----------------|-------|-------|---------|---------|
| | NTO | Tinog y | Nº P BMS | | RMS | S GCP RMS Prop. | | Prop. | Incert. | Incert. |
| Fecha | IN Foto | N° CCP | N F. Pasa | (nivol) Error (m) | | <u>r(m)</u> | Error | (m) | MDS | MdD |
| | FOIO | N GCI | 1 450 | (pixel) | XY | Ζ | XY | Ζ | (m) | (m) |
| 1984 | 30 | 28xyz, 26z | 162 | 0,507 | 0,266 | 0,084 | 0,268 | 0,125 | 0,313 | |
| 1996 | 38 | 20 xyz | 178 | 0,474 | 0,172 | 0,136 | 0,175 | 0,165 | 0,413 | 0,518 |
| 2001 | 32 | 9xyz | 140 | 0,571 | 0,067 | 0,093 | 0,073 | 0,132 | 0,330 | 0,528 |
| 2005 | 32 | 11xyz,19z | 164 | 0,637 | 0,049 | 0,133 | 0,057 | 0,162 | 0,405 | 0,522 |
| 2009 | 33 | 15xyz,9z | 186 | 0,506 | 0,027 | 0,200 | 0,040 | 0,221 | 0,553 | 0,685 |
| 2010 | 98 | 25 z | 649 | 0,328 | 0,030 | 0,093 | - | - | 0,233 | 0,599 |
| 2011 | 35 | 33xyz,17z | 201 | 0,376 | 0,139 | 0,110 | 0,142 | 0,144 | 0,360 | 0,429 |
| 2013 | 31 | 27xyz | 211 | 0,570 | 0,068 | 0,044 | 0,074 | 0,103 | 0,258 | 0,443 |
| 2016 | 22 | 16xyz | 122 | 0,604 | 0,052 | 0,035 | 0,060 | 0,099 | 0,248 | 0,357 |
| | | | | Vu | elos UAS | | | | | |
| Fecha | N⁰ Ft. | GCP/CHK | P,Paso | Pixel | E XY | ΕZ | EP XY | EP Z | I MDS | I MdD |
| 2012 | 72 | 11/5 | 17795 | 0,75 | 0,017 | 0,015 | | | 0,038 | |
| 2013 | 72 | 12/5 | 14322 | 0,39 | 0,036 | 0,020 | 0,040 | 0,025 | 0,063 | 0,073 |
| 2014 | 72 | 8/4 | 14105 | 0,86 | 0,030 | 0,032 | - | - | 0,080 | 0,102 |
| 2015 | 364 | 11/5 | 17,591 | 0,50 | 0,039 | 0,029 | 0,049 | 0,043 | 0,108 | 0,134 |
| 2016 | 72 | 13/5 | 9045 | 1,07 | 0,034 | 0,025 | | | 0,063 | 0,124 |

Tabla 2. Errores de orientación de los vuelos fotogramétricos y UAS, e incerdidumbres de los modelos.

4. Cálculo de MDS de diferencias (MdD), a partir de los MDS de fechas sucesivas mediante el software QGIS. Estos modelos permiten la caracterización objetiva de áreas con cambios verticales en la superficie del suelo. Las diferencias pueden ser negativas o positivas, dependiendo de si cada modelo se encuentra por debajo o por encima del anterior, para así identificar áreas con descenso o ascenso de la superficie del terreno. Se utilizaron MDS en lugar de MDT debido a que los modelos son de origen fotogramétrico en los que los procesos de clasificación y filtrado automático de nubes de puntos, o la propia edición manual, no aseguran resultados precisos en zonas con una densa cubierta vegetal. Las incertidumbres de los modelos de diferencias se indican también en la Tabla 2, oscilando entre 0,35 y 0,70 m.

- 5. Una vez obtenidos los MdD, fue necesario discriminar las áreas inestables o deslizamientos de otras diferencias de altitud entre MDS como las debidas a cambios en la vegetación, construcciones, carreteras, etc., además del ruido causado por desorientaciones residuales. Para ello, se aplicaron distintos filtros y máscaras, comenzando por la utilización de índices de vegetación a partir de las bandas espectrales de las ortofotografias disponibles. Así, se ha calculado el NDVI, con las bandas del infrarrojo próximo y rojo, cuando sea posible, y el GLI cuando solo se disponga de las tres bandas de color RGB. A continuación, las imágenes del índice se clasificaron por medio de diferentes umbrales (0,4 para el NDVI y 0,05 para el GLI), con lo que se obtuvieron varias máscaras binarias; éstas se sumaron, se procesaron con un filtro de moda y se aplicaron a todos los MdD. Una vez descartadas las zonas con vegetación, se aplicó una segunda máscara con áreas urbanas y masas de agua obtenidas a partir de capas vectoriales, que igualmente permitió descartarlas. A continuación, se aplicó un filtro de media iterativamente para eliminar o reducir el ruido causado por las desorientaciones residuales y restos de vegetación. Finalmente, con base en la incertidumbre de los MdD, se aplicó otro filtro para descartar aquellas zonas con desniveles con un valor absoluto inferior a 1 m, que se puede considerar como el nivel de detección mínimo para los modelos fotogramétricos.
- 6. El último paso es la elaboración del inventario y base de datos de deslizamientos, basado en el análisis anterior y apoyado por la fotointerpretación en ortoimágenes y estereopares. Un criterio útil para identificar movimientos fue la detección de áreas adyacentes de descenso y ascenso, donde además las primeras sean topográficamente más altas que las últimas. Los deslizamientos identificados se digitalizaron, y se realizaron diferentes análisis en el SIG para caracterizarlos y completar la base de datos con la tipología de deslizamiento, parámetros morfométricos, litología, actividad, etc. La actividad se determinó a partir del análisis de los MdD dentro de los límites de cada movimiento del inventario. Alternativamente, se ha analizado la actividad de algunas zonas piloto, a través igualmente de los MdD.

Por su parte, los vuelos UAS de 2012, 2014 y 2016 se orientaron a partir de GCP medidos sobre el terreno con GNSS, proporcionando errores inferiores a 0,04 m en XY y Z. Por su parte, los vuelos de 2013 y 2015 se orientaron con puntos transferidos desde los vuelos de 2012 y 2014, proporcionando errores propagados inferiores a 0,05 m. A partir de los vuelos orientados, se obtienen los MDS, las ortofotografías y los MdD. También se han medido desplazamientos horizontales y verticales en un conjunto de 280 puntos de monitorización. Las incertidumbres de los desplazamientos horizontales son inferiores a 0,05 m y las verticales, incluidos los de los MdD, son inferiores a 0,15 m.

3. RESULTADOS

3.1. Análisis del inventario multitemporal de deslizamientos

La Figura 2 muestra el inventario multitemporal y la Tabla 3 su análisis. Se identificaron tres tipologías básicas: colapsos, deslizamientos y flujos (Varnes, 1978); que en conjunto cubren el 1,90% del área de estudio. Además, se diferenciaron colapsos en taludes naturales (47% del área movilizada) e ingenieriles (17%), además de los deslizamientos (25%) y los flujos (12%). Las áreas promedio oscilaron entre aproximadamente 1000 m² en los colapsos, hasta casi 4500 m² de deslizamientos y 10800 m² de flujos. La relación H/D media es de 0,19 en flujos, 0,5–0,6 en deslizamientos y colapsos, y 2,23 en el desprendimiento. En cuanto a las condiciones, la altitud ronda los 600 m en la mayoría de los casos; la pendiente promedio es de alrededor de 18° en flujos, de 25-30° en los deslizamientos y colapsos y de 60° en el desprendimiento. Las litologías modales son generalmente margosas-arcillosas en deslizamientos, flujos y colapsos naturales, carbonatos en el desprendimiento y materiales cuaternarios en los colapsos ingenieriles. Las diferencias de altitud promedio variaron de -0,13 m en flujos a -0,94 m en deslizamientos, -1,18 m en colapsos naturales, -1,59 m en colapsos en taludes y -3,29 m en desprendimientos.

El análisis multitemporal mostró que los períodos con mayor actividad fueron, por este orden, 2009-2010 (área total afectada de 0,35 km² y 196 casos) y 2011-2013 (0,33 km² y 149 casos). A

continuación, se situaron los períodos 2010-2011 y 1996-2001 (en torno a 0,20 km² y 135 casos). Los períodos con menor actividad son 1984-1996 y 2013-2016 (0,15 km² y 80 casos) y especialmente 2001-2005 y 2005-2009 (menos de 0,07 km² y 33 casos). Los movimientos presentaron áreas promedio entre 1500 y 2000 m² en la mayoría de los períodos, excepto en 2005-2009 cuando fue de solo 600 m². Los desniveles promedio, índices H/D y las condiciones en las que se produjeron los deslizamientos no variaron significativamente en los diferentes períodos. Sin embargo, las diferencias de altitud entre modelos variaron desde -0,53 m en el período 1984-1996 a cerca de -0,70 m en 2001-2005 y 2013-2016, y alrededor de -1,00 m en los períodos restantes, que son los más activos. Los valores negativos implican un descenso general de la superficie del terreno.



Figura 2. Inventario multitemporal de deslizamientos: (a) 1984–1996; (b) 1996–2001; c) 2001-2005; d) 2005-2009; e) 2009-2010; f) 2010-2011; g) 2011-2013; h) 2013-2016.

| Per. | Tip. | N° | %N | AO | %AO | Area | Per. | Des. | H/L | Alt. | Pen. | Ori. | MdD | Li. |
|------|-----------|----------|-------|-----------|--------|--------|------|---------|------|------------|-------|------|-------|--------|
| - | C-N | 66 | 80.49 | 107819 | 69.22 | 1634 | 169 | 21.22 | 0.47 | 609 | 29.27 | 150 | -0.61 | 6 |
| 1984 | Dl | 10 | 12.20 | 24163 | 15.51 | 2416 | 179 | 26.80 | 0.48 | 528 | 23.31 | 355 | -0.54 | 2 |
| - | F1 | 3 | 3.66 | 20097 | 12.90 | 6699 | 308 | 33.00 | 0.18 | 543 | 25.70 | 328 | 0.16 | 2 |
| 1996 | C-T | 3 | 3.66 | 3678 | 2.36 | 1226 | 191 | 13.95 | 0.53 | 735 | 31.94 | 140 | -2.00 | 2 |
| | Tot. | 82 | 100 | 155757 | 100 | 1899 | 176 | 22.07 | 0.43 | 602 | 28.51 | 142 | -0.53 | 6 |
| | C-N | 72 | 54.55 | 55.631 | 31.92 | 773 | 126 | 16.19 | 0.52 | 615 | 33.13 | 91 | -1.33 | 6 |
| 1996 | Dl | 17 | 12.88 | 70,745 | 40.59 | 4065 | 242 | 26.83 | 0.37 | 569 | 23.00 | 101 | -0.96 | 2 |
| - | Fl | 5 | 3.79 | 20,850 | 11.96 | 4170 | 269 | 25.36 | 0.17 | 560 | 17.33 | 356 | -0.17 | 2 |
| 2001 | C-T | 38 | 28.79 | 27,049 | 15.52 | 665 | 131 | 11.05 | 0.57 | 620 | 28.86 | 61 | -1.79 | 8 |
| | Tot. | 132 | 100 | 174,275 | 100 | 1320 | 149 | 16.81 | 0.43 | 605 | 28.87 | 82 | -1.11 | 8 |
| | C-N | 16 | 50.00 | 13,517 | 19.70 | 845 | 173 | 17.03 | 0.52 | 619 | 36.71 | 216 | -1.35 | 8 |
| 2001 | Dl | 4 | 12.50 | 33,588 | 48.96 | 8397 | 403 | 48.26 | 0.47 | 677 | 31.24 | 77 | -0.13 | 3 |
| - | F1 | 1 | 3.13 | 7837 | 11.42 | 7837 | 365 | 28.29 | 0.14 | 509 | 15.01 | 68 | -0.13 | 2 |
| 2005 | C-T | 11 | 34.38 | 13,663 | 19.92 | 1242 | 183 | 15.62 | 0.59 | 644 | 30.28 | 4 | -1.77 | 2 |
| | Tot. | 32 | 100 | 68,605 | 100 | 2144 | 211 | 20.80 | 0.46 | 632 | 33.14 | 68 | -0.70 | 8 |
| 2005 | C-N | 25 | 75.76 | 15,262 | 78.98 | 610 | 110 | 15.57 | 0.56 | 619 | 30.42 | 334 | -1.11 | 6 |
| 2003 | Dl | 1 | 3.03 | 1398 | 7.23 | 1398 | 178 | 11.72 | 0.28 | 571 | 25.03 | 238 | -0.46 | 8 |
| 2009 | C-T | 7 | 21.21 | 2664 | 13.79 | 381 | 115 | 9.40 | 0.64 | 598 | 26.48 | 34 | -1.20 | 2 |
| 2007 | Tot. | 33 | 100 | 19,324 | 100 | 586 | 113 | 14.15 | 0.55 | 613 | 29.42 | 337 | -1.08 | 6 |
| | Dp | 1 | 0.51 | 268 | 0.08 | 268 | 70 | 43.29 | 2.23 | 990 | 59.88 | 187 | -3.29 | 1 |
| 2000 | C-N | 118 | 60.20 | 129,192 | 36.75 | 1095 | 158 | 18.65 | 0.50 | 628 | 29.75 | 315 | -1.38 | 6 |
| 2009 | Dl | 26 | 13.27 | 113,848 | 32.39 | 4379 | 260 | 35.35 | 0.47 | 582 | 27.13 | 205 | -1.18 | 2 |
| 2010 | Fl | 6 | 3.06 | 54,691 | 15.56 | 9115 | 361 | 39.27 | 0.18 | 583 | 21.44 | 53 | -0.25 | 2 |
| 2010 | C-T | 45 | 22.96 | 53,525 | 15.23 | 1189 | 191 | 15.23 | 0.59 | 627 | 29.84 | 194 | -1.50 | 6 |
| | Tot. | 196 | 100 | 351,524 | 100 | 1801 | 185 | 20.84 | 0.46 | 621 | 29.16 | 254 | -1.16 | 6 |
| | C-N | 85 | 61.59 | 72,920 | 33.53 | 858 | 133 | 16.68 | 0.50 | 616 | 29.52 | 186 | -1.10 | 6 |
| 2010 | Dl | 19 | 13.77 | 73,320 | 33.71 | 3859 | 225 | 27.23 | 0.39 | 586 | 23.42 | 195 | -1.37 | 6 |
| - | Fl | 2 | 1.45 | 35,100 | 16.14 | 17,550 | 495 | 53.71 | 0.18 | 630 | 20.51 | 50 | 0.00 | 2 |
| 2011 | C-T | 32 | 23.19 | 36,135 | 16.62 | 1129 | 177 | 12.96 | 0.51 | 629 | 28.04 | 248 | -1.37 | 6 |
| | Tot. | 138 | 100 | 217,475 | 100 | 1576 | 161 | 17.81 | 0.41 | 615 | 28.21 | 194 | -1.06 | 6 |
| | C-N | 94 | 63.09 | 124,785 | 37.94 | 1327 | 160 | 20.26 | 0.49 | 594 | 28.75 | 331 | -1.33 | 6 |
| 2011 | DI | 22 | 14.77 | 106,383 | 32.35 | 4836 | 276 | 35.77 | 0.46 | 563 | 26.12 | 89 | -0.92 | 2 |
| - | Fl | 4 | 2.68 | 58,341 | 17.74 | 14,585 | 484 | 39.41 | 0.14 | 585 | 15.86 | 55 | -0.33 | 2 |
| 2013 | C-T | 29 | 19.46 | 39,373 | 11.97 | 1358 | 178 | 17.54 | 0.63 | 592 | 28.61 | 53 | -1.79 | 8 |
| | Tot. | 149 | 100 | 328,882 | 100.00 | 2207 | 190 | 22.54 | 0.44 | 589 | 27.99 | 37 | -1.08 | 6 |
| 0010 | C-N | 52 | /0.2/ | 43,096 | 30.05 | 829 | 134 | 18.12 | 0.56 | 637 | 32.19 | 184 | -1.48 | 6 |
| 2013 | DI E1 | 4 | 5.41 | 51,290 | 25.20 | 9033 | 372 | 58.69 | 0.55 | 685 | 30.86 | 207 | -0.33 | 3 |
| - | | <u> </u> | 2.70 | 51,389 | 35.84 | 25,695 | 852 | 00.38 | 0.18 | 609 | 12.68 | 251 | 0.06 | 2 |
| 2010 | C-1 | 10 | 21.62 | 12,/// | 8.91 | /99 | 153 | 14.05 | 0.66 | 610 | 32.68 | 251 | -2.25 | 8 |
| | 10l. | /4 | 0.12 | 143,393 | 100.00 | 1938 | 1/0 | 20.74 | 0.45 | 000 | 50.09 | 108 | -0./1 | 0 |
| | Dp | 520 | 0.12 | 200 | 0.03 | 268 | /0 | 43.29 | 2.23 | 990 | 39.88 | 18/ | -3.29 | |
| 1984 | U-N DI | 328 | 03.10 | 433,609 | 40.03 | 1005 | 14/ | 18.84 | 0.31 | 590 | 30.11 | 204 | -1.18 | 0 |
| - | | 103 | 12.32 | 244,193 | 24.99 | 4440 | 233 | 33.13 | 0.4/ | 289 500 | 20.00 | 14/ | -0.94 | 2 |
| 2016 | | 101 | 2.73 | 161.042 | 11./8 | 10,/90 | 410 | 44.93 | 0.19 | 500 | 17.98 | 44 | -0.13 | 2 0 |
| | Tet | 826 | 100 | 077 157 | 10.37 | 1747 | 107 | 20.22 | 0.00 | 610 | 29.32 | 1/0 | -1.03 | 6 |
| 1 | 101. | 000 | 100 | 1 7//.13/ | 100.00 | 1/4/ | 1/2 | 1 20.32 | 0.40 | 010 | 27.07 | 104 | 0.00 | 0 |

Tabla 3. Análisis del inventario multitemporal: Tipología; Nº: Número y %N; Area Ocupada y %; Area movimientos; Perímetro; Desnivel. H/L (desnivel/longitud); Altitud; Pendiente; Orientación; MdD; Litología. Dp: Desprendimientos; C-N y C-T: Colapsos en laderas naturales y taludes; Dl: Deslizamientos; Fl: Flujos.

3.2. Análisis de las áreas de monitorización

Se han establecido 10 áreas comunes de monitorización (Figura 3). En la Figura 4 se muestran los MdD de detalle y en la Tabla 4 su análisis. Los resultados más significativos son los siguientes:

- 1. El área 1 (colapsos y deslizamientos; Figura 4) mostró tasas generales negativas en 2009-2010 y 2010-2011 (-0,30 y -0,16 m/año). Además, se encontraron sectores con altas tasas de descenso (0,5–4 m/año) en 1996-2001, 2009-2010, 2010-2011 y 2011-2013.
- 2. El área 2 (deslizamientos) presentó una tasa general negativa en 2009-2010 (-0,21 m/año). Hay sectores con altas tasas de descenso en 1996-2001 y 2009-2010 (0,4-1,6 m/año) y sectores con tasas de ascenso significativas en 1996-2001 (0,3 m/año).



Figura 3. Áreas de monitorización.

- 3. El área 3 (flujos, Figura 4) presentó una tasa general negativa en 2009-2010 y 2011-2013 (-0,11 y -0,07 m/año). Además, se encontraron sectores con una gran tasa de descenso (3,11 m/año) y otros con una tasa de ascenso moderada (1,4 m/año) en 2009-2010.
- 4. El área 4 (flujos; Figura 4) mostró una tasa general negativa en 2011-2013 (-0,05 m/año). Además, hubo sectores con tasas de descenso moderadas en 2009-2010, 2010-2011, 2011-2013 y 2013-2016 (0,5–1,3 m/año) y ascenso en 2011-2013 y 2013-2016 (0,6–0,7 m/año).
- 5. El área 5 (deslizamientos) mostró una tasa general negativa en 2009-2010 (-0,17 m/año), y sectores con tasa de descenso (1,68 m/año) y ascenso (1,53 m/año) en el mismo período.
- 6. El área 6 (colapsos) presentó una tasa general negativa en 2009-2010 y 2010-2011 (-0,14 y -0,05 m/año), además de sectores con alta tasa de descenso en 2010-2011 (2,93 m/año).
- 7. El área 7 (colapsos) mostró una tasa general negativa en 2009-2010 (-0,42 m/año), y sectores con altas tasas de descenso en el mismo período (2,57 m/año).
- 8. El Área 8 (colapsos) presentó una elevada tasa general negativa en 2009-2010 (-0,45 m/año), y sectores con tasas de descenso en el mismo período (2,01 m/año).
- 9. El área 9 (colapsos en taludes) mostró una tasa general negativa en 1984-1996 y 1996-2001 (-0.13 y -0.26 m/año), además de sectores con tasas de descenso en varios periodos.
- 10. El área 10 (colapsos) tuvo una tasa general negativa en 2009-2010 (-0,59 m/año), y sectores con tasas de descenso en 2009-2010, 2010-2011 y 2011-2013 (1-4 m/año).

4. DISCUSIÓN

Los MdD permitieron observar algunos procesos generales, como los relacionados con el crecimiento o disminución de la vegetación por actividades naturales, agrícolas o forestales. La mayoría de estos cambios se descartaron mediante diversos filtros, como los basados en índices de vegetación, que permiten eliminar áreas extensas; y los filtros de moda para eliminar el efecto de árboles aislados. Además de la vegetación, se eliminaron áreas urbanas y cuerpos de agua mediante la aplicación de máscaras de capas vectoriales, aunque se han mantenido las carreteras y su entorno, donde además de cambios antrópicos como la construcción de la autovía A-44 (a mediados de los años 90), se producen deslizamientos en los taludes. La aplicación final de filtros de media para suavizar los MdD y el propio nivel mínimo de detección permiten eliminar algunos restos de vegetación y de desajustes de los modelos. A partir de ahí, los cambios naturales en la superficie del suelo, tales como

deslizamientos se identificaron mediante fotointerpretación y el análisis visual de los MdD, concretamente, mediante la observación de áreas adyacentes de descenso y ascenso del terreno.



Figura 4. MdD de las áreas 1, 3 y 4. a: 1984–1996; b: 1996–2001; c: 2001-2005; d: 2005-2009; e: 2009-2010; f: 2010-2011; g: 2011-2013; h: 2013-2016; i: ortoimagen (2016).

| | Tasas de diferencia de altitud (MdD) | | | | | | | |
|----------|--------------------------------------|-----------|--------------|---------------|--------------|-----------|-----------|-----------|
| Area | 1984-1996 | 1996-2001 | 2001-2005 | 2005-2009 | 2009-2010 | 2010-2011 | 2011-2013 | 2013-2016 |
| 1 (C-N) | 0.00 | -0.01 | 0.01 | 0.01 | -0.30 | -0.16 | -0.03 | 0.01 |
| 2 (Dl) | 0.00 | -0.01 | 0.01 | 0.01 | -0.21 | 0.03 | -0.05 | 0.00 |
| 3 (Fl) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | -0.11 | -0.04 | -0.07 | 0.01 |
| 4 (Fl) | 0.00 | -0.01 | 0.00 | 0.00 | -0.03 | 0.00 | -0.05 | 0.01 |
| 5 (Dl) | 0.00 | -0.01 | -0.01 | 0.02 | -0.17 | -0.04 | -0.03 | 0.00 |
| 6 (C-N) | -0.01 | -0.02 | 0.01 | 0.02 | -0.14 | -0.05 | -0.03 | -0.01 |
| 7 (C-N) | 0.00 | 0.00 | -0.02 | 0.03 | -0.42 | -0.03 | -0.02 | 0.01 |
| 8 (C-N) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | -0.45 | 0.04 | -0.03 | -0.02 |
| 9 (C-T) | -0.13 | -0.26 | 0.01 | 0.02 | -0.10 | -0.09 | -0.01 | 0.00 |
| 10 (C-N) | 0.02 | -0.09 | 0.02 | 0.01 | -0.59 | -0.16 | -0.02 | -0.02 |
| Todas | -0.01 | -0.05 | 0.00 | 0.01 | -0.24 | -0.05 | -0.03 | 0.00 |
| | | Tasas de | diferencia d | e altitud en | sectores con | descenso | | |
| 1 | -0.14 | -0.53 | -0.43 | -0.41 | -2.05 | -3.99 | -1.36 | -0.66 |
| 2 | -0.12 | -0.40 | -0.43 | -0.53 | -1.61 | -1.44 | -1.01 | -0.73 |
| 3 | -0.10 | -0.37 | -0.37 | -0.28 | -3.11 | -1.10 | -0.58 | -0.57 |
| 4 | -0.16 | -0.28 | -0.33 | -0.37 | -1.28 | -1.34 | -0.69 | -0.51 |
| 5 | -0.11 | -0.27 | -0.36 | -0.39 | -1.68 | -1.38 | -0.65 | -0.50 |
| 6 | -0.42 | -0.27 | -0.40 | -0.38 | -1.31 | -2.93 | -1.22 | -0.71 |
| 7 | -0.11 | -0.31 | -0.45 | -0.55 | -2.57 | -1.59 | -0.81 | -0.81 |
| 8 | -0.20 | -0.30 | -0.42 | -0.39 | -2.01 | -1.40 | -0.90 | -0.60 |
| 9 | -0.57 | -0.82 | -0.56 | -0.39 | -1.76 | -1.38 | -0.82 | -0.60 |
| 10 | -0.23 | -0.50 | -0.88 | -0.63 | -4.10 | -1.75 | -0.85 | -0.78 |
| Todas | -0.32 | -0.52 | -0.50 | -0.46 | -2.65 | -2.60 | -0.99 | -0.66 |
| | | Tasas de | diferencia d | le altitud en | sectores cor | n ascenso | | |
| 1 | 0.17 | 0.32 | 0.45 | 0.44 | 1.69 | 2.47 | 1.80 | 0.60 |
| 2 | 0.12 | 0.33 | 0.48 | 0.43 | 1.88 | 1.61 | 0.78 | 0.59 |
| 3 | 0.27 | 0.28 | 0.36 | 0.47 | 1.41 | 1.10 | 0.00 | 0.46 |
| 4 | 0.12 | 0.46 | 0.36 | 0.61 | 1.58 | 1.52 | 0.71 | 0.57 |
| 5 | 0.10 | 0.27 | 0.36 | 0.40 | 1.53 | 1.27 | 0.65 | 0.49 |
| 6 | 0.14 | 0.34 | 0.36 | 0.34 | 1.51 | 2.14 | 1.48 | 0.56 |
| 7 | 0.13 | 0.33 | 0.37 | 0.68 | 2.15 | 1.48 | 1.16 | 0.54 |
| 8 | 0.13 | 0.29 | 0.40 | 0.54 | 1.41 | 1.52 | 0.88 | 0.56 |
| 9 | 0.22 | 0.47 | 0.45 | 0.47 | 1.45 | 1.35 | 0.86 | 0.51 |
| 10 | 0.49 | 0.38 | 0.68 | 0.82 | 3.76 | 2.42 | 1.25 | 0.66 |
| Todas | 0.26 | 0.36 | 0.50 | 0.61 | 2.35 | 1.98 | 1.29 | 0.58 |

Tabla 4. Análisis de las áreas de monitorización. Altitudes y desnivel en m. Litología: 2: Margas (Cretácico);
3: Lutitas (Triásico); 6: Margas (Mioceno); 8: Glacis (Cuaternario). Las tasas están en m/año. Dp:

Desprendimientos; C-N y C-T: Colapsos en laderas naturales y taludes; Dl: Deslizamientos; Fl: Flujos.

En cuanto al inventario, prácticamente no se identificaron desprendimientos en sentido estricto, pero sí muchos ejemplos de colapsos en las paredes laterales de cauces y cárcavas, así como en taludes ingenieriles. El porcentaje de área movilizada, cercano al 2%, fue superior a otros valores encontrados para movimientos recientes en estudios previos de las Cordilleras Béticas (Irigaray et al., 1999; 2007; Fernández et al., 2012). Esto puede ser indicativo de un área con condiciones naturales y artificiales propensas a deslizamientos (pendientes elevadas en un frente geológico activo con litologías margosas y arcillosas, la excavación de un río y la construcción de una carretera), aunque también puede deberse a la elaboración de un inventario más preciso. Sin embargo, este porcentaje es inferior a los calculados en las referencias anteriores, que también incluyen movimientos antiguos, y llegan a ser del 5-10%. El análisis por tipologías mostró una distribución con una mayor proporción de colapsos (63%) y deslizamientos (25%) que de flujos (12%). Las condiciones en las que aparecieron los colapsos fueron pendientes de alrededor de 30°, excavados en margas del Mioceno y Cretácico, así como en depósitos del Plioceno-Cuaternario; los deslizamientos se asociaron a pendientes de entre 20 y 30° y los flujos a pendientes de entre 10 y 25°, ambos en margas y arcillas del Cretácico o del Mioceno, así como en lutitas del Triásico. Los valores de MdD correspondieron a descensos promedio que van desde valores muy bajos (-0,13 m) en flujos hasta valores cercanos a -1 m en deslizamientos, -1,2 a -1,6 m en colapsos y -2,2 m en desprendimientos. Se observa que los MdD permiten identificar bien movimientos con importantes desplazamientos verticales, pero no tanto aquellos con mayor componente horizontal, en la que se pueden requerir técnicas más complejas (Gojcic et al., 2021).

El análisis de inventarios multitemporales se ha mostrado adecuado para la modelización de peligrosidad de deslizamientos (Guzzetti et al., 2012), al permitir estimar la actividad. En este caso, los periodos 2009-2010 y 2011-2013 muestran mayor actividad, tanto en área afectada como en número de movimientos, seguidos de los períodos 2010-2011 y 1996-2001; por su parte 1984-1996, 2001-2009 y 2013-2016, mostraron menor actividad. La proporción de las tipologías con áreas individuales mayores, como deslizamientos y flujos, fue mayor en los periodos más activos que en los menos activos. En cuanto a parámetros morfométricos, los colapsos y deslizamientos mantuvieron áreas y desniveles bastante uniformes, pero los flujos mostraron mayores dimensiones en los períodos más activos. La mayoría de las condiciones en las que se produjeron las diferentes tipologías de movimientos no cambiaron significativamente, al estar más relacionadas con la tipología que con la actividad. Finalmente, las diferencias de altura media entre modelos fueron siempre negativas (descenso del terreno), y mostraron mayores valores absolutos en los períodos de mayor actividad.

En el análisis de las áreas de monitorización, se observaron mayores tasas de descenso general del terreno en el período 2009-2010 (-0,24 m/año), seguido de los períodos 1996-2001, 2010-2011 y 2011-2013 (entre -0,03 y -0,05 m/año), y valores prácticamente nulos en los períodos restantes. Considerando el sector con descensos se observaron tasas significativas en el período 2009-2010, siendo menores en 2011-2013, 1996-2001 y 1984-1996. Mientras tanto, los sectores con ascenso solo muestran valores significativos en 1984-1996. Estos valores concuerdan con el análisis del inventario, donde hay un periodo de máxima actividad en 2009-2010 y otros de cierta actividad, como 2011-2013 y 1996-2001. Los cambios observados en algunas áreas en el período 1984-1996, se relacionaron principalmente con los movimientos de tierra de las obras de la autovía A44. Las áreas con predominio de colapsos y deslizamientos coinciden básicamente con estas pautas, salvo la mayor actividad de los colapsos en taludes en 1984-1996 y 1996-2001, relacionada con la autovía.

Por su parte, las áreas 3 y 4 (flujos), estudiados también mediante campañas UAS, presentaron importantes cambios. Los principales tuvieron lugar en 2009-2010, cuando se estimaron tasas de descenso y ascenso significativas que daban como resultado un balance general negativo, aunque esto también ocurrió en otros períodos activos, como 2010-2011 y 2011-2013. Todo ello está de acuerdo con los desplazamientos observados en las campañas UAS. Así uno de los flujos (Fernández et al., 2016) fue muy activo entre final de 2012 y abril de 2013 en la parte alta, con descensos cercanos a 2 m/año y desplazamientos horizontales de más de 10 m/año, y pequeños ascensos y avances en la parte inferior; la actividad se redujo entre 2013 y 2014; y, sobre todo, entre 2014 y 2015 donde solo quedó una actividad residual en la parte baja. El otro flujo tuvo actividad previa en el período 1996-2001, con importantes descensos en la parte alta, y entre 2009 y 2013, lo que se estudió con detalle en las campañas UAS (Fernández et al., 2015). Así, entre 2010 y final de 2012, se produjeron importantes desplazamientos verticales (descensos) y horizontales (avances) en todo el movimiento. La actividad se mantiene con altibajos en los periodos siguientes, entre 2012 y 2013, para decaer en 2013 y 2014.

Las relaciones de la actividad con las precipitaciones se pueden establecer, analizando precipitaciones semanales y mensuales de la zona. Éstas presentaron valores máximos (superiores a 100 y 250 mm) en el otoño-invierno de los años 1996-1997, 1997-1998, 2009-2010, 2010-2011 y 2012-2013. Así, la actividad máxima del año 2009-2010, y la de otros periodos como 2010-2011, 2011-2013 y 1996-2001 estuvieron claramente condicionadas por estos periodos de mayor precipitación (Fernández et al., 2021; Carpena et al., 2021). Si se incrementa la resolución temporal mediante la realización de vuelos UAS, se pueden establecer relaciones aún más estrechas (Fernández et al., 2015; 2016).

5. CONCLUSIONES

El empleo de técnicas geomáticas, como la fotogrametría, teledetección y LiDAR permite la realización de inventarios multitemporales. Los inventarios multitemporales como el realizado en este estudio permiten, por un lado, la caracterización y realización de bases de datos de movimientos de ladera y el análisis de factores, base de los mapas de susceptibilidad; y por el otro, estimar la actividad de forma directa o también indirecta, a partir de las relaciones con los factores determinantes

(lluvias), base de los mapas de peligrosidad. Futuras investigaciones se centrarán en añadir más campañas, tanto las correspondientes a planes oficiales (PNOA), como realizadas mediante UAS con el fin de realizar un seguimiento más completo de la actividad de la zona. Además, se deben mejorar las técnicas de filtrado para realizar una mejor discriminación de las áreas con cambios en los MDS e implementar técnicas de aprendizaje automático y profundo para la detección automática de deslizamientos de tierra.

Agradecimientos: El trabajo ha sido financiado por el proyecto SPS-LIDAR (Agencia Estatal de Investigación, RTI2018-099638-B-I00) y el Grupo Sistemas Fotogramétricos y Topométricos (PAIDI).

REFERENCIAS

Brunsden, D., 1993. Mass movements; the research frontier and beyond. Geomorphology, 7, 85–128.

- Carpena, R., Tovar, J., Sánchez, M., Calero, J., Mellado, I., Moya, F., Fernández, T. (2021). Rainfall-Induced Landslides and Erosion Processes in the Road Network of the Jaén Province. Hydrology, 8, 100.
- Chacón, J., Irigaray, C., Fernández, T., El Hamdouni, R., 2006. Engineering geology maps: Landslides and Geographical Infor-mation Systems (GIS). Bull. Eng. Geol. Environ., 65, 341–411.
- Dewitte, O., Jasselette, J.C., Cornet, Y., Van Den Eeckhaut, M., Collignon, A., Poesen, J., Demoulin, A., 2008. Decadal-scale analysis of ground movements in old landslides in Belgium. Eng. Geol. 99, 11–22.
- Fernández, T., Sánchez-Gómez, M., García, F., Pérez-Varela, F., 2012. Cartografía de movimientos de ladera en el frente montañoso de la Cordillera Bética en el sector de Jaén. Geotemas, 13, pp. 1471–1474.
- Fernández, T., Pérez, J.L., et al., 2015. Use of a light UAV and photogrammetric techniques to study the evolution of a landslide in Jaén (Spain). Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spat. Inf. Sci., 40, 241.
- Fernández, T., Pérez, J.L., Cardenal, F.J., Gómez, J.M., Colomo, C., Delgado, J., 2016. Analysis of landslide evolution affecting olive groves using UAV and photogrammetric techniques. Remote Sens., 8, 837.
- Fernández, T., Pérez, J.L., et al. 2017. Assessment of the Evolution of a Landslide Using Digital Photogrammetry and LiDAR Techniques in the Alpujarras Region (Granada, Spain). Geosciences, 7, 32.
- Fernández, T., Pérez-García, J.L., Gómez-López, J.M., Cardenal, J., Moya, F., Delgado, J., 2021. Multitemporal landslide inventory and activity analysis by means of aerial photogrammetry and LiDAR techniques in an area of southern Spain. Remote Sens., 13, 211.
- Gojcic, Z., Schmid, L. & Wieser, A. Dense 3D displacement vector fields for point cloud-based landslide monitoring. Landslides 18, 3821–3832 (2021).
- González-Díez, A., Fernández, G., Doughty, M.W., Díaz de Terán, J.R., Bruschi, V., Cardenal, J., Pérez, J.L., Mata, E., Delgado, J., 2014. Development of a methodological approach for the accurate measurement of slope changes due to landslides, using digital photogrammetry. Landslides, 11, 615–628.
- Guzzetti, F., Mondini, A.C., Cardinali, M., Fiorucci, F., Santangelo, M., Chang, K.T., 2012. Landslide Inventory Maps: New Tools for an Old Problem. Earth-Science Reviews, 112, 42-66.
- Guzzetti, F., Reichenbach, P., Cardinali, M., Galli, M., Ardizzone, F., 2005. Probabilistic landslide hazard assessment at the basin scale. Geomorphology, 72, 272–299.
- Irigaray, C., Fernández, T., El Hamdouni, R., Chacón, J., 2007. Evaluation and validation of landslide susceptibility maps obtained by a GIS matrix method: Examples from Betic Cordillera. Nat. Hazards, 41, 61-79.
- Irigaray, C., Fernández, T., El Hamdouni, R., Chacón, J., 1999. Verification of landslide susceptibility mapping. A case study. Earth Surf. Proc. Land., 24, 537–554.
- Niethammer, U., James, M.R., Rothmund, S., Travelletti, J., Joswig, M., 2012. UAV-based remote sensing of the Super-Sauze land-slide: Evaluation and results. Eng. Geol., 128, 2–11.
- Pérez-Valera, F., Sánchez-Gómez, M., Pérez-López, A., Pérez-Valera, L.A., 2017. An evaporite-bearing accretionary complex in the northern front of the Betic-Rif orogeny. Tectonics, 36, 1006–1036.
- Prokešová, R., Kardoš, M., Medved'ová, A., 2010. Landslide dynamics from high-resolution aerial photographs: A case study from the Western Carpathians, Slovakia. Geomorphology, 115, 90–101.
- Roldán, F.J., Lupiani, E., Jerez, L., 1998. Mapa Geológico de España, Escala 1:50.000, Mapa y Memoria Explicativa, Instituto Geológico Nacional: Madrid, Spain.
- Scaioni, M., Longoni , L., Melillo, V., Papini, M., 2014. Remote Sensing for Landslide Investigations: An Overview of Recent Achievements and Perspectives. Remote Sens., 6, 9600-9652.
- Varnes, D.J., 1984. Landslide Hazard Zonation: A Review of Principles and Practice, Natural Hazards, UNESCO: Paris, France.
- Varnes, D.J., 1978. Slope movement, types and processes. In Landslides: Analysis and Control, Schuster, R.L., Krizek, R.J., Eds., Transportation Research Board Special National Academy of Sciences: Washington, DC, USA,; Volume 176, pp. 12–33.

INVESTIGACIÓN PREVIA DE UN DESLIZAMIENTO APLICANDO LA SÍSMICA PASIVA HVSR EN GUARUMALES, AZUAY. ECUADOR

Olegario Alonso-Pandavenes⁽¹⁾ y Francisco Javier Torrijo Echarri⁽²⁾

⁽¹⁾ Universidad Central del Ecuador - FIGEMPA. Rumipamba e2-30, bajo. Quito, Ecuador. *omalonso@uce.edu.ec*

⁽²⁾ Centro de Investigación en Arquitectura, Patrimonio y Gestión para el Desarrollo Sostenible (PEGASO), Departamento Ingeniería del Terreno, Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n, 46022 Valencia

RESUMEN

En el acceso a las instalaciones de la C.H. Sopladora (Guarumales, Ecuador) se produjo un deslizamiento donde se han aplicado ensayos de tipo geofísico, combinando técnicas eléctricas y sísmicas: perfiles sísmicos (refracción y MASW), SEV y estaciones de sísmica pasiva (HVSR).

La geología en la zona presenta esquistos en el substrato sobre el que existe desarrollado un coluvión formado por una matriz arcillosa y material grueso del substrato. Los resultados obtenidos en los SEV han permitido determinar la separación de los materiales movilizados frente a los inmóviles (superficie de ruptura) y detectar el nivel freático de la zona. La técnica HVSR ha determinado las frecuencias de vibración natural asociadas al material deslizado (cambio de impedancias). Estableciendo una correlación potencial entre espesor de sedimentos (SEV) y las frecuencias naturales de forma empírica, se ha determinado en la zona el espesor de sedimentos (en movimiento) e identificado la potencial superficie de ruptura.

1. INTRODUCCIÓN

El acceso a la casa de máquinas de la central Hidroeléctrica de La Sopladora (Guarumales, provincia de Azuay, Ecuador), perteneciente a la Empresa Pública CELEC, demarcación SUR, presenta un movimiento de tierras que ha afectado temporalmente a la circulación de vehículos y personal en dicha zona. La situación de la zona de estudio (Figura 1) se encuentra cerca de la población de Amaluza, en una ladera que termina en el río Paute (coordenadas del punto central de la zona UTM datum WGS-84 huso 17M, 784104 E – 9711897 N)

Este suceso se ha venido mitigando con construcciones de muros de tipo tierra armada y eliminación del material excedente que ha sido movilizado o arrastrado hacia las áreas de paso. También se han ejecutado captaciones del agua superficial (escorrentía) y subsuperficial con instalación de cunetas abiertas recubiertas de material geotextil.

El objetivo de esta investigación ha sido el estudio previo de este deslizamiento con el fin de proponer métodos de remediación o mitigación en este fenómeno de remoción en masa. Para ello se ha diseñado una campaña de investigación geofísica que ha sido aplicada en los espacios de la vía de acceso, debido a que la pendiente de la zona es muy fuerte y con material poco compacto

y propenso a sufrir deslizamientos puntuales y caída de material suelto.



Figura 1. Situación de la zona de estudio. (Modificado de Bing Maps y Google Earth, 2022)

Los métodos propuestos han sido el eléctrico y el sísmico, mediante las técnicas de Sondeos Eléctricos Verticales (SEV) en el primer caso y la sísmica pasiva HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) para el segundo. La combinación de los mismos, siguiendo un procedimiento ya probado por los autores en otros puntos del país (Alonso-Pandavenes *et al.* 2022), consiste en establecer una relación empírica entre la frecuencia natural del terreno y los espesores de los materiales superficiales (sedimentos deslizantes) que se encuentran sobre materiales compactos (substrato rocoso). El resultado obtenido se relacionará con la posición de la zona de deslizamiento (zona de falla o línea de ruptura del talud).

2. ANTECEDENTES

La aplicación de técnicas geofísicas en la investigación de taludes dispone de una bibliografía amplia. Tradicionalmente se han empelado los métodos sísmicos, como la técnica de la refracción, y los eléctricos, como la tomografía eléctrica, para establecer, a partir de los parámetros de velocidad de la onda sísmica y los cambios de resistividad, la separación entre material en movimiento (deslizante) y el substrato fijo. Mediante estas técnicas es potencialmente posible identificar y definir la superficie de rotura de dicho deslizamiento, dependiendo de las condiciones del talud, los materiales que lo componen y el contraste en el parámetro analizado (León Gómez *et al.*, 2014).

La sísmica pasiva HVSR ha sido empleada por Nakamura (1989) como una técnica ampliamente reconocida para la identificación de la frecuencia natural del terreno (f_o) y también de un potencial valor de amplificación de la solicitación dinámica del terreno a partir del parámetro A_o (Nakamura, 2000). El modelo de dos capas establecido en estos estudios (relacionado con la presencia de cambios de impedancia sísmica) ha permitido a autores como Ibs-von Seth y Wohlenberg (1999) el establecimiento de correlaciones empíricas entre el espesor de un recubrimiento de materiales sedimentarios poco compactos sobre un substrato competente a partir

de la relación potencial:

$$Z = a. fo^{-b} \tag{1}$$

Donde Z es la profundidad a la que se encuentra el substrato rocoso (o el espesor de sedimentos sobre el mismo), *fo* sería el valor de la frecuencia fundamental del terreno y los parámetros "*a*" y "*b*" serían factores a definir de forma experimental, los cuales están relacionados con la naturaleza de los materiales y la zona de investigación (Delgado *et al.* 2000b).

Para la definición de esta relación, en varios estudios se han hecho correlaciones entre perforaciones (sondeos) y medidas de la técnica HVSR (Parolai *et al.* 2002, Hinzen *et al.* 2004, Khan and Khan, 2016). La correlación entre medidas HVSR y los espesores definidos mediante ensayos tipo SEV han sido abordados en pocas investigaciones hasta el momento (como en Bouchelouh *et al.* (2018), ya que la mayoría de estudios se basan en la investigación mediante sondeos mecánicos. La técnica de los SEV está ampliamente extendida y reconocida como una herramienta fundamental en el establecimiento de secuencias estratigráficas, estudios hidrogeológicos e incluso en obra civil. A partir del establecimiento de un campo eléctrico en el terreno se mide la caída de potencial que relacionaría la resistencia eléctrica del terreno (resistividad) con su naturaleza (León Gómez *et al.*, 2014).

En esta investigación se pretende emplear dichos ensayos para la definición de materiales potencialmente saturados o identificar la presencia de agua en la zona del deslizamiento, así como para la separación de materiales sueltos (potencialmente deslizantes) y materiales del substrato rocoso (materiales fijos). Con respecto al deslizamiento objeto de estudio no se han realizado investigaciones previas en la zona. La empresa pública CELEC E.P. ha abordado el evento desde la perspectiva de la mitigación del suceso enfocado a la mejora en el uso del acceso y construyendo muros de tierra armada para el mantenimiento de la calzada con la eliminación de parte de los materiales deslizados. Estas investigaciones realizadas serán la base para la toma de decisiones en futuras actuaciones en materia de investigación (mediante sondeos) y auscultación del evento (inclinometría).

3. CONDICIONES GEOLÓGICAS GENERALES

La geología local de la zona está caracterizada por la existencia de un basamento con presencia de sedimentos metamórficos compuestos por: metandesitas, esquistos verdes y tobas y esquistos sericíticos pertenecientes a la Formación Alao-Paute (definida por Litherland en 1988), que se extiende en una franja con dirección Norte-Sur muy amplia y una achura de unos 30 km de media. Estos materiales se presentan en superficie en diversos grados de alteración (IIGE, 2008).

En todo el entorno de trabajo se ha observado el desarrollado de eluviones, por alteración de los esquistos, que pueden presentar potencias importantes (han sido observados hasta más de 10 m en algunas zonas), así como la presencia de coluviones por sedimentación gravitacional de espesor variado sobre esos materiales alterados. En ambos casos los materiales que predominan en la matriz son de tipo arcillo-limoso y contienen materiales gruesos (cantos y gravas) y algún bloque de mediano a gran tamaño (diámetros mayores a 1.0 m).

Geomorfológicamente nos encontramos ubicados en una ladera de inclinación general 35° a 45° hacia el Sureste la cual termina en la cuenca del río Paute. Esta ladera ha sido cortada en tres posiciones diferentes para realizar la caja de la vía de acceso ahora en peligro de deslizamiento. (ver Figura 1)

4. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOFÍSICA

La campaña de investigación geofísica ha consistido en la ejecución de cinco ensayos de tipo

SEV distribuidos como se observa en la Figura 2 (triángulos amarillos), con ubicación de tres de ellos en la zona central y los otros dos en los extremos del deslizamiento observado en campo. En la misma posición del punto de aplicación de estos ensayos geoeléctricos han sido ejecutados otros tantos ensayos de tipo HVSR, para su correlación y parametrización (círculos rojos).



Figura 2. Situación de los ensayos SEV y HVSR en la zona de trabajo (Modificado de Bing Maps, 2022)

En el resto de la zona se han distribuido un total de diecisiete puntos de estación única para la técnica HSR, situándose cuatro puntos hacia la cabeza del talud y cinco puntos en su base. Los ocho restantes se ubicaron en la zona central de la zona que abarca el deslizamiento.

5. METODOLOGÍA

La metodología a emplear en los ensayos SEV es conocida ampliamente y consiste en generar campos eléctricos cada vez más amplios para desarrollar una investigación en profundidad de manera continua, midiendo la caída de potencial de dichos campos. La inversión matemática de la curva de datos de campo ofrece la distribución de las resistividades y sus espesores asociados en un modelo de interpretación geofísico acorde con las observaciones de campo y de la zona (León Gómez *et al.*, 2014).

Por su parte, la técnica de HVSR consiste en medir la vibración natural del terreno mediante tres geófonos que se orientan en las tres direcciones del espacio (Norte-Sur, Este-Oeste y vertical). Las grabaciones, de tiempo no inferior a 20 minutos (según criterio SESAME, 2014), se analizan en el dominio de la frecuencia componiendo las dos orientaciones horizontales de forma geométrica y realizando el cociente espectral H/V con relación a la componente vertical.

Una vez tomados los datos de campo, en los puntos y estaciones previstas, se ha procedido a su procesado e interpretación estableciendo los modelos geofísicos de las columnas estratigráficas para los SEV y el valor de la frecuencia natural del terreno en los ensayos HVSR (f_o).

En los ensayos SEV ha sido determinado el contacto de los materiales superficiales con el substrato rocoso (a partir del cambio de la resistividad con presencia de valores elevados con respecto a los obtenidos en superficie). Consecuentemente, en las medidas del ensayo HVSR para control o correlación se ha establecido el valor de la f_o para cada punto de investigación SEV. Con ello ha podido ser definida, de manera empírica, la relación propuesta en la Ecuación (1).

Una vez determinada la fórmula de la Ecuación (1), y a partir de los valores de frecuencia natural obtenida en el resto de las estaciones HVSR, se ha calculado el espesor de los materiales poco compactos, es decir, la posición del sustrato competente en profundidad e identificando la separación, de este modo, con la zona de deslizamiento del talud.

6. RESULTADOS

La interpretación de los ensayos SEV ha aportado una distribución de materiales que se ha resumido en la Figura 3. En los modelos obtenidos se observa la presencia de un nivel de baja resistividad (del orden de los 100 Ohm.m) sobre materiales que presentan un cierto grado de alteración (ejemplo: SEV-4) o sobre el terreno sin alterar (ejemplo: SEV-2), delimitados en la Figura 3 por un recuadro rojo. Por encima de este nivel de baja resistividad, relacionado con la presencia de arcillas y limos arcillosos de alteración y elevada humedad (o posible saturación, indicado con un recuadro azul en la Figura 3), se encuentran materiales de tipo coluvión (valores de resistividad intermedios).





Figura 3. Ejemplo de los resultados obtenidos en la interpretación de los ensayos SEV en los puntos SEV-2 y SEV-4. En el recuadro en azul se indican los niveles con humedad o saturación encontrados en la interpretación y mediante un recuadro rojo se indica el espesor de los sedimentos sobre el substrato rocoso (valores de resistividad expresados en Ohm.m y en metros para profundidades).

Los valores elevados de resistividad (> 7000 Ohm.m) se correlacionarían con el substrato rocoso sin alterar (material fijo o estable), por lo que se puede proceder a la separación de los espesores de sedimento superficial, de menor resistividad eléctrica, los cuales coindicen con la posible

presencia de agua (o humedad elevada) y/o materiales arcillosos (coluviones y alteración de los esquistos). Por lo tanto, se podría establecer una correlación entre la posición de la superficie de rotura del deslizamiento y estos valores obtenidos de espesor de sedimentos en la interpretación de los ensayos SEV.

| HVSR | f_o | Ao |
|-----------|-------|------|
| S1 | 3,21 | 2,37 |
| S2 | 2,23 | 2,05 |
| S3 | 0,84 | 4,70 |
| S4 | 0,34 | 3,42 |
| S5 | 0,26 | 3,91 |
| 6 | 0,47 | 4,07 |
| 7 | 3,66 | 2,28 |
| 8 | 0,36 | 3,71 |
| 9 | 0,51 | 6,49 |
| 10 | 1,47 | 3,01 |
| 11 | 4,64 | 1,70 |
| 12 | 0,38 | 2,96 |
| 13 | 0,56 | 3,18 |
| 14 | 0,73 | 3,67 |
| 15 | 26,07 | 3,25 |
| 16 | 0,74 | 2,99 |
| 17 | 4,81 | 2,02 |
| 18 | 0,91 | 2,85 |
| 19 | 0,34 | 3.85 |
| 20 | 0,21 | 3,82 |
| 21 | 25,30 | 2,38 |
| 22 | 0,49 | 3,55 |

Tabla 1. Resultados obtenidos en la interpretación de los ensayos HVSR (fo Hertzios, Ao adimensional).

Los resultados obtenidos en los ensayos de la técnica HVSR son los que se muestran en la Tabla 1. Los cinco primeros valores, indicados con una S como prefijo de la numeración, se corresponderían con los ensayos paramétricos (realizados en la misma posición del ensayo SEV) a emplear en el establecimiento posterior de la relación empírica. El valor de A_o es adimensional ya que representa al cociente espectral H/V de las componentes horizontales frente a la vertical.

La correlación establecida entre los espesores de los sedimentos superficiales, obtenida a partir de los cinco ensayos SEV y los valores de la frecuencia natural f_o analizada para los ensayos HVSR, relacionados con los SEV son los que se muestran en la Tabla 2.

| SEV | PROFUNDIDAD (m) | HVSR | f_{o} (Hz) |
|-----|------------------------|------------|--------------|
| 1 | 21,9 | S1 | 3,21 |
| 2 | 22,2 | S2 | 2,23 |
| 3 | 21,9 | S 3 | 0,84 |
| 4 | 45,9 | S4 | 0,34 |
| 5 | 48,1 | S 5 | 0,26 |

Tabla 2. Correlación empírica entre ensayos SEV (profundidades) y HVSR (frecuencias)

A partir de los datos de correlación mostrados en la Tabla 2 se procede a realizar la representación gráfica de los mismos y a ajustar una curva de tipo exponencial que responda a la propuesta en la Ecuación 1 (Figura 4).



Figura 4. Correlación empírica entre ensayos SEV (espesor de sedimentos) y HVSR (frecuencias)

Con lo que la Ecuación (1) quedaría establecida según los siguientes valores:

$$H = 28.566 \ fo^{-0.335} \tag{2}$$

Donde el valor del espesor de sedimentos H (en metros) se puede calcular para cada punto de estación de ensayo HVSR en función del valor obtenido de la frecuencia fundamental (f_o , en hertzios). El valor del error de ajuste, R^2 , que ha sido obtenido, ha sido de 0.86, lo cual indica una buena relación entre los datos de referencia referenciados, lo que permite establecer en un error de apreciación de un 14% para cada punto de estación HVSR medido.

A partir de la obtención de la relación definida en la Ecuación 2 se procede a calcular los valores para cada punto de estación medido. En la Tabla 3 se presentan los resultados de dichos cálculos, incorporando también los valores de los ensayos paramétricos (puntos S1 a S5) que fueron ejecutados en los puntos de ensayos SEV.

| UVSD | f_o | ESPESOR | | |
|------------|-------|---------|--|--|
| пузк | (Hz) | (m) | | |
| S1 | 3,21 | 18,26 | | |
| S2 | 2,23 | 21,53 | | |
| S3 | 0,47 | 33,47 | | |
| S4 | 3,66 | 50,37 | | |
| S 5 | 0,36 | 56,87 | | |
| 6 | 0,51 | 43,51 | | |
| 7 | 1,47 | 17,21 | | |
| 8 | 4,64 | 49,09 | | |
| 9 | 0,38 | 41,94 | | |
| 10 | 0,56 | 25,99 | | |
| 11 | 0,73 | 15,46 | | |
| 12 | 26,07 | 47,90 | | |
| 13 | 0,74 | 40,20 | | |
| 14 | 4,81 | 35,66 | | |
| 15 | 0,91 | 7,08 | | |
| 16 | 0,34 | 35,44 | | |
| 17 | 0,21 | 15,21 | | |
| 18 | 25,30 | 32,28 | | |
| 19 | 0,49 | 50,37 | | |
| 20 | 0,47 | 62,63 | | |
| 21 | 3,66 | 7,18 | | |
| 22 | 0,36 | 42,70 | | |

Tabla 3. Resultados obtenidos de espesor de sedimentos para todos los puntos de ensayo HVSR.

Estos valores se han representado sobre la planta de la Figura 2 para proceder a su análisis y discusión de resultados.

7. INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN

La aplicación de la metodología presentada, empleando ensayos SEV para establecer los espesores de material deslizante y calcular los valores de los parámetros *a* y *b*, planteados en la relación de la Ecuación 1, tiene pocas referencias publicadas con respecto a este tipo de investigación. Solamente Bouchelouh *et al.* (2018) emplean dicha correlación entre investigación de espesor de sedimentos y ensayos de tipo SEV, mientras que otros autores, por ejemplo, Khalili y Mirzakurdeh (2019) emplean correlaciones de ensayos de tomografía eléctrica, pero empleando también resultados de sondeos mecánicos. En ambos casos se concluye que la aplicación de las técnicas del método geoeléctrico en combinación con las medidas de HVSR ofrecen resultados fiables en la determinación de espesores de sedimentos superficiales.

Los resultados obtenidos en la Tabla 4, aplicando la Ecuación 2, han sido traspasados a cada punto medido, lo que ha permitido dibujar el espesor bajo cada cota de los ensayos practicados. A partir de estos datos se han construido dos secciones sobre el talud: una longitudinal considerando los puntos HS1, H7, H5, H9 y H15 y otra transversal a través de los puntos H8, HS2, H19, H13, H9, H6, H14 y HS3 (Figuras 5 y 6), de manera que se puedan observar de forma gráfica los espesores de sedimento referenciados.



Figura 5. Sección longitudinal (NW-SE) al deslizamiento (escala 1H:1V).

En la sección longitudinal al deslizamiento (Figura 5) y siguiendo la dirección principal del movimiento, en su zona central, se puede observar la presencia de una zona de materiales poco

compactos de gran potencia (más de 60 m) situada entre el tramo superior y el intermedio del acceso vial. Esos espesores se van reduciendo abruptamente hacia la zona superior del deslizamiento y manteniendo unos 40 m de potencia hacia la parte inferior del mismo. La superficie del deslizamiento trazada en esta sección a partir de los datos disponibles parece que responde a una posible tipología de deslizamiento traslacional ya que se mantiene el espesor de materiales en movimiento a lo largo de dicha sección. Además, analizando la morfología sugerida en esta investigación, es posible que esta zona analizada pueda responder a una zona de acumulación de deslizamientos anteriores (paleodeslizamentos)

En la sección transversal al deslizamiento (Figura 6), trazada por la zona del tramo central de la vía de acceso se ha observado la presencia de una zona elevada que separa dos áreas en forma de V. La primera zona deprimida se corresponde con una quebrada o cauce torrencial temporal, lo que indicaría su posible relación con la existencia de algún tipo de estructura tipo falla.



PERFIL TRANSVERSAL

Figura 6. Sección transversal (N-S) al deslizamiento (escala 1H:1V).

La segunda zona deprimida sería el trazado de la forma del deslizamiento, en su área central, con una depresión importante en la posición del ensayo H9 (ensayo que está presente también en la sección longitudinal) y con vertientes hacia el Norte y el Sur que presentan una fuerte pendiente.

La zona elevada que se observa con mayor claridad en la sección transversal parece también evidenciarse, de forma más suave en la zona central de la sección longitudinal, aproximadamente donde se han realizado los ensayos H5 y H9 (ver Figura 5).

8. CONCLUSIONES

Las conclusiones a que se ha llegado a partir de las investigaciones preliminares realizadas, combinando dos técnicas geofísicas, en la zona del deslizamiento de los accesos a la casa de máquinas de la Central Hidroeléctrica Sopladora son:

- Han sido aplicados ensayos geofísicos de tipo unidimensional de los métodos sísmico y eléctrico. En concreto 5 unidades de ensayos SEV y 22 unidades de ensayos HVSR.
- Ha sido establecida una relación exponencial entre los espesores de los materiales movilizados (de menor resistividad) y los del substrato compacto (fijos), obtenidos en la investigación mediante SEV, y los valores de las frecuencias naturales del terreno f_o en los puntos de control paramétrico (los mismos donde se ejecutaron sondeos SEV).

- La relación empírica obtenida (Ecuación 2) dispone de un error de ajuste de $R^2 = 0.84$, lo que se considera un valor de correlación bueno, establecido entre los espesores de sedimentos y las frecuencias (f_o) de los puntos de control.
- Se ha comprobado la metodología en la aplicación combinada de ensayos de tipo SEV y ensayos de tipo HVSR en la investigación de sedimentos superficiales. Esta metodología es de fácil aplicación e interpretación y con costos económicos bajos, pudiendo ser trasladada a otras zonas con acceso para maquinaria de sondeos complicado y como herramienta previa a análisis más elaborados.
- A partir de la relación de la Ecuación 2 se han calculado los espesores de sedimentos en los diferentes puntos de estación de ensayo HVSR y, de los resultados obtenidos de estos valores, han sido ejecutadas dos secciones del terreno (una longitudinal y otra transversal a la dirección del movimiento del material).
- Se ha evidenciado la potencial superficie de ruptura del deslizamiento con una forma de tipo traslacional o roto-traslacional

El uso de las técnicas SEV y HVSR y la metodología desarrollada en esta investigación pueden ser herramientas de investigación y de toma de decisiones en la auscultación e instrumentación de zonas deslizantes debido a la rapidez de ejecución de los ensayos y su economía. A partir de estos resultados, sería conveniente establecer una campaña de investigación complementaria, mediante sondeos con recuperación de testigo, para establecer las condiciones de los materiales y verificar lo expuesto en esta investigación.

AGRADECIMIENTOS

El trabajo de investigación que se presenta ha sido posible gracias a la colaboración de la Gerencia de la E.P. CELEC demarcación SUR que ha permitido el uso de los datos para realizar esta presentación. Los ensayos de tipo SEV que se presentan en este documento, así como la cartografía topográfica manejada son propiedad de E.P. CELEC-SUR.

REFERENCIAS

- Alonso-Pandavenes, O, Torres, G., Torrijo, F.J. and Garzón-Roca, J., 2022 Basement tectonic structure and sediment thickness of a valley defined using HVSR geophysical investigation, Azuela valley, Ecuador. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* (2022) 81:210. DOI: 10.1007/s10064-022-02679-y
- Bing Maps, s.f. Vista aérea de la zona de la C.H. Sopladora y situación del área. Acceso a www.bing.com/maps el 20 de abril del 2022
- Bouchelouh, A., Bensalem, R. Z., Machane, D., Moulouel, H., and Oubaiche, E. H., 2018. The miocene roof mapping using microtremor recording and electrical survey method in Blida City, Algeria. *Pure and Applied Geophysics*, 175(1): 287–301.
- Delgado, J., Lopez Casado, C., Estevez, A. C., Giner, J., Cuenca, A., and Molina, S., 2000a. Mapping soft soils in the Segura river valley (SE Spain): A case study of microtremors as an exploration tool. *Journal of Applied Geophysics*, 45: 19–32. doi:10.1016/S0926-9851(00)00016-1
- Delgado, J., Lopez Casado, C., Giner, J., Estevez, A., Cuenca, A., and Molina, S., 2000b. Microtremors as a geophysical exploration tool: Applications and limitations. *Pure and Applied Geophysics*, 157: 1445–1462. doi:10.1007/PL00001128
- Google Earth, s.f. Situación de Ecuador. Acceso a https://earth.google.com/web el 20 de abril del 2022
- Hinzen, K.G., Scherbaum, F., and Weber, B., 2004. On the resolution of H/V measurements to determine sediment thickness, a case study across a normal fault in the Lower Rhine Embayment, Germany. *Journal of Earthquake Engineering* http://doi.org/10.1080/13632460409350514
- Ibs-von Seht, M., and Wohlenberg, J., 1999. Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 89(1): 250-259.

- Khalili, M., and Mirzakurdeh, A. V., 2019. Fault detection using microtremor data (HVSR-based approach) and electrical resistivity survey. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(2): 400-408
- Khan, S, and Khan, M.A., 2016 Mapping sediment thickness of Islamabad city using empirical relationships: Implications for seismic hazard assessment. J. Earth Syst. Sci. https://doi.org/10.1007/s12040-016-0675-0
- León Gómez, A.M., Tijera Carrión, A., y Ruiz Bravo, R., 2014. Utilización de técnicas geofísicas en la identificación de deslizamientos de ladera. CEDEX *Ingeniería Civil* Nº 175: 39-51
- Nakamura, Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports*, 30(1)
- Nakamura, Y., 2000. Clear identification of fundamental idea of Nakamura's technique and its applications. In *Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering* Vol. 2656
- Parolai, S., Bormann, P., and Milkereit, C., 2002. New relationships between Vs, thickness of sediments, and resonance frequency calculated by the H/V ratio of seismic noise for Cologne Area (Germany). Bulletin of Seismological Society of America https://doi.org/10.1785/0120010248
- SESAME, 2004. Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations: SESAME, European project, WP12. Deliverable D23.12

MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO ACTUALIZADO DE LA LADERA DEL ESTRIBO DERECHO DE LA PRESA DE YESA (NAVARRA)

JOSÉ MOYA (1), FERNANDO ROMERO-IRIBAS (2), ANA LECHÓN (2) y JOAN MARTINEZ-BOFILL (1)

 (1) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
 E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universidad Politécnica de Cataluña jose.moya@upc.edu, joan.martinez-bofill@upc.edu

> (2) Asistencia Técnica de la Obra de Yesa TPF Ingeniería, Acciona, Aecom obrayesa.fri@gmail.com, obrayesa.alb@gmail.com

RESUMEN

La ladera del estribo derecho de la presa de Yesa está afectada por un gran paleodeslizamiento que mostró movimientos significativos en invierno de 2012-2013. Desde el año 2013, cuando se presentaron la gran mayoría de informes geológicos sobre el caso, se han realizado nuevos sondeos (39) y nuevos inclinómetros (30). Presentamos aquí los primeros resultados de la actualización del modelo geológico-geotécnico de la ladera. Se ha realizado un análisis 3D de la geometría de las dos superficies de rotura mayores y nuevos perfiles geológicos que siguen la dirección de desplazamiento, variable ladera abajo. Por otra parte, se han ensayado a corte directo ocho muestras de planos de estriados en testigos de sondeo, correspondientes a superficies de rotura. Los ensayos sugieren que el ángulo de fricción residual de las superficies de rotura es de unos 19°.

1. INTRODUCCIÓN

Contexto y antecedentes

La presa del embalse de Yesa, situada en el Río Aragón, es una presa de gravedad de 78 m de altura sobre cimientos que está en servicio desde el año 1959, proporcionando un volumen máximo de embalse de 447 hm³. Para aumentar la capacidad de embalse, en el año 1983 se presentó el primer proyecto de construcción de una nueva presa, más alta y situada aguas abajo de la presa actual y apoyada en parte en la misma.

El proyecto fue aprobado finalmente en el año 2000, y su tercera modificación en el año 2011, cuando comenzó la segunda fase de la excavación del apoyo del estribo derecho. En julio de 2012 un inclinómetro mostró una tasa de desplazamiento de 33 mm/año, lo que propició la paralización de la excavación y la activación del Plan de Emergencia del embalse (Gómez, 2018). Los movimientos se aceleraron significativamente a finales del año 2012 y principios del 2013, coincidiendo con lluvias intensas ocurridas desde finales de septiembre de 2012 hasta mediados de febrero de 2013, que acumularon 733 l/m², 300 de ellos caídos en enero de 2013. El 15 de febrero de 2013 el desplazamiento llegó a alcanzar una velocidad de 26 mm/semana. El 7 de febrero de 2013 se iniciaron las obras de emergencia para estabilizar la ladera, que incluyeron la excavación de 1,5 Mm³ de la cabecera del deslizamiento (Gómez, 2018). Los trabajos de estabilización se complementaron en el

año 2019 tras los cuales el movimiento ha pasado a ser prácticamente nulo en la actualidad.

Durante la fase de emergencia del año 2013, la Confederación Hidrográfica del Ebro, encargó varios estudios independientes a expertos en deslizamientos para analizar con detalle la geomorfología y la geología de la ladera y su inestabilidad (Soriano, 2013; Gutiérrez, 2013; Prospección y Geotecnia, 2013, 2014; TYPSA, 2013, 2014; Corominas et al., 2013; Corominas y Mavrouli, 2014). Más recientemente, el Gobierno de Navarra encargó un estudio independiente sobre la estabilidad y la seguridad de la ladera (Geoconsult, 2019).

La estratigrafía de la ladera está compuesta por dos grandes unidades litológicas de edad eocena: las Margas de Pamplona (MP), situada en la base de la serie, y el Flysch de Yesa, definido por una alternancia de areniscas y margas grises, en el que se formó el paleodeslizamiento. Corominas et al. (2013) diferenciaron tres unidades en el Flysch (F1, F2 y F3) en función de la proporción relativa de areniscas y margas, siendo la Unidad F2 eminentemente margosa (Figura 1). La estructura geológica de la ladera consiste en varios anticlinales suaves, situados en la parte alta de la misma, y un pliegue sinclinal con un eje en dirección E-W e inclinación de unos 10° W, ubicado en su parte baja (Corominas et al., 2013; Figura 1).



Figura 1. Perfil geológico de la ladera derecha, situado aguas arriba de la presa (Corte 5 del informe de Corominas et al., 2013). La situación del mismo se indica en la Figura 2.

Se identificó que la ladera del estribo derecho de la presa está afectada por un gran paleodeslizamiento (Gutiérrez, 2013). Varios de los informes mencionados mostraron la existencia de dos superficies de rotura mayores y superpuestas, con una geometría de doble cuña, que siguen la estructura del mencionado sinclinal. La superficie de rotura más somera fue la que se mostró más activa desde mediados de 2012; por lo que se la denominó Superficie Principal de Rotura o SPR (Corominas et al., 2013). La SPR pudo localizarse de manera relativamente precisa a partir de las lecturas de 14 inclinómetros, de los desplazamientos observados en superficie en la red de control topográfico y por las grietas y deformaciones observadas en la superficie del terreno. La SPR delimitaba un volumen deslizado de unos 4 Mm³. El pie de esta superficie de rotura aflora a cota superior que la coronación de la presa.

La existencia de una superficie de rotura más profunda y más extensa se identificó por la apertura de una grieta tracción situada en la parte alta de la ladera, fuera del contorno de la SPR, y por los indicios de desplazamiento en seis de los inclinómetros, a profundidades notablemente mayores que la SPR. Esta superficie de rotura se denominó SIR (Superficie Inferior de Rotura). El volumen delimitado por la SIR era inicialmente de unos 12,6 Mm³, aunque pudo ser estimado con notables incertidumbres. El pie de la SIR aflora en la parte baja de la ladera, por debajo de la cota de coronación de la presa donde tiene un buzamiento a contrapendiente. El movimiento según esta superficie de rotura fue probablemente responsable del izamiento de algunos milímetros del extremo derecho de la presa (Corominas et al., 2013).

Tanto la SPR como la SIR tienen un trazado fuertemente controlado por la estructura geológica y suelen estar situadas en tramos concretos de la serie estratigráfica (techo de la Unidad F2 del Flysch y base de la Unidad F1 del mismo, respectivamente, Corominas et al., 2013).

Por otra parte, al pie de la ladera derecha y aguas arribas de la presa se encuentra el deslizamiento de "El Inglés", de tipo roto-traslacional y con un volumen de unos 0,5 Mm³. Éste es un paleodeslizamiento que sufrió una reactivación importante en el año 1960.

En la ladera se han perforado más de 120 sondeos con recuperación de testigo (63 de ellos de alta calidad). La red de auscultación de desplazamientos de la ladera se ha ido mejorando desde el año 2008 con un total 54 inclinómetros (15 de los cuales se han ido reponiendo) y 79 puntos de control topográfico (Figura 2). Por lo cual el conocimiento de la geología de la ladera y de su movimiento es notable. Desde mediados del año 2013, cuando se presentaron la mayoría de los informes sobre la ladera, se han realizado 41 nuevos sondeos con recuperación de testigo de alta calidad; en 30 de ellos se instalaron nuevos inclinómetros y en otros 6 se instalaron piezómetros enterrados (5 en la SPR y uno en la SIR). En definitiva, la nueva información disponible permite mejorar el conocimiento de la ladera.

A diferencia de la geología de la ladera, el ángulo de fricción de las discontinuidades del Flysch de Yesa, y particularmente el de las superficies de rotura, es peor conocido. Este último se ha estimado mayoritariamente mediante análisis de estabilidad retrospectivos y con un conocimiento limitado de la piezometría. La toma de muestras de una superficie de rotura y su posterior ensayo a corte directo permiten obtener datos valiosos de su ángulo de fricción. En el deslizamiento que nos ocupa, se disponía sólo de los ensayos de dos muestras de planos estriados, que dieron valores de 13.4° y de 19.6° (Corominas y Mavrouli, 2014).

Objetivos

El primer objetivo de este trabajo es actualizar el modelo geológico de la ladera respecto al presentado por Corominas et al. (2013), en el que el primer autor de esta comunicación participó directamente. En concreto, se pretende actualizar la geometría de las dos superficies de rotura mayores (SPR y SIR) a partir de la nueva información disponible. El segundo objetivo es contribuir al conocimiento del ángulo de fricción de las superficies de rotura, mediante el ensayo de muestras de dichas superficies tomadas en los sondeos más recientes.

Estos objetivos se enmarcan en los estudios de mejora de la caracterización de la ladera que se están llevando a cabo a petición de la Confederación Hidrográfica del Ebro.

2. ACTUALIZACIÓN DEL MODELO GEOLÓGICO

Localización de superficies de rotura en inclinómetros y testigos de sondeos

Se han analizado los registros de los 30 "nuevos" inclinómetros, posteriores al informe mencionado, y revisado los de otros 24 ya utilizados en el año 2013. Su posición se muestra en la Figura 2.

La reconstrucción de superficies de rotura de grandes deslizamientos no suele ser una tarea trivial, ya que suelen presentarse situaciones que no tienen una interpretación simple y única. En la ladera que nos ocupa se han presentado las tres situaciones posibles: a) inclinómetros que muestran desplazamiento a una sola profundidad (en un solo plano de deslizamiento) o a dos profundidades muy distintas (fáciles de distinguir entre sí); b) inclinómetros que muestran desplazamientos a varias profundidades próximas entre sí o en un rango de profundidades (varios planos de deslizamiento cercanos o en una zona de cizalla); c) inclinómetros sin desplazamiento, situados fuera del deslizamiento o dentro del mismo pero ya inactivos.



Figura 2. Planta de localización de las superficies de rotura mayores presentes en la ladera derecha de la presa. Se indica también la situación de los inclinómetros y de los piezómetros enterrados instalados en la ladera. Las flechas azules muestran los vectores de desplazamiento horizontal de los puntos de control topográficos medidos entre el 31 de enero y el 4 de marzo de 2013.



Figura 3. Registro del inclinómetro SCI-1 con planos de deslizamiento situados a varias profundidades.

La Figura 3 muestra un ejemplo de inclinómetro con varios planos de deslizamiento cercanos entre sí y que dificulta la correlación directa con otros inclinómetros. Se detectan planos con desplazamiento a 22, 26, 30, 35 y 60 m de profundidad; todos situados en el Flysch, pero ninguno de ellos con un desplazamiento claramente destacado, que sugiera que se trata de una superficie de rotura mayor (SPR). Por la posición estratigráfica del plano situado a 60 m de profundidad, próxima al techo de la unidad F2 del Flysch, puede interpretarse que corresponde a la SPR.

Por otra parte, en los inclinómetros más recientes no pueden identificarse ni la SPR ni la SIR, ya estabilizadas. Estas circunstancias han dado pie a varias interpretaciones sobre geometría de las superficies de rotura mayores y muestra la necesidad de usar criterios complementarios para su localización en los sondeos y su correlación.

Siguiendo el método utilizado en Corominas et al. (2013), la localización de las superficies de rotura se ha realizado también mediante testificación de estructuras de deformación por cizalla en los sondeos (EDC). Esta tarea es especialmente importante en los inclinómetros sin desplazamiento situados dentro del deslizamiento. Las EDC se tratan tanto de estructuras localizadas en planos (planos con estrías, planos pulidos) como distribuidas en bandas de cizalla (brechas de cizalla, zonas brechoides, zonas con fisuración intensa). Son estructuras relativamente frecuentes en la ladera, ya que la formación de los pliegues que hay en ella implicó un deslizamiento entre capas. Dada la abundancia de dichas estructuras, la testificación se ha priorizado en el entorno de planos de deslizamiento mostrados por los inclinómetros y, en sondeos sin registro de desplazamientos, entorno a la profundidad prevista para la SPR y la SIR en los perfiles geológicos disponibles. En especial, se buscaban planos pulidos y/o con estrías continuas (que atraviesen todo el testigo) en láminas de arcilla y que estuvieran bien preservados (Figura 4). Estos planos finamente estriados son típicamente indicadores de deslizamiento reciente en materiales arcillosos y tienen un valor evidente para ser ensayados a corte directo.

Se han testificado las EDC de un total de 43 sondeos, 31 de ellos posteriores al informe del año 2013, y con especial detalle en los 14 sondeos más recientes, para la búsqueda de muestras.



Figura 4. Planos arcillosos finamente estriados y pulidos en los testigos de sondeos. Izquierda: sondeo SCI-41, a profundidad de 26,7 m. Derecha: sondeo SCI-26, a profundidad de 49,5 m.

Reconstrucción de la geometría de la SPR y de la SIR

Muchos de los sondeos presentan varios planos de deslizamiento (dos, tres o más) en los inclinómetros y/o EDC en los testigos; lo que indica la existencia de superficies de rotura menores, generalmente más superficiales, ya detectada en el informe de 2013. Este hecho da lugar, de entrada, a múltiples interpretaciones sobre la geometría de la SPR y de la SIR.

Consecuentemente, la interpretación de la geometría de estas superficies de rotura se ha tenido que realizar iterativamente. En primer lugar, se prepararon varios perfiles geológicos esquemáticos, correlacionando los planos de deslizamiento en inclinómetros y EDC en testigos de sondeo y teniendo en cuenta que la SPR suele localizarse próxima al techo de la Unidad F2 del Flysch y la SIR en el entorno del techo de las Margas de Pamplona. Este método ha permitido identificar la mayoría de superficies de rotura menores. Después se elaboraron varias series de mapas de cotas (isohipsas) de la SPR y de la SIR. Este tipo de mapas visualizan mejor la geometría de superficies de rotura, que es tridimensional en el caso de la ladera derecha de presa de Yesa.

Para cada sondeo con localización incierta de una superficie de rotura, se fueron probando varias versiones del mapa de isohipsas y se descartaron las que suponían una curvatura excesiva de la superficie, que se consideraron no admisibles o menos viables cinemáticamente.

El mapa de isohipsas de la SPR se muestra en la Figura 5. Como puede verse, la dirección de desplazamiento en la cuña activa del deslizamiento (medida en los hitos topográficos) no sigue la dirección de buzamiento de la SPR (indicada en cada punto por la línea perpendicular a las isohipsas) si no que es marcadamente oblicua (unos 30°); mientras que sí tiende seguirla en la cuña pasiva.

Las isohipsas no marcan bien la geometría de la SPR en la charnela del sinclinal situado en la parte baja de la ladera, ni tampoco en el margen W del deslizamiento, que está delimitado por una zona de cizalla lateral de elevado buzamiento. En estas dos zonas existe en realidad un cambio rápido de orientación de la SPR. En zonas singulares como éstas, la mera interpolación matemática no permite posicionar la superficie de rotura correctamente. Es necesario refinar los mapas de isohipsas en estas zonas utilizando datos de perfiles geológicos, en los que la posición de las superficies de rotura se interpreta teniendo en cuenta la estructura geológica. la ladera, como pudo medirse en los puntos de control topográfico durante la fase de movimiento rápido ocurrida desde finales del año 2012 y principios del año 2013 (ver Figura 2). De esta forma, puede suponerse que la deformación es plana a lo largo del perfil, por lo cual es formalmente más adecuado para el análisis de estabilidad.

Este perfil es la actualización del Corte 5 del informe de Corominas et al (2013), situado en una posición similar en la ladera (Figuras 1 y 2). La SPR y la SIR se han podido trazar mejor en el nuevo perfil gracias que se disponía de seis sondeos nuevos y a la revisión de uno antiguo (S-20). Uno de los nuevos sondeos ha sido particularmente importante para definir mejor la posición del eje del sinclinal (SCI-41); es decir, del límite entre la cuña activa y la cuña pasiva del deslizamiento.

Las principales novedades del nuevo perfil son los buzamientos aparentes ligeramente menores de la SPR y de la SIR (entre 1° y 8°) y los cambios en la longitud de la cuñas activa y pasiva, que son significativos en el caso de la SIR. Respecto al Corte 5 de la Figura 2, la cuña activa de esta superficie de rotura ha aumentado en un 16% y la cuña pasiva se ha reducido en un 20%.

Para ilustrar el efecto de estos cambios en el análisis de la estabilidad, se ha calculado el factor de seguridad de la SIR en los dos perfiles, considerando la topografía previa a la excavación de la cabecera del deslizamiento en el año 2013. El factor de seguridad de la SIR en el nuevo perfil es entre un 5 y un 8% menor que en el Corte 5, dependiendo del ángulo de fricción utilizado para la superficie de rotura (16 o 20°) y de R_u (0 o 0,1).



Figura 5. Mapa de isohipsas de la SPR. La línea roja más gruesa marca el contorno de la SPR. En el mapa se muestra la posición del eje del sinclinal, que no está suficientemente bien caracterizado por las isohipsas.


Figura 6. Perfil geológico de la ladera derecha, situado aguas arriba de la presa (ver localización en la Figura 2).

3. ÁNGULO DE FRICCIÓN DE LAS SUPERFICIES DE ROTURA

Consideraciones previas sobre el muestreo de superficies de rotura

La toma de muestras de una superficie de deslizamiento y su posterior ensayo a corte directo constituye una técnica muy valiosa para obtener el ángulo de fricción residual de dicha superficie. El muestreo de testigos de una superficie de rotura implica: su localización previa en el sondeo (con inclinometría o interpolación entre inclinómetros o en un perfil geológico); la testificación de las EDC y la identificación del plano de rotura en los testigos (plano estriado de aspecto reciente y con un buzamiento compatible con el de la superficie de rotura) y, finalmente, la toma de la muestra si el plano estriado está bien conservado y es adecuado para su ensayo.

Hay que destacar, aunque sea evidente, que el éxito de estas dos últimas tareas depende en gran medida de que la calidad del testigo recuperado sea alta, algo difícil de conseguir en terrenos donde alternan capas duras y capas blandas, como ocurre en un flysch. Aún en el caso de que los testigos sean de muy buena calidad y se haya podido identificar el plano de rotura, es muy frecuente que dicho plano se halle roto o descamado (Figura 7).



Figura 7. Planos arcillosos estriados no aptos para su ensayo a corte directo. Izquierda: sondeo SCI-41, a profundidad de 37,0 m. Derecha: sondeo SCI-41: a profundidad de 29,4 m.

Muestreo realizado y ensayo de superficies de rotura

Para la búsqueda de muestras de superficies de rotura se seleccionaron los 14 sondeos más recientes, en los que es más probable encontrar planos arcillosos estriados bien preservados. Nueve de los sondeos tienen inclinómetro instalado (SCI-26 a SCI-30, SCI-32 y SCI-40 a SCI-43; Figura 2). Los 5 restantes (sondeos SPF-1 a SPF-5; Figura 1) se perforaron hasta la profundidad de la SPR tanto para su muestreo como para la instalación de un piezómetro sellado en la misma.

En dichos sondeos se identificaron 43 planos estriados. La gran mayoría de ellos no se muestrearon por no ser adecuados para su ensayo en laboratorio. Finalmente se pudieron tomar muestras de 13 planos. Dada la dificultad de conseguir buenas muestras de las superficies de rotura mayores, varias de las muestras tomadas son de superficies de rotura menores. Si las estrías de estos planos de rotura están bien desarrolladas y son continuas en el testigo, lo que indica un gran desplazamiento, es razonable suponer que su resistencia al corte sea muy similar a la de las superficies de rotura mayores.

Los ensayos de corte directo se realizaron con la muestra saturada, siguiendo la dirección de las estrías y a una velocidad de corte constante de 0.05 mm/min, llegando hasta las condiciones de resistencia residual. Las primeras muestras fueron ensayadas en condiciones de tensión normal convencionales (menores a 200 kPa). Las últimas muestras se ensayaron en el rango de tensiones normales

correspondiente a la profundidad de la muestra. Varias muestras no pudieron ser finalmente ensayadas, ya que no soportaron tensiones normales altas de estos últimos ensayos (se extruyeron o se fragmentaron); se trata de muestras de planos de rotura formados en margas brechificadas.

Finalmente han sido ocho los planos ensayados. Los resultados se presentan en la Tabla 1. La tabla incluye también los resultados de los dos ensayos de superficies de rotura del informe UPC del año 2014 (Corominas y Mavrouli, 2014).

| | Sondeo | Profun- didad (m) | Estructura de cizalla observada | Superficie de rotura | σ _n (kPa) | τ (kPa) | Resistencia al corte del plano | | Resistencia al corte del grupo (Mohr - Coulomb) | | | | | |
|--|------------------|----------------------|---|---|-------------------------|------------|-----------------------------------|---------------|--|------------|--------------------------------------|------------|---------------------|------------|
| Muestra | | | | | | | φ (°) | c | Por grupos según σ _n y φ | | Por grupos según <mark>o</mark> n | | Todos los planos | |
| | | | | | | | | (kPa) | ¢ (°) | c (kPa) | ¢ (°) | c (kPa) | ¢(°) | c (kPa) |
| Tensiones normales máximas de ensayo < 200 kPa | | | | | | | | | | | | | | |
| Planos con | n resisten | cia al corte | menor | | | - | | | | | | | | |
| M-1 | SCI-26 | 49.5 | Plano muy pulido (tipo espejo) y estriado con dos generaciones de estrías | Secundaria entre SPR y SIR | 39.2 | 10.2 | 14.3 | 0.0 | | 3.9 | 20.2 | 1.3 | | |
| | | | | | 68.6 | 16.4 | | | 15.0 | | | | | |
| | | | | | 147.1 | 38.1 | | | | | | | | |
| M_4 | SCI 41 | 26.65 | Plano con estrías finas y muy contínuas Planos con estrías finas y negras | SPR rama superior SPR basal | 39.2 | 16.9 | 14.5 16.3 | 4.2 7.7 | | | | | | |
| 141-4 | 301-41 | 20.05 | | | 176.5 | 513 | | | | | | | | |
| | | | | | 39.2 | 16.0 | | | | | | | | |
| M-7 | SCI-42 | 46.25 | | | 68.6 | 32.2 | | | | | | | | |
| | | | | | 147.1 | 49.6 | | | | | | | | |
| Planos con resistencia al corte mayor | | | | | | | | | | | | | | |
| M-3 | SCI-30 SCI-41 | 13.8 38.4 | Plano pulido y estríado en pátina de óxidos de hierro Plano estriado con óxidos de hierro | Rama de la SIR Secundaria entre SPR y SIR | 39.2 | 18.1 | 19.7 | 5.0 | 0 25.7 0 | 0.0 | | | | |
| | | | | | 78.5 | 34.5 | | | | | | | | |
| | | | | | 166.7 | 64.3 | | | | | | | | |
| M-5 | | | | | 39.2 | 17.5 | | | | | | | | |
| 141-5 | | | | | 166.7 | 94.6 | 29.3 | 0.0 | | | | | 19.6 | 11.8 |
| Tensiones | normale | s máximas | de ensavo >200 kPa | | 100.7 | 91.0 | | | | | | | | |
| 1 choiones | l | | Blanc antillanc actuic do a | | 127 E | 20.1 | | 1 | 1 | | 1 | | | |
| M-8 | SPF-3 | 12.2 | Plano arcilioso estriado y pulido (un labio algo partido) | Secundaria sobre SPR | 225.6 | 97.5 | 24.2 | 0.0 | 18.8 33.6 | 33.6 | 18.8 | 33.6 | | |
| 1.1 0 | | | | | 490.3 | 225.9 | | | | | | | | |
| | SPF-3 | 9.1 | Plano arcilloso estriado | Secundaria sobre SPR | 78.5 | 34.2 | 17.5 | 13.7 | | | | | | |
| M-11 | | | | | 166.7 | 64.3 | | | | | | | | |
| | | | | | 323.6 | 111.8 | | | | | | | | |
| M-16 UPC14-1 | SCI-43 SCI-12 | 61.95 50.5 | Plano estriado pulido y brillante en OxFe Plano con lámina de óxidos de hierro pulida y con estrías finas | Secundaria sobre SIR SPR | 813.9 | 312.8 | 15.0 20.1 Valor T a | 107.8 64.7 | | | | | | |
| | | | | | 1235.6 | 460.6 | | | | | | | | |
| | | | | | 1941.7 | 620.7 | | | | | | | | |
| | | | | | 292.7 | 1/1./ | | | | | | | | |
| | | | | | 1951.0 | 464.3 | | anómalo | | | | | | |
| UPC14-2 | SCI-10 | 38.5 | Plano arcilloso estriado | Secundaria sobre SPR | 292.7 | 129.1 | 18.5 | 65.6 | | | | | | |
| | | | | | 975.5 | 450.7 | | | | | | | | |
| | | | | | 1951.0 | 694.6 | | | | | | | | |

Tabla 1. Resultados de los ensayos de corte directo de muestras de superficies de rotura de la ladera derecha de la presa de Yesa.

Para tensiones normales convencionales, se distinguen dos grupos de planos en función de su ángulo de fricción y del tipo de material que forma el plano estriado. Los planos arcillosos (como uno de los mostrados en la Figura 4) han dado un ángulo de fricción entre 14 y 16,5° mientras que los planos con óxidos de hierro en su superficie proporcionaron valores entre 20 y 30°, todos ellos con cohesiones aparentes pequeñas (Tabla 1). Los valores medios de cada grupo se han obtenido por regresión en el gráfico de tensión normal – tensión de corte (Figura 8a).

Para tensiones normales altas se observa una dispersión de valores del ángulo de fricción (entre los 15 y los 24°) y generalmente una cohesión aparente significativa, aunque también muy variable (entre 0 y 108 kPa) (Tabla1), independientemente del material que forma el plano (arcilla o óxidos de hierro). La gráfica de tensión normal – tensión de corte de todos los planos permite ver un patrón más claro, con los puntos relativamente bien alineados según una recta (Figura 8b). Los valores medios de cohesión y de ángulo de fricción de este grupo son de unos 33 kPa y unos 19°.



Figura 7. Envolventes de rotura de las muestras ensayadas. (a) Envolventes de los planos ensayados a tensiones normales convencionales, la línea verde corresponde a la envolvente media de todos los planos; (b) envolvente de los planos ensayados a tensiones normales representativas de la profundidad de la muestra; (c) envolvente de todos los planos ensayados. El triángulo de las gráficas (b) y (c) es de un valor considerado anómalo de la muestra UPC14-1.

El ángulo de fricción obtenido por regresión lineal para el conjunto de todos los planos ensayados es de 19,6° y la cohesión aparente de unos 12 kPa (Figura 7c). Teniendo en cuenta el rango de tensiones a las que se encuentran la SPR y de la SIR, los resultados anteriores sugieren que el ángulo de fricción residual de las dos superficies de rotura está en torno a los 19°. Estos valores son algo mayores a los obtenidos anteriormente en varios informes sobre la ladera mediante análisis de estabilidad retrospectivos.

Se ha estimado un valor mínimo del ángulo de fricción residual de estas superficies de rotura con un análisis de estabilidad retrospectivo del nuevo perfil, con el método de equilibrio límite, utilizando la topografía de la ladera en el año 2012, anterior a los trabajos de estabilización de emergencia, y considerando presiones de agua nula. Los valores obtenidos son unos 15º para la SPR y de unos 16º para la SIR, coherentes con los resultados de los ensayos.

4. CONCLUSIONES

- La testificación de estructuras de deformación por cizalla ha sido gran valor para la localización de superficies de rotura de la ladera en aquellos sondeos cuyo inclinómetro no muestra desplazamiento, o no es claro, y ha facilitado la correlación de dichas superficies entre sondeos.
- Con frecuencia se han presentado situaciones en las que cabían varias interpretaciones posibles de la geometría de las superficies de rotura mayores (SPR y SIR). La construcción series de mapas de isohipsas de las dos superficies ha permitido identificar los casos cinemáticamente menos viables y reducir considerablemente la incertidumbre en la interpretación.
- En deslizamientos en los que la dirección de desplazamiento cambia a lo largo de la ladera es más adecuado trazar perfiles geológicos no rectilíneos, que sigan siempre dicha dirección. La nueva información disponible ha permitido actualizar el perfil geológico de la zona situada aguas arriba de la presa. En este nuevo perfil, la longitud de la cuña pasiva de la SIR es un 20% menor y la de la cuña activa es un 16 % mayor respecto al perfil trazado en el año 2013 para esta zona. Se ha estimado que la reducción correspondiente del factor de seguridad puede llegar a un 8%, dependiendo del valor de los parámetros utilizados en el análisis.
- Los ensayos de corte directo de diez de planos de rotura muestreados en los testigos sugieren que el valor del ángulo de fricción residual de las superficies de rotura mayores es de unos 19°.

REFERENCIAS

- Corominas, J., Moya, J., Ruiz-Carulla, R. (2013). Modelo geológico e identificación del mecanismo de inestabilidad que afecta de la ladera de la margen derecha de la Presa de Yesa. Departamento de Ingeniería del Terreno. Universitat Politècnica de Catalunya. 138 pp. + anejos.
- Corominas, J. y Mavrouli, O. (2014). Análisis de las condiciones de estabilidad de la ladera de la margen derecha de la Presa de Yesa. Departamento de Ingeniería del Terreno. Universitat Politècnica de Catalunya. 90 pp.
- Geoconsult (2019). Estudio de estabilidad y evaluación de la seguridad de la ladera derecha del Embalse de Yesa. 336 pp.
- Gómez, R. (2018). La Presa de Yesa. XVI Jornada Técnica Anual: casos singulares en la mecánica de rocas. Sociedad Española de Mecánica de Rocas (SEMR). Madrid, 25 de abril de 2018. 20 pp.
- Gutiérrez, F. (2013). Análisis geomorfológico de la ladera derecha de la Presa de Yesa (Río Aragón, Pirineos). Universidad de Zaragoza, 27 pp.
- Prospección y Geotecnia (2013). Evaluación de las condiciones de estabilidad de la ladera derecha en la cerrada del Embalse de Yesa. 120 pp + anejos.
- Prospección y Geotecnia (2014). Condiciones de estabilidad de la ladera derecha del Embalse de Yesa tras las actuaciones llevadas a cabo para su estabilización. 107 pp.
- Soriano, A. (2013). Recrecimiento de la Presa de Yesa. Sobre la seguridad del embalse. Ingeniería del Suelo, 280 pp.
- TYPSA (2013). Estudio de estabilidad de la margen derecha de la Presa de Yesa. 190 pp + anejos.
- TYPSA (2014). Adenda al estudio de estabilidad de la margen derecha de la Presa de Yesa. 240 pp.

MONITOREO CON TECNOLOGÍA DRON DE LAS OBRAS REPARACIÓN DEL TÚNEL DEL CAÑÓN DE AÑISCLO EN LA CARRETERA HU-631 P.K 10+300

Rubén Sancho Gómez-Zurdo (1), Servando Francisco González García (2).

(1) Dr. Ingeniero de C.C.P.

Gerente en ALTIUS Geotecnia y Director Técnico en IDEA Ingeniería Máster Explotación y Mantenimiento de Presas. Vocal SPANCOLD. rsancho@altiusvertical.com

(2) Ingeniero de C.C.P.

Jefe de la Sección de Proyectos y Obras de la DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (Subdirección de Carreteras de Huesca) del GOBIERNO DE ARAGÓN.

RESUMEN

El avance de la tecnología dron y de los sensores de auscultación permite su combinación en la aplicación al control deformacional de estructuras, taludes y laderas. En el presente trabajo se demuestra la viabilidad del uso de drones para el control de deformaciones analizando, para cada caso, la resolución, precisión y validación con otras técnicas, como la instalación de un sistema de auscultación automatizado de alta precisión. Los sistemas de auscultación clásicos dan información puntual de los elementos objeto de estudio. Por el contrario, la técnica fotogramétrica Structure From Motion, permite la generación de ortofotografías precisas y modelos 3D, incluso sin conocer previamente las posiciones y los ángulos de incidencia de las fotografías. El uso de puntos de control terrestre (GCPs), así como drones con sistema "Real Time Kinematic", son factores relevantes para obtener resultados de alta precisión siendo, la optimización de los mismos, un aspecto de gran relevancia en taludes de difícil acceso, como el que expone en el presente artículo. Así, se presenta el estudio monitoreo del talud rocoso correspondiente a las obras de Reparación del Túnel del Cañón de Añisclo en la Carretera HU-631 P.K. 10+300, situado en Parque Nacional de Ordesa y Monteperdido mediante dos tecnologías: dron y auscultación automatizada en tiempo real. Los resultados que muestran una precisión en deformaciones de ± 2 mm. Además, la integración en un único modelo 3D de los vuelos realizados con dron, tanto en el interior del túnel como en el talud, permitió el mapeo y correlación con alto grado de detalle de fracturas y diaclasas del macizo, lo que permitió la optimización del cálculo de estabilidad mediante elementos finitos en 3D.

1. INTRODUCCIÓN

Las nuevas tecnologías aplicadas al control deformacional, como son el GPS diferencial, laser escáner, radar terrestre etc., se basan en la toma de datos desde un punto fijo. Este hecho, limita su aplicación en zonas de difícil acceso y limitada visibilidad. Asimismo, no todos los puntos observados se encuentran en iguales condiciones de distancia, ángulo de incidencia, luminosidad etc. pudiendo afectar estas condiciones a la precisión del resultado final.

Los nuevos sistemas de captura de imágenes e información desde cualquier ubicación, han favorecido el avance y mejora de sistemas clásicos de medición como es la fotogrametría. En este sentido, la aparición de equipos capaces de llevar diferentes sensores y ser pilotados por control remoto "RPAS o drones" ha hecho posible que la inspección de fachadas, paramentos y en general grandes estructuras, se puedan realizar con un alto grado de detalle.

El número de publicaciones sobre RPAS y drones se ha triplicado en los últimos cuatro años llegando a más de 1500 publicaciones anuales en Web of Science (Chabot, 2018). Por otro lado, el sector de las infraestructuras supone más del 35% de las inversiones del mercado de drones (Patterson, 2018). Los nuevos sistemas inteligentes aplicados a la construcción, como el Building Information Modelling "BIM", se consideran parte de la "revolución digital" dentro de este sector (Patterson, 2018), y están directamente relacionados con los drones, incluyendo, modelos 3D casi instantáneos, monitoreo del proceso constructivo en tiempo real e imágenes y ortofotografías de alta precisión.

Con la técnica Structure From Motion (SfM) (Ullman, 1979) se pueden emplear fotografías tomadas desde distintos ángulos y distancias, incluso sin ser conocida su posición (Nissen, Arrowsmith, & Crosby, 2010; Furukawa & Ponce, 2010).

La mejora de la velocidad de cálculo de los nuevos ordenadores y la aplicación de técnicas de visión computacional a la fotogrametría (Hartley & Zisserman, 2000) ha hecho que junto con la evolución de los drones se obtengan resultados de mayor calidad y mejor precisión. En esa línea, se ha producido la aparición de softwares que a partir de algoritmos basados en SFM permiten la obtención de nubes de puntos y modelos 3D con gran rapidez. Este avance ha hecho que métodos como la fotogrametría clásica, esté siendo sustituida en los últimos años por softwares basados en la técnica SfM (Souto-Vidal, Ortiz-Sanz, & Gil-Docampo, 2015). De esta forma, su utilización en el ámbito de la ingeniería, es ya una realidad con aplicaciones en el visible y el térmico (González-Rodrigo et al., 2016).

En el caso de la seguridad de taludes inestables, la combinación de imágenes y vídeos junto con la obtención de modelos georreferenciados y escalados en los que se puedan realizar mediciones, constituye una característica importante de esta técnica. La comparativa de dos de estos modelos georreferenciados en diferentes instantes de tiempo, permite obtener las diferencias, cambios o deformaciones entre ambos. El objetivo consiste en evaluar y valorar la viabilidad de la técnica de fotogrametría con dron para control de movimientos de laderas así como su correlación con los sistemas clásicos de auscultación.

2. METODOLOGÍA. APLICACIÓN AL CONTROL DEFORMACIONAL DE TERRENO

2.1. Adquisición de datos

Los vuelos se realizaron sobre un macizo rocoso, utilizándose sensores de tipo RGB. Es destacable la escasa o nula cobertura GNSS que había en la zona, por lo que los vuelos no pudieron ser programados y carecía de interés realizar vuelos con sistema de geoposicionamiento en tiempo real (RTK). Estos condicionantes se debían a que la ubicación de la ladera objeto de estudio, la cual corresponde a un tramo de carretera en túnel situado en alta montaña, se encuentra en el pie de un cañón o desfiladero de más de 100 m de altura y escasos 50 m de anchura.

El equipo utilizado fue, en todas las campañas, un Phantom 4 pro, siendo la distancia del vuelo al talud de 7 metros. Esta distancia se logró mantener gracias a los sensores de distancia delanteros que incorpora el propio dron. Todos los vuelos fueron realizados a velocidad constante de 2 m/s y con una toma de imágenes secuencial cada 2 segundos. Además, se tuvieron en cuenta parámetros de la cámara, lente, y distribución de los puntos de apoyo. En la planificación se consideró un solape longitudinal del 90% y el transversal del 80% entre cada fotograma

La adquisición de datos se desarrolló en cuatro periodos diferentes del año, para así determinar el movimiento de la ladera y compararlo con los datos de auscultación obtenidos mediante un sistema de auscultación topográfica automatizada (ATA). Se colocaron un total de 15 miniprismas y 11 dianas incluso en las zonas perimetrales en las que era conocida la ausencia de movimientos. Para la realización de los trabajos se optó por una estación de la marca LEICA modelo TS60 cuya incertidumbre angular de 0.5 " y 1 mm + 1ppm en distancias asegurando en todo momento la posición del punto de control con un error inferior a un mm.



Figura 1: (a) Distribución de algunos miniprismas. (b) Captura de imágenes de los planes de vuelos realizados en modo ATTI en la campaña 3.

2.2. Procesado

Para la realización de los modelos, se seleccionaron un total de 473 en el primero de ellos (campaña 1), 543 en el segundo (campaña 2), 457 en el tercero (campaña 3) y 494 en el cuarto (campaña 4), descartando todas aquellas no útiles. En relación a la distribución de los puntos de apoyo y teniendo en cuenta tanto la dificultad de acceso, la cual requería de personal especializado de trabajos verticales como la fracturación y diaclasado de la zona objeto de estudio, hizo que la distribución de los mismo atendiera más a la seguridad de los trabajadores durante la instalación y que su disposición fuera tal que, en cada bloque de gran tamaño potencialmente inestable hubiera al menos un puntos de apoyo. Por esta razón, no se siguió ningún patrón de replanteo estándar de puntos de

apoyo (Sancho, Galán, Gónzalez, Marchamalo & Martínez, 2021) ni siquiera los recomendados por propio software de procesado utilizado llamado Methasape (Agisoft LLC, 2020). Como puntos de apoyo fueron utilizados únicamente los miniprismas.



Figura 2: (a) Nube de puntos de la ladera en la campaña nº1 del 15 de octubre de 2017, (b) campaña nº2 del 26 de Marzo de 2018, (c)campaña nº3 del 03 de Agosto de 2018, (d) campaña nº4 del 11 de Noviembre de 2018.

2.3. Detección de cambios

Una vez procesados los modelos de las cuatro campañas, y obtenida la nube de puntos dispersa, nube de puntos densa y malla de triángulos o modelos digital de elevaciones se lleva a cabo la comparativa entre ambas mediante diferentes algoritmos con el programa Cloud Compare.

2.3.1. Campaña 1 vs Campaña 2

En este primer cálculo de deformaciones de la ladera objeto de estudio, se aplica el algoritmo Cloud-to-mesh distance (CloudCompare, 2009) el cual permite obtener las distancias entre una nube de puntos y un modelo o malla.



Figura 3: Cálculo de deformaciones obtenido entre la campaña 1 y la campaña 2.

La detección de movimientos, de forma que se obtengan a lo largo de toda una superficie permite, en casos como el que nos ocupa, diferenciar de forma rápida entre movimientos locales y globales. En este caso de estudio, los planos de estratificación buzan desfavorablemente hacia la zona del río. En la clave del túnel se localiza un plano de toppling 79/156 y un plano de fracturación 74/055 (figura 4a) con el algoritmo Compass de Cloud compare y verificado en campo con brújula. Estos planos, junto con el de base (figura 4b) forman una cuña de más de 20.000 toneladas de peso, que además se encuentra altamente fracturada formando una estructura donde existen potenciales deslizamientos locales. De esta forma, la finalidad del análisis de movimientos estudiado, tiene el objetivo de evaluar tanto el movimiento global de forma precisa como discernir los posibles movimientos locales que se produzcan.

En la figura 5 se pueden ver los planos principales de diaclasado y dirección de deslizamiento.



Figura 4 (a): Principales planos de rotura y dirección potencial de movimiento. (b) Plano de base (rojo), plano de toppling (verde).

El resultado obtenido reporta camios de gran magnitud, y que llegan a valores de 45 cm. El control de deformaciones realizado mediante la tecnología dron aporta un mapa completo de valores de movimiento, lo cual permite diferenciar tanto las zonas en las que se ha producido ese movimiento como la magnitud del mismo.

En la siguiente Figura se muestra la superposición del mapa de deformaciones obtenido según se ha indicado anteriormente con el modelo tridimensional de la campaña 2. De esa forma se puede observar, no solo la zona movilizada, sino la tendencia del movimiento. En este caso, se trata de un movimiento localizado, aunque de dimensiones considerables. A priori da la sensación de que se trata de un deslizamiento sobre el plano de base (línea roja en la Figura 4b) pero observando los valores de los movimientos se ve que el movimiento en el plano base es prácticamente nulo, registrándose los movimientos en la parte superior con magnitudes de hasta 45 cm, lo cual da una idea inicial de que se está produciendo un vuelo localizado y no un deslizamiento desde el plano de base y que podría dar lugar a una inestabilidad global.



Figura 5: Mapa de deformaciones 3D obtenido entre la campaña 1 y la campaña 2 superpuesto sobre el modelo de la campaña 1.

El vuelco localizado descrito anteriormente, se observa de forma sencilla sobre el modelo tridimensional generado a partir de la técnica Structure from Motion. Tal y como se aprecia en la Figura 6, se trata de una fractura generada en el macizo, la cual producido un desplazamiento en su parte superior y se ha quedado estable en la inferior.



Figura 6: Fractura perpendicular al plano de base que origina los movimientos registrados entre las campañas 1 y 2.

Control de calidad

Como control de calidad de los valores obtenidos y con objeto de ver las diferencias entre valores topográficos y fotogramétricos, se lleva a cabo la comparativa de los valores de movimiento obtenidos en las zonas donde se han instalado los miniprismas y las dianas.



Figura 7: Correspondencia entre el eje de abscisas "Y" de la nube de puntos en tres dimensiones (verde) y la dirección principal de movimiento de la ladera.

Con esta premisa, los valores de movimiento en abscisas (coordenada Y) registrados por el sistema automatizado con la estación total TS60 de Leica y su variación entre las dos campañas han sido los mostrados en la tabla 1:

| ID | Diferencia | | |
|-------------|------------|--|--|
| | (m) | | |
| PR-8 | 0,292 | | |
| PR-7 | 0,295 | | |
| DIN-5 | 0,000 | | |
| DIN-6 | 0,001 | | |
| DIN-7 | 0,006 | | |
| DIN-9 | 0,006 | | |

Tabla 1: Datos registrados por el sistema automatizado mediante Estación total TS60 y sus diferencias obtenidas entre las fechas en las que se realizaron las campañas de vuelo con dron.

A continuación, se ha obtenido mediante el programa CloudCompare (CloudCompare, 2009), el movimiento de cada uno de los prismas y dianas que han sido resultado de la aplicación de la técnica fotogramétrica descrita en la misma dirección que los medidos con el sistema automatizado. Estos valores se pueden observar en la figura 8.



Figura 8: Movimientos obtenidos mediante la metodología de fotogrametría con dron en cada uno de los prismas y dianas instalados en la zona de estudio.

Las diferencias entre los valores obtenidos entre fotogrametría y los obtenidos con estación total inferiores a 2,0 mm siendo el caso más desfavorable el correspondiente al prisma PR-8 con un valor de 1,8 mm.

La verdadera utilidad de esta metodología no se encuentra en localizar el movimiento de un punto concreto, sino de una tendencia y con ello ver e interpretar una deformación de toda la zona objeto de estudio. A continuación, se aporta la campana de Gauss obtenida a partir de todos los valores que forman la nube de puntos de desplazamientos obtenida con la metodología descrita (figura 3).



Figura 9: Campana de Gauss correspondiente a todos los valores de la zona estudiada.

2.3.2. Campaña 3 vs Campaña 4

El siguiente cálculo de deformaciones, se lleva cabo tomando como referencia la nube de puntos de la campaña 3 del 2 de Agosto de 2018 y comparándola con la realizada el 8 de Noviembre de 2018 (Campaña 4).

En este caso se ha utilizado el algoritmo cloud-to-cloud Distance del programa CloudCompare

(CloudCompare, 2009), el cual permite obtener las distancias entre nubes de puntos, siendo la que ha proporcionado resultados más precisos la correspondiente al modelo local 2D1/2. En la figura 10, se presenta el cálculo de deformaciones obtenido en toda la ladera.



Figura 10: Cálculo de deformaciones obtenido entre la campaña 3 y la campaña 4 mediante el algoritmo Cloud to Cloud Distance.

Como se puede apreciar, de forma general se ve que no hay zonas de movimiento reseñable en el talud, sin embargo, hay zonas localizadas donde sí se dan valores de movimientos puntuales y de gran magnitud. Analizando detalladamente la nube de puntos, se puede ver en color verde que esas zonas que "a priori" dan valores de movimiento, se corresponden con material utilizado en los trabajos de estabilización de la ladera.



Figura 11: Materiales y maquinaria existentes sobre el talud en la campaña 3.

Control de calidad

Los valores de movimiento en abscisas (coordenada Y) registrados por el sistema automatizado con la estación total TS60 de Leica y su variación entre las dos campañas:

| ID | Diferencia |
|-------------|------------|
| PR-2 | 0 |
| PR-3 | 0,002 |
| PR-6 | 0,001 |
| PR-7 | 0,006 |
| PR-8 | 0,006 |

Tabla 2: Datos registrados por el sistema automatizado mediante Estación total TS60 y sus diferencias obtenidas entre las fechas en las que se realizaron las campañas de vuelo con dron.

Debido a los trabajos de estabilización, los prismas que permanecieron y sobre los que se pudo tener el control de desplazamientos de forma continua fueron los indicados en la tabla anterior, teniendo que haber sido sustituidos los que no aparecen en la tabla. En la figura 12, se presentan los valores de movimiento obtenidos mediante fotogrametría aplicada con dron al control de deformaciones de la ladera analizada con el programa CloudCompare (CloudCompare, 2009).



Figura 12: Movimientos obtenidos mediante la metodología de fotogrametría con dron en cada uno de los prismas y dianas instalados en la zona de estudio.

Las diferencias entre los valores obtenidos entre fotogrametría y los obtenidos con estación total dan diferencias inferiores a 2,0 mm, siendo el caso más desfavorable el correspondiente al prisma 7 con un valor de 1,58 mm.



Figura 15: Campana de Gauss correspondiente a todos los valores de movimiento obtenido de la zona estudiada.

Como en los casos anteriores, a partir de la campana de Gauss y de la figura 12 se puede analizar de forma inmediata que movimientos se están produciendo en la ladera, con un margen de error del entorno de los 1,5 mm tal como se ha podido contrastar con los valores obtenidos mediante el sistema de auscultación clásica con una estación total TS60.

3. CONCLUSIONES

La aplicación de fotogrametría mediante drones está provocando un salto no solo cuantitativo en la captura masiva de datos, sino también cualitativo. El producto obtenido formado por la una nube de puntos densa y en color verdadero de cualquier ladera o estructura, permite junto con la creación de una malla georreferenciada, la inspección global y continua del elemento así como el control de deformaciones y modelización del mismo.

La densidad media de las nubes de puntos obtenidas mediante SfM ha sido muy alta, suficiente para la generación de las comparativas con precisión milimétrica.

La minimización de los costes y de los tiempos empleados en campo y oficina, hacen que esta técnica sea muy ventajosa frente a otras existentes en la actualidad. Además, la galería de fotografías obtenida permite la inspección visual en detalle.

Los resultados obtenidos arrojan diferencias entre las deformaciones medidas con las nubes de puntos y el sistema ATA mediante estación total, dentro del rango necesario para validar la metodología propuesta en el marco de la auscultación, dando diferencias medias de 1,5 mm. Estos valores inferiores a 2 mm, hacen que la auscultación de deformaciones mediante tecnología dron sea una realidad aplicable a estructuras y terreno.

La precisión obtenida, hace que el control de deformaciones tridimensional mediante la metodología descrita, basada en la comparativa de nubes de puntos obtenidas a partir de vuelos con drones, sea un gran complemento en la auscultación y análisis de inestabilidades.

REFERENCIAS

- Chabot, D. (2018). Trends in drone research and applications as the Journal of Unmanned Vehicle Systems turns five. Journal of Unmanned Vehicle Systems 6: vi-xv, doi https://doi.org/10.1139/juvs-2018-0005.
- Furukawa, Y., & Ponce, J. (2010). Accurate, dense, and robust multiview stereopsis. In IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence (Vol. 32). https://doi.org/10.1109/TPAMI.2009.161.
- Gonzalez-Rodrigo, B., Tendero-Caballero, R., Garcia-De Viedma, M., Pestana-Puerta, J., Carrio-Fernandez, A., Sanchez-Lopez, J., Suarez-Fernandez, R., Campoy-Cervera, P., Bonatti-Gonzalez, J., Rejas-Ayuga, J., Martinez-Marin, R.,Marchamalo, M. (2016). Thermal UAV monitoring of facades: application for building rehabilitation. DYNA, 91(5). 571-577. doi: http://dx.doi.org/10.6036/7899.
- Hartley, R., & Zisserman, A. (2000). Multiple View Geometry in Computer Vision. Cambridge University Press. Nueva York USA. ISBN: 978-0521623049. 624 pp.Lowe, D. G. (1999). Object Recognition from Local Scale-Invariant Features.
- Nissen, E., Arrowsmith, J. R., & Crosby, C. (2010). Introduction to Structure-from-Motion. Geological Society of America Annual Meeting Short Course, Denver, CO. https://kb.unavco.org.Opsahl, T. (2015). Structure from Motion.
- Patterson, B. J. (2018). An Aerial View of the Future Drones in Construction. Geospatialworld. https://www.geospatialworld.net/blogs/an-aerial-view-of-the-future-drones-in-construction/.Sachs, G. (2018). The opportunity ahead.
- Sancho Gómez-Zurdo, R., Galán Martín , D., González-Rodrigo, B., Marchamalo Sacristán, M., Martínez Marín, M., Aplicación de la fotogrametría con drones al control deformacional de estructuras y terreno.Informes de la Construcción Vol. 73, 561, e379 enero-marzo 2021 ISSN-L: 0020-0883 https://doi.org/10.3989/ic.77867.
- Souto-Vidal, M., Ortiz-Sanz, J., Gil-Docampo, M. (2015). Implementación del levantamiento eficiente de fachadas mediante fotogrametría digital automatizada y el uso de software gratuito. Informes de la Construcción, 67(539): e107, doi:http://dx.doi.org/10.3989/ic.14.098.
- Ullman S. (1979). The Interpretation of Structure from Motion. Proceedings of the Royal Society of London. Series B, Biological Sciences 203(1153). doi: http://doi.org/10.1098/rspb.1979.0006USSD Committee on Monitoring of Dams and Their Foundations; USSD Committee on Levees. (2016). Monitoring Levees.

MONITORIZACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE DESLIZAMIENTOS EN EL EMBALSE DE RULES (GRANADA)

Cristina Reyes-Carmona (1), Jorge Pedro Galve (1), Anna Barra (2), Marcos Moreno-Sánchez (1), Oriol Monserrat (2) Adrián Riquelme (3), Teresa Teixidó (4), Patricia Ruano (1), Agustín Millares (5), Roberto Sarro (6), José Vicente Pérez-Peña (1), Pablo Ezquerro (6), Juan López-Vinielles (6), Marta Béjar-Pizarro (6), José Miguel Azañón (1) y Rosa María Mateos (6)

(1) Departamento de Geodinámica

Universidad de Granada

cristinarc@ugr.es, jpgalve@ugr.es, marcosms@ugr.es, pruano@ugr.es, vperez@ugr.es, jazanon@ugr.es

(2) División de Geomática Centre Tecnològic Telecomunicacions Catalunya (CTTC) anna.barra@cttc.cat, omonserrat@cttc.cat

> (3) Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Alicante ariquelme@ua.es

 (4) Instituto Universitario de Investigación Andaluz de Geofísica Y Prevención de Desastres Sísmicos (IAG)
Universidad de Granada tteixido@ugr.es

(5) Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA) Universidad de Granada mivalag@ugr.es

(6) Instituto Geológico y Minero de España (IGME)
Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC)
r.sarro@igme.es, p.ezquerro@igme.es, jlvinielles@igme.es, m.bejar@igme.es, rm.mateos@igme.es

RESUMEN

Los deslizamientos en embalses pueden generar situaciones críticas y peligrosas que conlleven a una gran cantidad de pérdidas materiales, económicas e incluso humanas. Monitorizar el movimiento de deslizamientos activos, así como su caracterización geológica y geomorfológica es esencial para evitar o minimizar estos desastres. En este trabajo, presentamos los resultados obtenidos mediante InSAR en el Embalse de Rules (Sur de España), donde existen varios deslizamientos activos, junto con caracterización de mayor detalle de uno de ellos: el deslizamiento de El Arrecife. Con estos datos es posible realizar una evaluación preliminar del riesgo que implican los deslizamientos en el embalse y en otras infraestructuras relacionadas.

1. INTRODUCCIÓN

La inestabilidad de las laderas en infraestructuras críticas como un embalse suelen provocar situaciones peligrosas que pueden suponer una gran cantidad de pérdidas materiales, económicas e incluso humanas. Varios acontecimientos históricos nos recuerdan este riesgo, desde el conocido caso del embalse de Vajont en Italia (Kiersch,1964) con 2000 víctimas mortales, hasta otros ejemplos del mundo en EEUU, Perú, China o España (Jones et al. 1961, Novosad et al. 1979, Wang et al. 2004, Gutiérrez et al. 2010, respectivamente). La monitorización y caracterización de los deslizamientos en un contexto de embalse es fundamental para prevenir este tipo de desastres. Además, el estudio geológico y geomorfológico de un deslizamiento es esencial para aportar un primer modelo conceptual de la ladera que permita guiar y optimizar otras investigaciones futuras como, por ejemplo, campañas de monitorización in situ, modelizaciones 3D de posibles roturas o estimaciones del movimiento futuro. La monitorización del deslizamiento es clave para una evaluación del riesgo y normalmente, implican la obtención de tasas de desplazamiento de la superficie medidas a lo largo del tiempo (Clague y Stead 2012).

Para la monitorización de una ladera, existe una amplia gama de técnicas que pueden proporcionar datos de desplazamiento: (i) técnicas de teledetección, que incluyen la interferometría de radar de apertura sintética (InSAR) (p.ej., Massonnet y Feigl, 1998), sistemas de posicionamiento global (GPS) (p.ej., Brunner et al. 2003), el escáner láser terrestre (TLS) (p.ej., Teza et al. 2007), y la fotogrametría (Kraus, 1997, Niethammer et al. 2012); (ii) técnicas geofísicas, como el Radar de Penetración Terrestre (GPR) (p.ej., Lissak et al. 2015); o (iii) sistemas convencionales de monitorización in situ como inclinómetros o extensómetros (p.ej., Corominas et al. 2000).

En cuanto a las técnicas de teledetección, la técnica InSAR permite detectar movimientos milimétricos del terreno de forma retrospectiva y con una alta resolución espacial y temporal. Esta técnica consiste en la comparación de varias imágenes satélite radar durante un periodo de tiempo para obtener variaciones en la superficie del terreno. El reciente aumento del número de satélites ha supuesto un gran avance en la técnica InSAR, especialmente gracias a los satélites Sentinel-1A y Sentinel-1B, lanzados en 2014 y 2016, respectivamente (Rucci et al. 2012). Los satélites Sentinel-1 han mejorado la adquisición y el análisis de datos, ya que sus imágenes se obtienen con una alta resolución temporal (muestreo de 6 días) y son gratuitas. Esto facilita la gestión de peligros naturales en áreas tanto locales como regionales. Por ejemplo, la técnica InSAR ha demostrado ser una herramienta muy útil para la monitorización de embalses (p.ej., Wang et al. 2011). Sousa et al. 2014, Milillo et al. 2016, Cignetti et al. 2016, Reyes-Carmona et al. 2020).

Con respecto a las técnicas geofísicas, se puede utilizar la técnica GPR si una carretera discurre a lo largo de una ladera en movimiento. La carretera puede ser deformada y por tanto reasfaltada debido a un deslizamiento, registrando de este modo antiguos desplazamientos a lo largo de un periodo determinado. Así, en un perfil de GPR se puede identificar la secuencia de las capas de asfalto para estimar una tasa de desplazamiento vertical a partir del espesor de las capas de asfalto (Lissak et al. 2015).

En este trabajo se resumen los resultados principales obtenidos en Reyes-Carmona et al. (2020) y Reyes-Carmona et al. (2021) sobre la aplicación InSAR en los deslizamientos del embalse de Rules (sur de España) y sobre la caracterización de mayor detalle en el deslizamiento potencialmente más peligroso del embalse: el deslizamiento de El Arrecife. En este deslizamiento se han realizado análisis InSAR de mayor detalle y se han aplicado otras técnicas para obtener una tasa de desplazamiento (GPR). Se pretende así aportar una primera evaluación geológica del deslizamiento que sea útil para diseñar con mayor precisión investigaciones y campañas de monitorización futuras.

2. CASO DE ESTUDIO

El embalse de Rules está situado a mitad del curso del río Guadalfeo en su confluencia con el río Ízbor, en la provincia de Granada (sur de España) (Figura 1). El embalse fue inaugurado en 2004 y tiene un almacenamiento máximo de agua de 117 m³ y una superficie de inundación de 3.08 km². La presa de Rules está situada en el borde sur del embalse y es una presa de gravedad de 118 m de altura, de hormigón vibrado con una planta curva de 500 m de radio. Por la margen oriental del embalse, discurre la carretera autonómica A-346 y la autovía A-44, que cruza uno de los ramales del embalse con el Viaducto de Rules, de hormigón y de 585 m de longitud. Asimismo, la Carretera Nacional N-323 discurre por la margen occidental del embalse, que era la única conexión con la Costa de Granada antes de la construcción de la A-44 en 2009.



Figura 1. Localización del embalse de Rules (Sur de España) y los principales elementos e infraestructuras de su entorno.

La afección por deslizamientos en las laderas del embalse de Rules bien conocida localmente por lo que el entorno del embalse ha sido objeto de varios inventarios de deslizamientos (Fernández et al. 1997; Chacón et al. 2007). El inventario de deslizamientos más reciente de la zona ha sido realizado por Reyes-Carmona et al. (2020), en el que se muestran varios deslizamientos activos y por primera, se cartografía vez el deslizamiento de El Arrecife, que es el deslizamiento potencialmente más peligroso del entorno del embalse (Reyes-Carmona et al. 2020, 2021).

Desde el punto de vista geológico, el embalse de Rules está asentado principalmente sobre las filitas Permo-Triásicas del Complejo Alpujárride (Zonas Internas, Cordillera Bética) aflorando en algunos sectores los mármoles Triásicos suprayacentes (Aldaya et al. 1979). En las rocas alpujárrides se registran varios eventos de deformación en múltiples estructuras (foliaciones, lineaciones, pliegues y fallas) visibles tanto a pequeña como a gran escala. (Simancas, 2018). Las estructuras más visibles en el entorno del embalse de Rules son la foliación S_{2A} que suele ser la foliación principal en las filitas (Simancas, 2018) y los pliegues F_{3A} de escala kilométrica que pliegan la foliación principal (Simancas y Campos, 1993).

3. METODOLOGÍA

En primer lugar, se ha aplicado la técnica InSAR para detectar movimientos del terreno atribuibles a deslizamientos. Tras la identificación de varios deslizamientos activos, se ha realizado una cartografía geomorfológica de detalle de dos de ellos. Paralelamente, se analizaron las series temporales del movimiento de los deslizamientos activos para relacionar su evolución con posibles factores

desencadenantes, como las precipitaciones y las variaciones del nivel del agua en el embalse. Posteriormente, se hizo una investigación geológica de campo más exhaustiva del deslizamiento de El Arrecife, para determinar las distintas familias de foliación en el entorno del deslizamiento, determinar el plano de rotura y estimar su volumen. También se ha aplicado GPR para determinar el desplazamiento del deslizamiento durante las últimas décadas, complementando y correlacionando así la información aportada por la técnica InSAR.

3.1. Interferometría de radar satélite (InSAR)

Para todo el entorno del embalse de Rules, se ha realizado un procesado InSAR utilizando la cadena de "Persistent Scatterer Interferometry chain de la División de Geomática" (PSIG) del Centre Tecnològic de Telecomunicacions de Catalunya (CTTC) (Devanthéry et al. 2014). Este procesado es de la máxima resolución posible (pixel de 14x4 m) y en órbita ascendente (el satélite viaja en dirección NNO-SSE y mira hacia el este). Se utilizaron 139 imágenes de Sentinel-1A y Sentinel-1B en órbita ascendente, con un rango temporal de hasta 6 días y que cubren un periodo comprendido entre el 10 de marzo de 2015 y el 20 de septiembre de 2018. El punto de referencia se estableció en una pequeña estructura al sur del embalse de Rules (Lat 36,848, Long -3,497; proyección WGS84). Los resultados son un conjunto de puntos que representan la velocidad media anual (en mm/año) y el desplazamiento acumulado (en mm). Tanto la velocidad como el desplazamiento acumulado se calculan a lo largo de la dirección de la línea de visión del satélite (LOS). Por ello, el movimiento detectado se registra como acercamiento o alejamiento al satélite: los valores negativos indican que los puntos se alejan del satélite, mientras que los positivos se refieren a puntos que se acercan hacia el satélite.

Los mapas de velocidad se representan en intervalos iguales, estableciendo el umbral para discriminar los puntos estables de los inestables como dos veces la desviación estándar de los puntos de datos de velocidad (Barra et al. 2017). Por lo tanto, el rango de estabilidad se estableció entre 5 y -5 mm/año. Es importante destacar que el rango de estabilidad también es el rango de error de la técnica. Así, un punto detectado como estable puede ser realmente estable pero también puede ser inestable y no ser detectado como tal al estar dentro del margen de error de técnica (p.ej., movimientos por debajo de 5 mm/año).

Las Series Temporales (TS) de desplazamiento acumulados (cm) de los puntos inestables de los deslizamientos se representan gráficamente para evaluar el comportamiento temporal del desplazamiento y relacionarlo con posibles factores desencadenantes del movimiento, como las variaciones del nivel de agua del embalse y la precipitación. Se han agrupado los puntos inestables, trazando así una TS media de todos los puntos. Las medidas de precipitación y de nivel de agua del embalse se obtuvieron gratuitamente del Sistema Automático de Información Hidrológica de Andalucía (S.A.I.H. HIDROSUR, www.redhidrosurmedioambiente.es).

Para un mayor estudio del deslizamiento de El Arrecife, se han realizado dos procesados adicionales utilizando el servicio de procesado "Parallel Small Baseline Subset" (P-SBAS) (Manunta et al. 2019), disponible en la plataforma "Geohazards Exploitation Platform" de la Agencia Espacial Europea (ESA). Este servicio GEP proporcionó una menor resolución de procesado (pixel 90x90m). Se realizaron procesados en órbita ascendente y descendente (el satélite viaja en dirección SSO-NNE y mira hacia el oeste). Para órbita ascendente, se utilizaron 101 imágenes de Sentinel-1B desde el 30 de septiembre de 2016 hasta el 13 de marzo de 2020 con un rango temporal de 12 días mientras que para la órbita descendente, se utilizaron 241 imágenes de Sentinel-1B desde el 22 de diciembre de 2014 hasta el 19 de marzo de 2020 con un rango temporal de hasta 6 días. El punto de referencia es el mismo que en el procesado PSIG y los resultados son nuevamente, velocidad según la línea de visión del satélite (LOS) y desplazamiento acumulado. Los rangos de estabilidad se establecieron entre 5 y -5 mm/año para el procesado descendente y entre 6 y -6 mm/año para el ascendente. Adicionalmente y ya que se dispone de datos en ambas órbitas, fue posible calcular las componentes horizontales (Veste) y verticales (Vvert) del movimiento a partir de la velocidad media

de los procesados GEP, siguiendo el procedimiento descrito en Notti et al. (2014).

3.2. Análisis geomorfológico

Mediante observaciones de campo, fotointerpretación (imágenes del Vuelo Americano 1956-1957 del Vuelo y del proyecto PNOA 2004-2017) y explotación de Modelos Digitales de Elevación (DEM) y productos derivados (mapas de sombreado y pendientes), realizamos un inventario de deslizamientos del entorno del embalse de Rules y una cartografía geomorfológica detallada de dos deslizamientos activos. La información digital se ha obtenido gratuitamente de la página web del Instituto Geográfico Nacional (www.ign.es).

3.2. Análisis geológico

Se ha realizado un estudio geológico de detalle focalizado solo en el deslizamiento de El Arrecife. En primer lugar, se realizó trabajo de campo para la toma de medidas de foliación de las filitas alpujárrides (la roca que aflora en el entorno del deslizamiento). Posteriormente, estas medidas se utilizaron para realizar un análisis cinemático de la ladera mediante proyección estereográfica con el software DIPS. Así, se identificaron las diferentes familias de foliación y se evaluó a favor de cuál puede ocurrir una rotura planar. Para este análisis se introdujeron, además, los datos de la pendiente media de la ladera (23°) y dos conos de fricción de 20° y 25° que representan, respectivamente, los ángulos de rozamiento interno mínimo y máximo de las filitas deslizamiento (Wyllie y Mah, 2004).

Una vez identificada la orientación de la foliación más favorable a la rotura de la ladera, se asumió esta como posible superficie de rotura del deslizamiento de El Arrecife para realizar el cálculo del volumen del deslizamiento. Este procedimiento ha consistido en inicialmente, generar un DEM de 2 m de resolución del deslizamiento antes de ser modificada antrópicamente por la construcción del embalse. Esto se llevó a cabo extrayendo las curvas de nivel de un mapa topográfico de 1995. Una vez obtenido este DEM, se trazaron 6 perfiles longitudinales y se dibujó la superficie de ruptura en cada perfil, basándose en la inclinación obtenida en el análisis cinemático y en las características morfológicas del perfil (escarpe principal y pie de la ladera). Posteriormente, se estimaron las curvas de nivel correspondientes de la superficie de rotura estimada (al proyectarla en cada perfil) y se generó un DEM de esta superficie. Restando el DEM del deslizamiento del DEM de la superficie de rotura, se obtuvo un mapa de tipo ráster que representaba el espesor de la masa deslizada, para finalmente, estimar el volumen multiplicando el espesor medio de este mapa por el área del deslizamiento.

3.3. Radar de penetración terrestre (GPR)

Se utilizó un sistema de radar de penetración terrestre RAMAC (Mala Geosciences) con una antena de 400 MHz para adquirir un perfil de tiene 647.94 m de longitud a lo largo del margen el oeste de la carretera nacional N-323. La señal de radar alcanzó profundidades de 2 m, dando así una resolución del perfil de 10 cm. Los datos se registraron con un intervalo de muestreo de 5 cm, una ventana de tiempo total de 55 ns y considerando una velocidad del terreno de 9.6 cm/ns. El procesado de los datos en bruto se realizó con el software GSSI RADAN 7. Dado que la actividad del deslizamiento de El Arrecife ha causado considerables daños (grietas, baches, hundimientos) a lo largo de la carretera nacional N-323, esta se ha reasfaltado multitud de veces durante los últimos años (Demarcación de Carreteras del Estado 2020, com. pers.). A lo largo de un perfil GPR, se han podido identificar las distintas capas de asfalto como reflectores continuos y horizontales. Por lo tanto, ha sido posible aplicar el método desarrollado por Lissak et al. (2015) y utilizar la evolución temporal de las capas de asfalto para inferir la tasa de desplazamiento (hundimiento) de la carretera. Así, la tasa de desplazamiento se ha estimado dividiendo el espesor de toda la secuencia de capas de asfalto entre el periodo total de tiempo de pavimentación continuada de la carretera.

4. RESULTADOS

4.1. InSAR en el embalse de Rules

El mapa de velocidad media anual se presenta en la Figura 2A, donde se ha detectado movimiento en dos zonas principales que se atribuye a dos deslizamientos: los deslizamientos del Viaducto de Rules y de El Arrecife. El deslizamiento del Viaducto de Rules registra una velocidad media en torno a -2 mm/año mientras que El Arrecife muestra de media -25 mm/año, aunque alcanza velocidades de hasta -65 mm/año, siendo las mayores del entorno del embalse. Cabe destacar que no se ha registrado movimiento en la Presa de Rules ni en las laderas sobre las cuales está construida.

La Figura 2B muestra las series temporal de desplazamiento acumulado (TS) de los deslizamientos del Viaducto de Rules y de El Arrecife. En la TS del deslizamiento de El Arrecife, se observa un comportamiento lineal, donde ni los picos de precipitación intensa ni las variaciones del nivel del embalse afectan (aceleran) este movimiento. Por el contrario, en la TS del deslizamiento del Viaducto de Rules se observa un comportamiento escalonado del movimiento, que se acelera con las bajadas del nivel de agua del embalse. Estos patrones de movimiento evidencian, además, la naturaleza de los deslizamientos: traslacional en el caso de El Arrecife y rotacional en el caso del deslizamiento del Viaducto de Rules.



Figura 2. (A) Mapa de velocidad media (mm/año) obtenida del procesado PSIG en el embalse de Rules. (B) Series temporales de desplazamiento acumulado (mm) de los deslizamientos de El Arrecife y del Viaducto de Rules. También se han representado las precipitaciones y las variaciones del nivel de agua del embalse. Los periodos de bajadas del nivel del embalse se han señalado con columnas grises. Modificado de Reyes-Carmona et al. (2020).

4.2. Estudio geomorfológico en el embalse de Rules

Se ha realizado un inventario actualizado de los principales deslizamientos de la zona del embalse de Rules (Figura 3). De estos deslizamientos, se han remarcado tres deslizamientos activos que se han detectado mediante InSAR. En total, inventariamos doce deslizamientos de diferentes dimensiones, dos de los cuales consideramos de especial relevancia los deslizamientos de Ventura y de Los Hoyos, ya que la presa se asienta en ambas laderas. Como se ha mencionado anteriormente, no se ha registrado movimiento ni en la presa de Rules ni en estos dos deslizamientos. Los deslizamientos activos, ya mencionados anteriormente, son los deslizamientos de El Arrecife y Viaducto de Rules, junto con otro activo de menor tamaño: el deslizamiento de Lorenzo-1. Los deslizamientos de El Arrecife y Lorenzo-1 afectan a la carretera nacional N-323 y el deslizamiento del Viaducto de Rules a la autovía A-44 y al estribo sur del Viaducto de Rules.

Posteriormente, se han realizado cartografías geomorfológicas de detalle de los deslizamientos del Viaducto de Rules (Figura 3B) y de El Arrecife (Figura 3C), que se han considerado como los más

importantes por ser activos y por su implicación directa tanto con el embalse (deslizamiento de El Arrecife por su gran tamaño) como con las infraestructuras relacionadas (deslizamiento del Viaducto de Rules por su afección al viaducto).



Figura 3. A) Inventario de deslizamientos del entorno del embalse de Rules. B) Mapa geomorfológico de detalle del deslizamiento de Viaducto de Rules. C) Mapa geomorfológico de detalle del deslizamiento de El Arrecife. Modificado de Reyes-Carmona et al. (2020).

El deslizamiento del viaducto de Rules presenta un escarpe de coronación curvado muy prominente y unos límites laterales muy marcados, por lo que es fácilmente identificable en el relieve (Figura 4A). Se observa una alta antropización del mismo (Figura 3B): se ha excavado el pie del deslizamiento para la construcción del terraplén para el Viaducto de Rules y se ha rellenado casi en su totalidad por materiales antrópicos provenientes de, probablemente, las obras del embalse. Se han cartografiado multitud de grietas en este relleno, algunas de ellas muy próximas al estribo sur del viaducto. Nótese que uno de los pilares del viaducto se encuentra ubicado sobre el pie del deslizamiento original. Con respecto al deslizamiento de El Arrecife, este no presenta ni escarpe ni limites laterales prominentes, por lo que no es fácil de identificar en el relieve (Figura 4B). Esta ladera también se encuentra notablemente antropizada (Figura 3C): se ha construido un gran talud para la carretera nacional N-323 y se ha depositado una escombrera de material de la obra del embalse sobre el pie del deslizamiento.



4.3. Estudio geológico en el deslizamiento de El Arrecife

El mapa geológico del entorno del deslizamiento de El Arrecife se muestra en la Figura 5A. La litología predominante son las filitas alpujárrides, que afloran muy deformadas y fracturadas dentro del perímetro del deslizamiento. La estructura de deformación más penetrativas del entorno es la foliación S2A. Los polos de todas medidas de planos de foliación se han representado en provección estereográfica para su posterior análisis cinemático (Figura 5B). Dentro del deslizamiento, se observa una orientación preferencial de la foliación según la dirección NE-SO con un buzamiento medio de 25º hacia el SE (Set-1 en Figura 4B. Fuera del perímetro del deslizamiento, se reconocen dos familias: una de tendencia E-O (Set-2 en Figura 4B) y otra NO-SE (Set-3 en Figura 4B). En el Set-1, se observa que hay un polo que cae dentro del "área de ruptura" establecida según el análisis cinemático realizado. A este polo se le ha denominado como "polo crítico", cuyo "plano crítico" es 21/210 (buzamiento/dirección de buzamiento). Así, se establece este plano como posible plano de rotura del deslizamiento de El Arrecife, tal y como se representa en el corte geológico de la Figura 4C. Con esta asunción, se ha realizado la estimación del espesor del deslizamiento (Figura 4D). El máximo espesor estimado es de 72.6 m en el pie meridional del deslizamiento. Nótese que el espesor estimado en la escombrera incluye el espesor del depósito antrópico. Siendo el espesor medio de 31.1 m y el área del deslizamiento de 473.107 m², se ha estimado un volumen de 14.7 millones de m³. Según la clasificación realizada por Fell (1994), un deslizamiento de tal volumen se puede considerar como "extremadamente grande".



Figura 5. A) Mapa geológico del entorno del deslizamiento de El Arrecife. B) Análisis cinemático del deslizamiento de El Arrecife. C) Corte geológico del deslizamiento de El Arrecife. D) Mapa de espesor estimado del deslizamiento de El Arrecife. Modificado de Reyes-Carmona et al. (2021).

4.3. InSAR en el deslizamiento de El Arrecife

Las Figuras 5A y 5B muestran los mapas de velocidad media obtenidos de la plataforma GEP del deslizamiento de El Arrecife, en órbitas ascendente y descendente, respectivamente. El procesado ascendente registra velocidades medias de hasta -31 mm en el pie del deslizamiento. El procesado descendente muestra una peor cobertura de puntos sobre todo en la parte baja del deslizamiento, que registra una velocidad de hasta 22 mm/año.

Las Figuras 5C y 5D muestran la velocidad en la componente horizontal (Veste) y en la componente vertical (Vvert), derivadas de los procesados GEP (Figuras 5A y 5B). Los valores positivos y negativos indican desplazamientos hacia el este y hundimiento en la vertical, respectivamente. Por tanto, el movimiento hacia el este alcanza hasta 4.5 cm/año a lo largo en el pie del deslizamiento, lo que es coherente con un movimiento del deslizamiento ladera abajo. De la misma forma, se ha registrado hundimiento en la vertical en prácticamente todo el perímetro del deslizamiento, siendo - 1.5 cm/año de media que alcanza -2 cm/año en la escombrera.



Figura 5. Mapas de velocidad media en órbita ascendente (A), descendente (B), velocidad horizontal (C) y vertical (D) obtenidos de los procesados GEP en el deslizamiento de El Arrecife. Modificado de Reyes-Carmona et al. (2021).

4.4. GPR en el deslizamiento de El Arrecife

En la Figura 6 se muestra una parte del perfil GPR (390-515 m) obtenido a lo largo de la carretera nacional N-323. El espesor mínimo de asfalto añadido es de 0.7 m y el máximo alcanza hasta 1 m. Estas capas de asfalto se han ido superponiendo progresivamente desde la construcción de la carretera N-323, en 1997 (Demarcación de Carreteras del Estado 2020, com. pers.) hasta la fecha de adquisición de los perfiles en marzo de 2020. Sabiendo que el último reasfaltado de la carretera fue en 2019 (Demarcación de Carreteras del Estado 2020, com. pers.) y que el tiempo total registrado en los perfiles GPR es de 22 años, se ha estimado una tasa media anual de hundimiento de la carretera de 1.4 a 2.3 cm/año.

Además, a lo largo de la carretera se observan distintos tipos de daños, como pequeños agujeros

("pipes") en el asfalto o baches muy pronunciados (Figura 6). Estos daños también son visibles en profundidad en los perfiles GPR, apreciables como pequeños saltos en los reflectores (en el caso de los baches) y como huecos verticales en los que se registra aire o vacío (en el caso de los "pipes").



Figura 6. Sección del perfil de GPR obtenido a lo largo de la carretera nacional N-323 y fotografías de los daños visibles a lo largo de esta. Modificado de Reyes-Carmona et al. (2021).

5. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

La técnica InSAR ha demostrado ser de gran utilidad para (1) la estabilidad de la presa de Rules y de los deslizamientos sobre los cuales se asienta y para (2) detectar tres deslizamientos en el embalse de Rules, dos de ellos de gran implicación para este: los deslizamientos de El Arrecife y del Viaducto de Rules. Además, gracias al InSAR ha sido posible identificar y delimitar el deslizamiento de El Arrecife, de gran tamaño y no cartografiado hasta la fecha. Asimismo, las series temporales InSAR han permitido establecer un factor desencadenante del movimiento del deslizamiento del Viaducto de Rules: el movimiento de este deslizamiento se acelera con las bajadas del nivel del embalse. Los patrones de movimiento de las series temporales junto con las observaciones geomorfológicas realizadas en campo evidencian dos tipologías de movimiento y de tipos de deslizamientos diferentes: rotacional en el caso del deslizamiento del Viaducto de Rules, que muestra un comportamiento de aceleración-desaceleración y traslacional en el caso del deslizamiento de El Arrecife, que muestra un movimiento continuo en el tiempo. Estos comportamientos permiten realizar una primera visión de la peligrosidad de cada deslizamiento: un rotacional tiende a pararse y equilibrarse tras una aceleración mientras que un deslizamiento traslacional puede llegar a acelerarse de forma extremadamente rápida (Turner, 1996), pudiendo incluso generar un colapso repentino de la masa deslizada dentro del embalse. Este colapso podría generar una ola dentro del embalse con una consecuente inundación aguas abajo si el agua rebasara la presa, tal y como ocurrió el Vajont (Kiersch, 1964). Este escenario es poco probable pero es posible. Por otro lado, el deslizamiento del Viaducto de Rules no representa un peligro significativo al ser muy poco probable que aceleración crítica y colapse en el embalse por su caracter rotacional. Aún así, este deslizamiento puede llegar a afectar al estribo sur del Viaducto de Rules dada su proximidad. Para ambos deslizamientos, se recomienda establecer una monitorización continua del movimiento, preferiblemente con instrumentación in-situ (inclinómetros o extensómetros).

La caracterización geológica junto con la monitorización del movimiento realizada de El Arrecife aporta una primera visión de la peligrosidad de este deslizamiento. Además, esta información puede ser de gran utilidad para diseñar otras campañas de monitorización tanto remotas como in-situ. Este deslizamiento ha sido activo desde al menos las últimas dos décadas, tal y como se evidencian en los datos GPR, por lo que su monitorización debe continuar. La tasa de movimiento estimada de los datos GPR es de 1.4-2.3 cm/año, que se correlaciona muy bien con la velocidad vertical estimada con los datos InSAR (1.5-2 cm/año). La combinación de diferentes técnicas ha sido clave tanto para validar la información obtenida de cada técnica como para incrementar la confianza de las medidas y estimaciones realizadas. Por último, cabe destacar la importancia de confirmar mediante sondeos la profundidad de la superficie de rotura del deslizamiento para poder realizar una estimación del volumen más precisa. Este dato es fundamental para modelizar posibles colapsos de masa deslizada en el embalse así como la altura de las olas que se podrían generar. Nuevamente, el análisis cinemático realizado a partir de medidas de campo y la estimación del volumen (14.4 millones m³) aporta una valiosa información preliminar que puede ser útil en la planificación de una futura campaña de sondeos.

AGRADECIMIENTOS

El acceso a la Plataforma de Explotación de Riesgos Geológicos (GEP) de la Agencia Espacial Europea (ESA) fue facilitado por el programa Early Adopters. Los autores desean agradecer a la Demarcación de Carreteras por proporcionar información y testimonios valiosos. Este trabajo ha sido financiado con el apoyo del Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER) a través del proyecto "RISKCOAST" (SOE3/P4/E0868) del Programa Interreg SUDOE. El trabajo también ha sido apoyado por el Programa "Ramón y Cajal" (RYC-2017-23335) del Ministerio de Ciencia de España, el proyecto "MORPHOMED" - PID2019-107138RB-I00 / SRA (Agencia Estatal de Investigación / https:// doi. org/ 10. 13039/ 50110 00110 33) y el proyecto "RADANDALUS" (P18-RT-3632) y B-RNM-305-UGR1818 del FEDER / Junta de Andalucía-Consejería de Transformación Económica, Industria, Conocimiento y Universidades.

REFERENCIAS

- Aldaya, F., Díaz de Federico, A., García-Dueñas, V., Martínez-García, E., Navarro-Vilá, F. and Puga E., 1979. Lanjarón – Geological Map of Spain 1:50000. Geological Survey of Spain, Madrid
- Barra, A., Solari, L., Béjar-Pizarro, M., Monserrat, O., Bianchini, S., Herrera, G., Crosetto, M., Sarro, R.; González-Alonso, E., Mateos, R.M., Ligüerzana, S., López, C. and Moretti, S., 2017. A methodology to detect and update active deformation areas based on Sentinel-1 SAR images. *Remote Sens.*, 9, 1002.
- Brunner, F., Zobl, F. and Gassner, G., 2003. On the Capability of GPS for Landslide Monitoring. *Felsbau*, 21, 51–54.
- Chacón, J., Irigaray, T. and Fernández, T., 2007. Los movimientos de ladera de la provincia de Granada. In: Ferrer M (ed) *Atlas Riesgos Naturales en la Provincia de Granada*, 1st edn. Diputación de Granada-Geological Survey of Spain, Madrid, pp 45–82
- Cignetti, M., Manconi, A., Manunta, M., Giordan, D., De Luca, C., Allasia, P. and Ardizzone, F., 2016. Taking advantage of the esa G-pod service to study ground deformation processes in high mountain areas: A valle d'aosta case study, northern italy. *Remote Sens.*, 8, 852.
- Clague, J.J. and Stead, D., 2012. Landslides: types, mechanisms and modelling. Cambridge University Press, Cambridge
- Corominas, J., Moya, J., Lloret, A., Gili, J.A., Angeli, M.G., Pasuto, A. and Silvano, S. 2000. Measurement of landslide displacements using a wire extensometer. *Eng. Geol.*, 55, 149-166.
- Devanthéry, N.; Crosetto, M.; Monserrat, O.; Cuevas-González, M. and Crippa, B. An approach to persistent scatterer interferometry. *Remote Sens.* 2014, 6, 6662–6679.
- Fell, R., 1994. Landslide risk assessment and acceptable risk. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(2), 261-272.
- Fernández, T., Brabb, E., Delgado, F., Martin-Algarra, A., Irigaray, C., Estévez., A. and Chacón-Montero, J., 1997. Rasgos geológicos y movimientos de ladera en el sector Ízbor-Vélez Benaudalla de la cuenca del río Guadalfeo (Granada), *IV Simposio Nacional Sobre Taludes y Laderas Inestables*, Granada, pp. 795– 808.

- Gutiérrez, F., Lucha, P. and Galve, J.P., 2010. Reconstructing the geochronological evolution of large landslides by means of the trenching technique in the Yesa Reservoir (Spanish Pyrenees). *Geomorphology*, 124, 124-136.
- Jones, F.O., Embody, D.R. and Peterson, W.L., 1961. Landslides along the Columbia River valley, northeastern Washington. U.S. Geol. Survey Prof. Paper, 367, 1-98.
- Kiersch, G.A., 1964. Vaiont Reservoir disaster. Civ. Eng., 34, 32-40.
- Kraus, K., 1997. Photogrammetry, Vol.2, Advanced Methods and Applications. Ed. Dümmler Verlag, Bonn, Germany
- Lissak, C., Maquaire, O., Malet, J.P., Lavigne, F., Virmoux, C., Gomez, C. and Davidson, R., 2015. Groundpenetrating radar observations for estimating the vertical displacement of rotational landslides. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 15,1399-1406
- Manunta, M., De Luca, C., Zinno, I., Casu, F., Manzo, M., Bonano, M., Fusco, A., Pepe, A., Onorato, G., Berardino, P., De Martino, P. and Lanari, R., 2019. The parallel SBAS approach for Sentinel-1 interferometric wide swath deformation time-series generation: algorithm description and products quality assessment. *IEEE Trans. Geosci. Remote Sens.*, 57, 6259-6281.
- Massonnet, D. and Feigl, K.L., 1998. Radar interferometry and its application to changes in the earth's surface. *Rev. Geophys.*, 36, 441-500.
- Milillo, P., Perissin, D., Salzer, J.T., Lundgren, P., Lacava, G., Milillo, G. and Serio, C., 2016. Monitoring dam structural health from space: Insights from novel InSAR techniques and multi-parametric modelling applied to the Pertusillo dam Basilicata, Italy. *Int. J. Appl. Earth Obs. Geoinf.*, 52, 221-229.
- Niethammer, U., James, M.R., Rothmund, S., Travelletti, J. and Joswig, M., 2012. UAV-based remote sensing of the Super-Sauze landslide: evaluation and results. *Eng. Geol.*, 128, 2-11.
- Notti, D., Herrera, G., Bianchini, S., Meisina, C., García-Davalillo, J.C. and Zucca, F. 2014. A methodology for improving landslide PSI data analysis. *Int J Remote Sens* 35:2186–221
- Novosad, S., Barvinek, R. and De la Torre Sabrevilla, M., 1979. Estudio de estabilidad del derrumbe No. 5 en el reservorio de Tablachaca de la Central Hidroelectrica del Mantaro. *Proceedings of the VI Pan-American Soil Mechanics and Foundation Engineering Congress*, 331-344.
- Reyes-Carmona, C., Barra, A., Galve, J.P., Monserrat, O., Pérez-Peña, J.V., Mateos, R.M., Notti, D., Ruano, P., Millares, A., López-Vinielles, J. and Azañón, J.M., 2020. Sentinel-1 DInSAR for monitoring active landslides in critical infrastructures: the case of the Rules Reservoir (Southern Spain). *Remote Sens.*, 12, 809.
- Reyes-Carmona, C., Galve, J.P., Moreno-Sánchez, M., Riquelme, A., Ruano, P., Millares, A., Teixidó, T., Sarro, R., Pérez-Peña, J.V., Barra, A., Ezquerro, P., López-Vinielles, J., Béjar-Pizarro, M., Azañón, J.M., Monserrat, O. and Mateos, R.M., 2021. Rapid characterisation of the extremely large landslide threatening the Rules Reservoir (Southern Spain). *Landslides*, 18, 3781-3798.
- Rucci, A., Ferretti, A., Monti Guarnieri, A. and Rocca, F., 2012. Sentinel 1 SAR interferometry applications: The outlook for sub millimeter measurements. *Remote Sens. Environ.*, 120, 156-163
- Simancas, J.F., 2018. A reappraisal of the Alpine structure of the Alpujárride Complex in the Betic Cordillera: interplay of shortening and extension in the westernmost Mediterranean. J Struct Geol 115:231–242
- Simancas, J.F. and Campos, J., 1993. Compresión NNW-SSE tardi a postmetamórfica y extensión subordinada en el Complejo Alpujárride (Dominio de Alborán, Orógeno Bético). *Rev Soc Geol España* 6:23–35
- Sousa, J.J., Hlavácová, I., Bakon, M., Lazecky, M., Patrício, G., Guimarães, P., Ruiz, A.M., Bastos, L., Sousa, A. and Bento, R., 2014. Potential of Multi-temporal InSAR Techniques for Bridges and Dams Monitoring. *Procedia Technol.*, 16, 834-841.
- Teza, G., Galgaro, A., Zaltron, N. and Genevois, R., 2007. Terrestrial laser scanner to detect landslide displacement fields: A new approach. *Int. J. Remote Sens.*, 28, 3425-3446.
- Turner, A.K. and Schuster, R.L., 1996. Landslides: Investigation and Mitigation. Special Report 247; National Academy Press: Washington, DC, USA, 673p.
- Wang, F.W., Zhang, Y.M., Huo, Z.T., Matsumoto, T. and Huang, B.L., 2004. The July 14, 2003 Qianjiangping landslide, three gorges reservoir, China. *Landslides*, 1, 157-162.
- Wang, T., Perissin, D., Rocca, F. and Liao, M.S., 2011. Three Gorges Dam stability monitoring with timeseries InSAR image analysis. *Sci. China Earth Sci.*, 54, 720-732.
- Wyllie, D.C. and Mah, C., 2004. Rock slope engineering. CRC Press, Boca Ratón

PRIMEROS DATOS SOBRE EL GRAN DESLIZAMIENTO DE VILA-BEIXALÍS (ANDORRA)

X. PLANAS (1) y J. TORREBADELLA (2)

 (1) Àrea d'Urbanisme
Ministeri de Territori i Habitatge Govern d'Andorra xavier_planas@govern.ad

(2) Georisk International SL info@georisk-international.com

RESUMEN

Hasta la fecha se postulaba que el gran movimiento de Vila-Beixalís (Andorra) se había producido después de la retirada del glaciar Valira d'Orient de la zona de Encamp y que presentaba un lóbulo frontal con dos explicaciones para su génesis: como resultado de un movimiento en flujo del pie o como producto de corrientes de derrubios que habrían denudado parte de los coluviones deslizados (Becat, 2019; Euroconsult, 2002). A partir de un análisis detallado de testigos de sondeos realizados en una campaña entre los años 2020 y 2021 y con el apoyo de reconocimientos de campo, dataciones radiocarbónicas y revisión de fotografías oblicuas de antiguas excavaciones efectuadas sobre el gran movimiento, se presenta en este artículo una nueva interpretación de la evolución geomorfológica del deslizamiento. En este sentido, se pone de manifiesto que el gran movimiento es complejo ya que presenta tres lóbulos de deslizamiento diferenciados y que además existen criterios para pensar que fue parcialmente retocado por, al menos, dos avances del glaciar Valira d'Orient.

1. INTRODUCCIÓN

El gran movimiento de ladera de Vila-Beixalís en Encamp (Andorra) –véase la Figura 1– fue inventariado y cartografiado a escala 1/25.000 por Corominas et al. (1989). Años más tarde, a raíz de una zonificación nacional sobre la problemática geológica y geotécnica de Andorra, esta inestabilidad fue delimitada geomorfológicamente a escala 1/5.000 por Euroconsult (2001). Asimismo, como continuación de este último trabajo, al año siguiente, se efectuó un mapeo y estudio superficial detallado de la inestabilidad a escala 1/2.000 Euroconsult (2002).



Figura 1. Situación de la zona de estudio.

A pesar de estos trabajos, en el año 2020 no se disponía ni de información más precisa sobre la historia geomorfológica del deslizamiento como datos obtenidos a través de ensayos geológicos y geotécnicos efectuados sobre los materiales más profundos que lo constituyen. Igualmente estaba pendiente la colocación de instrumentación para registrar y cuantificar los movimientos que en él se dan. Para avanzar en el conocimiento del gran movimiento, durante el periodo 2020-2021, se ha llevado a cabo una primera fase de un programa de auscultación de la zona que ha conllevado la perforación, a lo largo de la ladera inestabilizada, de ocho (8) sondeos con recuperación de testigo y la instalación de siete (7) inclinómetros.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO DE LA ZONA DE ESTUDIO

Andorra se sitúa en el Pirineo Axial, donde aflora el zócalo formado por las rocas más antiguas de la cordillera. Estos materiales han sufrido dos episodios tectónicos principales infligiéndoles deformaciones y plegamientos que se traducen tanto en importantes anticlinales, sinclinales y cabalgamientos, como también en foliaciones y esquistosidades. En el caso concreto de la ladera de Vila-Beixalís afloran, de norte a sur, series greso-pelíticas rítmicas de color gris de la Formación Jújols cabalgando sobre materiales arcillo-carbonosos del Silúrico, los cuales, a su vez, cabalgan tanto a materiales calizos de la Formación Estana como a pizarras limosas de color gris de la formación Civís (véase la Figura 2). En su contexto morfo-estructural, la collada de Beixalís viene caracterizada por un doble cabalgamiento marcado por los materiales plásticos del Silúrico –esta discontinuidad, localizada en el flanco norte de la estructura del sinclinal de Llavorsí, parece poder estar enlazada con la falla norte de la Maladeta; de hecho, en la zona cercana a Beixalís, esta estructura puede ser seguida tanto hacia el oeste, a través del valle y collado de Muntaner, como hacia el este, a través del valle de Els Cortals d'Encamp–, siendo los sedimentos involucrados en el deslizamiento estas mismas pizarras carbonosas, pero también materiales de la Formación Jújols.



Figura 2. Mapa geológico de la zona de estudio. Fuente: Margalef (2015).

A nivel de la secuencia geo-histórica del gran deslizamiento, los primeros estudios que describieron el movimiento sugirieron que se habría producido después de la retirada del glaciar Valira d'Orient de la zona de Encamp (entre 20.000 y 10.000 años) sin distinguir fases o episodios del movimiento (Becat, 2019; Euroconsult, 2002). Estos trabajos, eso sí, apuntaron diferentes explicaciones para la formación del lóbulo frontal. Por una parte, Euroconsult (2002) señaló que podría tratarse del producto de la sobreposición de conos de deyección producto de la denudación, a través de corrientes de derrubios, de una parte de los coluviones deslizados por el gran movimiento; mientras que, por otra parte, Becat (2019) señaló que podría ser el resultado de un movimiento con flujo del pie. A pesar de estas interpretaciones, ya en el año 2007, gracias a los trabajos de excavación para la construcción de un centro escolar en las inmediaciones de Encamp, se puso a la luz que una parte del deslizamiento había alcanzado el fondo del valle y que éste había conservado una estructura muy parecida al sustrato rocoso silúrico (véase la Figura 3). Este corte geológico en el pie del lóbulo hacía sospechar que, en caso de existencia de flujo frontal, éste no habría sido suficiente para disgregar la estructura de la masa deslizada integrada por sustrato rocoso y, por otra parte, ponía a la luz que la

morfología del lóbulo frontal no sólo se debía explicar por la denudación, a través de corrientes de derrubios, de los coluviones situados ladera arriba.



Figura 3: Excavación al pie del gran movimiento para la construcción de un nuevo centro escolar en Encamp durante el año 2007. De arriba a abajo en el perfil se observaron: (1) coluviones con posibles retoques por el paso del glaciar, (2) nivel deslizado con conservación de la estructura del sustrato rocoso constituido por pizarras silúricas, (3) nivel con coluviones con intercalaciones de gravas y arenas con influencia por flujos tractivos, y (4) nivel de relleno glacio-lacustre de la cubeta glaciar de Encamp.

3. ANTECEDENTES DE INESTABILIDADES DE LADERA EN LA ZONA DE ESTUDIO

A pesar de que Ayala (2009) en su trabajo *Detecció i recuperació de riscos naturals a través de les fonts documentals andorranes* no localice afectaciones históricas por inestabilidades de ladera naturales en la zona del gran deslizamiento de Vila-Beixalís, lo cierto es que algunos vecinos de Vila sí cuentan que es sabido que ciertas zonas son propensas a su inestabilización, en especial las situadas al margen sur del gran movimiento coincidiendo con las proximidades del *Torrent de Plamanera* y del paraje conocido como *el Lladrer* (com pers. Pere Torres) –en esta área, en la primavera del año 2020, se produjo una rotura del terreno (véase Figura 3)–. Asimismo, a nivel toponímico, Planas et al. (2018) ponen de manifiesto que la raíz *beix-* (con variantes (*bes-, bis-, bix-, beix-, bies-* e incluso *bas-*), identificada en el nombre *Beixalís*, puede interpretarse como indicativa de áreas afectadas por fenómenos con fluidificación. Igualmente, topónimos del tipo *Lladrer* (o *Edrer, Adrall, Adraén, Adri*, etc.) podrían ser interpretados en un sentido de parajes con formaciones radiculares en el terreno –como es el caso de presencia de cárcavas– y con un paralelo al vasco *abar* 'rama, ramal o ramificación'.



Figura 3. Deslizamiento en El Lladrer, sobre el gran movimiento, ocurrido el día 9 de abril de 2020.

4. TRABAJO REALIZADO

4.1 Campaña de prospección y reconocimiento de campo

Durante el periodo comprendido entre septiembre de 2020 y mayo de 2021 se llevó a cabo una campaña de perforación de 8 sondeos con recuperación de testigo e instalación de 7 tubos para lecturas inclinométricas (véase Figura 4 y Tabla 1). El trabajo de campo, asimismo, se complementó con observaciones directas sobre el terreno y análisis de fotografías históricas de excavaciones de obras públicas llevadas a cabo desde el año 2005 sobre el gran deslizamiento.



Figura 4: Situación de los 8 sondeos sobre la cartografía de peligrosidad del gran deslizamiento (rojo peligrosidad alta, naranja peligrosidad media y amarillo peligrosidad baja).

| Sondeo | Profundidad sondeo | Instalación inclinómetro | Metodología |
|--------|--------------------|--------------------------|---------------------------|
| VB01 | 31.5 m | Sí | Rotación con recuperación |
| VB02 | 49.3 m | Sí | Rotación con recuperación |
| VB03 | 46.3 m | Sí | Rotación con recuperación |
| VB04 | 43.8 m | Sí | Rotación con recuperación |
| VB05 | 46.1 m | Sí | Rotación con recuperación |
| VB06 | 41.3 m | No | Rotación con recuperación |
| VBO7 | 50.4 m | Sí | Rotación con recuperación |
| VB08 | 50 m | Sí | Rotación con recuperación |

Tabla 1. Características generales de los sondeos realizados.

4.2 Unidades geológicas detectadas

A nivel litológico, a partir de toda la información recogida durante la campaña de prospecciones y de reconocimiento de campo, se identifican seis grandes unidades geológicas:

Coluvión con área fuente silúrica: Esta unidad, resultado del deslizamiento de la ladera de Vila-Beixalís (deslizamiento 3), se caracteriza por la presencia de intercalaciones de bloques centimétricos-decimétricos, angulosos y subangulosos de naturaleza pizarrosa carbonosa (color negro) con niveles de gravas y gravillas englobadas en una matriz muy plástica, generalmente de tonalidad oscura, y con presencia de niveles de óxido. Se trata de un coluvión, de entre 8 y 20 metros de potencia que, a grandes rasgos, presenta conservación de la estructura del sustrato rocoso. En los materiales recuperados del VB07, el techo de esta unidad fue objeto de una datación (29 m) por radio carbono obteniendo una edad de 28.500+/-140 BP, mientras que la base de la unidad fue objeto de otra datación en el VB01 (8,4 m) obteniéndose una edad de 25.170+/-100 BP. La disconformidad de las edades, así como un marcado desplazamiento hacia la antigüedad de los valores obtenidos, debe de ser interpretado como un envejecimiento debido a la presencia de grafito en las pizarras silúricas.

Coluvión con área fuente cámbrico-ordovícica: En esta unidad, resultado del deslizamiento de la ladera de Vila-Beixalís, se encuentran intercalaciones de bloques centimétricos-decimétricos angulosos y subangulosos de naturaleza filítica con niveles de gravas y gravillas englobadas en una matriz generalmente de tonalidad gris-ocre. En los sondeos ubicados en la mitad norte del deslizamiento, se distingue en medio de esta unidad una capa, con un espesor entre 1 y 4 metros, correspondiente a un nivel de limos ocres o arcillas rojizas. Este nivel ha sido interpretado como un antiguo paleosuelo y fue objeto de una datación por radio carbono en el sondeo VB06 (20,25 m), obteniendo una edad de 16.240+/-50 BP, con lo cual la unidad coluvionar con área fuente cámbrico-ordovícica puede ser dividida en dos: una superior (deslizamiento 2) y una inferior (deslizamiento 3).

Materiales de derrubios de vertiente con intercalaciones de materiales por transporte de flujos: Esta unidad se caracteriza por la intercalación de niveles de cantos con algunos bloques y gravas angulosas de naturaleza, principalmente, cámbrico-ordovícica con matriz e intercalaciones arcillosas ocres, con niveles o lentejones compuestos por gravas menos angulosas y arenas tractivas con presencia de arcillas ocres y grises. Esta secuencia parece responder al resultado de acumulaciones de derrubios de vertiente (movilizados por gravedad) con intercalaciones de sedimentos asociados a pequeños flujos torrenciales. El techo de estos materiales fue objeto de una datación por radio carbono en el sondeo VB08 (22 m) con una edad de 20.410+/-60BP y en el sondeo SVB05 (36,20 m) con una edad de 21.520+/-70BP.

Materiales glaciales, glaciolacustres y glaciofluviales: En la ladera del gran movimiento de Vila-Beixalís se pueden distinguir tres diferentes tipos de materiales con influencia glacial. En la área superficial del lóbulo frontal del deslizamiento (zona comprendida aproximadamente entre la población de Vila, el roc de l'Oral y el talud superior de la carretera de les Riberaigües) se localizan bloques y cantos de granodiorita alóctonos y con morfologías glaciales (véase la Figura 5).



Figura 5: Bloques y cantos alóctonos en la zona baja del gran movimiento de Vila-Beixalís. a) Bloque de litología granodiorítica situado cerca de la cúspide del roc de l'Oral. b) Canto granodiorítico aprovechado para la construcción de una pared en una antigua casa en la población de Vila.

En el sondeo VB06, a una profundidad entre los 26-31 metros se perforaron unos niveles de arenas rojizas limpias con intercalaciones de limos de la misma coloración y pequeñas pasadas de gravas que podrían haberse depositado en un pequeño ambiente lacustre y de posible obturación yuxtaglacial. Estos materiales fueron fruto de una datación (SVB06, 27,5 m) mostrando una edad de 20.820 +/-80BP –no obstante, a causa de la presencia de clastos pizarrosos silúricos hay indicios para sospechar de un pequeño envejecimiento del resultado obtenido–.

Gracias al corte efectuado en los materiales de lóbulo frontal del deslizamiento durante la excavación para la construcción del nuevo centro escolar en Encamp, pero también gracias a los materiales

recuperados a partir de los 35 metros de profundidad en el sondeo VB08, se constató la progradación del gran movimiento sobre los sedimentos glaciofluviales de la cubeta de Encamp. Estos materiales se caracterizan por disponerse en niveles plano-paralelos y por estar compuestos por arenas gruesas (a veces con niveles claramente tractivos) con intercalaciones de clastos redondeados y sub-redondeados (algunos de ellos de naturaleza claramente alóctona, como es el caso de granodioritas). Estos sedimentos fueron objeto de una datación por radio carbono en el sondeo VB08 (38,20 m) obteniendo una edad de 20.760+/-60BP.

Sustrato rocoso silúrico: A parte de los afloramientos existentes en los márgenes del gran movimiento –en especial, en las inmediaciones de la collada de Beixalís–, esta unidad geológica se detectó por debajo del material coluvionar correspondiente al deslizamiento 1 en los sondeos VB01, VB02, VBV04 (en el sondeo VB05 también se localizó, pero por debajo de una unidad de derrubios). En estos últimos casos, atendiendo la tipología del coluvión silúrico superior (misma naturaleza), se hizo difícil diferenciar esta unidad del nivel de pizarras negras muy fracturadas. Este sustrato rocoso se caracteriza por estar constituido por pizarras arcillosas, ligeramente consolidadas y compactas negras o gris oscuras (con grafito) que tienden a desgarrarse.

Sustrato rocoso cambrico-ordovícico: A parte de los afloramientos existentes en el margen norte del gran movimiento –en especial, en la zona alta de las bordes de Beixalís–, esta unidad geológica se detectó a partir de los 43 m, por debajo del material del deslizamiento 2, en el sondeo VB03. Este sustrato rocoso se caracteriza por estar constituido por alternancias centimétricas de pizarras y filitas oscuras y azuladas con areniscas de grano muy fino con tonalidades claras.

4.3 Levantamiento de columnas estratigráficas y elaboración de un perfil tipo

Mediante las observaciones efectuadas en los testigos recuperados de los sondeos (véase la Figura 6) se ha elaborado, para cada perforación, una columna estratigráfica sintética con las observaciones y resultados de las dataciones. Asimismo, a través de la correlación de estas informaciones, se ha confeccionado un perfil esquemático del gran movimiento (véase la Figura 7).



Figura 6: Columna estratigráfica sintética de los sondeos efectuados durante la campaña 2020-21.



Figura 7: Esquema sin escala de la disposición de las unidades geológicas en el gran deslizamiento de Vila-Beixalís.

5. INTERPRETACIÓN DE LA HISTÓRIA GEOLÓGICA DEL GRAN DESLIZAMINETO

A partir de un análisis detallado de testigos de sondeos efectuados en la campaña 2020-2021, pero también con el apoyo de reconocimientos de campo, dataciones por radiocarbono y revisión de materiales antecedentes, se ensaya en este epígrafe una interpretación de la evolución geomorfológica del deslizamiento de Vila-Beixalís.

Etapa 1 (véase la Figura 8a): Durante el último máximo glacial debe contemplarse que el nivel del glaciar Valira d'Orient alcanzaba (e incluso sobrepasaba) la collada de Beixalís –a unos 1800 m de altitud–. De forma coetánea a esta fase, en la ladera opuesta (zona de Engolasters), se edificaron cordones morrénicos entre los 1700-1800 m. Asimismo, en los últimos estadios de esta fase, la cubeta de sobreexcavación glaciar de Encamp es rellenada por niveles glaciales y glacio-fluviales, estos materiales fueron detectados en el sondeo VB08 a partir de los 35 m de profundidad. Su datación, VB08 (38,20 m), estimó una edad de 20.760+/-60BP.

Etapa 2 (véase la Figura 8b): Justo después de una retirada del glaciar de valle del sector de Encamp, se produce una etapa con importante aportación de material procedente de los laterales del valle, seguramente por un rápido desmantelamiento de los depósitos glaciales (por gravedad, pero también por flujos de agua). En la zona de Vila-Beixalís esta etapa queda representada por los materiales que se detectaron entre los 20-35 metros en el sondeo VB08 y entre los 39-50 metros en el sondeo VB07. Estos sedimentos también fueron observados durante las obras de excavación para la construcción del centro escolar en Encamp en el año 2007. El techo de estos materiales fue objeto dos dataciones en el sondeo VB08 (22 m) y en el sondeo VB05 (36,20 m) obteniéndose, respetivamente, 20.410+/-60BP y 21.520+/-70BP.


Figura 8. a) Esquema de la situación durante el último máximo glacial en la ladera de Vila-Beixalís. b) Esquema geomorfológico después del retroceso y retirada completo del glaciar de la zona de Encamp.

Etapa 3 (véase la Figura 9a): El primer gran deslizamiento identificado en la ladera de Vila-Beixalís afecta principalmente a materiales carbonosos de edad silúrica. Conforme a la geología de la zona, la zona de salida de esta inestabilidad se situó en el margen sur, entre la collada de Beixalís i el pla de Mussola. Este deslizamiento 1 alcanzó el fondo del valle. En la zona de Vila-Beixalís esta etapa queda representada por los materiales que se detectaron entre los 31-39 metros en el sondeo VB07, entre los 8-20 metros en el sondeo VB08, entre los 1-23 metros en el sondeo VB02 y entre los 3-10 metros en el sondeo VB01. Estos sedimentos también fueron observados durante las obras de excavación para la construcción del centro escolar en Encamp en el año 2007. Como consecuencia de este deslizamiento 1 conviene pensar que se produjo una obturación del valle principal en Encamp y que se formó una pequeña laguna por represamiento del río Valira d'Orient – hace unos años en un sondeo realizado en la zona de prada de Moles (orilla del río opuesta al pie del gran movimiento), un nivel con arcillas grises de potencia superior a 6 metros (no se llegó a atravesar), atribuible a esta posible zona lacustre, fue detectado a partir de los 9 metros de profundidad-. La edad absoluta de este deslizamiento 1 no se ha podido precisar porqué los resultados de dos dataciones efectuadas en estos coluviones son disconformes entre si y presentan un claro envejecimiento, seguramente causado por la influencia de grafito fósil de las pizarras silúricas -recordamos que en los sondeos VB07 (29 m) y VB01 (8,4 m) este nivel fue objeto de unas dataciones y con unas edades de 28.500+/-140 BP y de 25.170+/-100 BP-. No obstante, considerando la edad obtenida para la unidad inferior a estos coluviones, la inestabilidad 1 debería de situarse después de los 20.410+/-60BP. Poco después de la primera inestabilidad, en la ladera de Vila-Beixalís se produce el deslizamiento 2. Los materiales de este segundo movimiento se superponen a los del primero (véase las Imágenes 9a y 9b) y también alcanzaron el fondo de valle, cosa que habría perpetuadola existencia del barraje del río Valira d'Orient.



Figura 9. a) Esquema de la situación en la ladera de Vila-Beixalís en la etapa de los deslizamientos 1 y 2. b) Detalle de la sobreposición del deslizamiento 1 (material oscuro a la izquierda del corte) y del deslizamiento 2 (material claro, a la derecha del corte).

Etapa 4 (véase la Figura 10a): En un momento posterior al deslizamiento 2, se produce un nuevo avance del glaciar de la Valira d'Orient. En esta ocasión, no obstante, la potencia del hielo es bastante inferior a la anterior. Mediante la detección en el sondeo VB06 de un nivel de arenas y limos, atribuible a una pequeña laguna yuxtaglacial, se puede estimar que esta masa de hielo habría alcanzado aproximadamente la cota 1375-1400 m a su paso por la superficie del gran movimiento con posterioridad a los 20.000BP –estos materiales fueron datados en 20.820 +/-80BP; no obstante, a causa de la presencia de clastos pizarrosos silúricos hay indicios para sospechar de un pequeño envejecimiento del resultado obtenido–. En su camino, este glaciar habría retocado los materiales de los dos primeros deslizamientos situados por debajo de esta cota, pero no consiguió erosionarlos en su totalidad. La circulación de la masa de hielo por esta zona confiere al pie del gran movimiento una morfología más suave y con relieves redondeados –esto ha propiciado un mejor aprovechamiento agrícola y ganadero de la zona, con abundancia de campos y prados–. Es en esta área donde se detecta la presencia de bloques alóctonos en superficie –observables en especial en los muros de piedra seca de los campos y en las paredes de las casas más antiguas de Vila, pero también cerca de la cima del roc de l'Oral (véase la Figura 5)–

Etapa 5 (véase la Figura 10b): Una vez retirado, de nuevo, el glaciar, se produce el deslizamiento 3. La zona de arranque de esta inestabilidad se sitúa a caballo entre el segundo movimiento y su continuación hacia el Norte (zona del bosc de Beixalís). Este deslizamiento 3 también involucra principalmente materiales cámbrico-ordovícicos. Mientras que este lóbulo se superpone al deslizamiento 2 en la parte alta de la ladera, en la zona intermedia prograda y tapa la antigua laguna yuxtaglacial y otros materiales glaciales situados ladera abajo. La parte frontal de este movimiento, no obstante, no alcanza el fondo del valle principal; en este caso, se sitúa justo por encima de la población de Vila –aproximadamente en la cota 1325 m–. A partir de una datación efectuada en el sondeo VB06 (20,25 m), se estima que la edad del deslizamiento 3 se sitúa en los 16.240+/-50 BP.



Figura 10. a) Esquema de la situación en la ladera de Vila-Beixalís en la etapa de nuevo avance del glaciar Valira d'Orient. b) Esquema de la situación en la ladera de Vila-Beixalís en la etapa del deslizamiento 3.

Etapa 6 (véase la Figura 11a): Con posterioridad al deslizamiento 3 se produce una etapa de desmantelamiento de los coluviones, principalmente afectando a los sectores adyacentes al tercer lóbulo. En este sentido, se producen zonas con fuertes erosiones y la formación de *badlands* que conllevan episodios de corrientes de derrubios asociados a los torrentes de Plamanera y del río de Cap Torrent. Cabe pensar que en la parte frontal del gran movimiento se edificaron conos de deyección asociados a estos cursos torrenciales.

Etapa 7 (véase la Figura 11b): Se produce un nuevo, pero ya de muy pequeñas dimensiones, avance del glaciar Valira d'Orient. En esta ocasión, el hielo sólo retoca la zona distal del pie del gran movimiento –dando una cierta curvatura cóncava al sector, coincidiendo con la zona del talud de la carretera de les Riberaigües– y erosiona buena parte de los materiales depositados en los conos de deyección edificados en la anterior etapa.



Figura 11. a) Esquema de la situación en la ladera de Vila-Beixalís en la etapa de instalación de una red de drenaje influenciada por el lóbulo del deslizamiento 3, con la construcción de conos de deyección. b) Esquema de la situación en la ladera de Vila-Beixalís en la etapa de nuevo avance del glaciar Valira d'Orient.

Etapa 8 (véase la Figura 12a): Coincidiendo con la actualidad, sobre el gran movimiento se observan sectores más activos. En este sentido, destaca la zona de El Lladrer –donde el 4 de abril de 2020 se produjo una colada de barro (véase la Figura 3)–, siendo también remarcables grietas sobre el asfalto de la carretera de Beixalís en las inmediaciones de esta zona (véase la Figura 12b). Marcadores también de inestabilidad, aún más llamativos, se detectan en el sector donde se situó el sondeo VB01 (véase la Figura 12c) –con rotura del tubo inclinométrico a 11,5 m de profundidad tan solo a los tres meses de su instalación–.



Figura 12. a) Esquema de la ladera de Vila-Beixalís en la etapa actual. b) Visión aérea de grieta sobre la carretera de Beixalís en la zona de cabecera de El Lladrer. c) Rotura del asfalto de la carretera por el movimiento de la ladera en la zona del sondeo VB01.

6. CONCLUSIONES

Gracias a los trabajos efectuados a la campaña de sondeos para la instrumentación inclinométrica en la ladera de Vila-Beixalís (Andorra) -consistentes en análisis detallado de testigos de sondeos perforados entre los años 2020-2021 y reconocimientos de campo, juntamente con el apoyo de dataciones por radio carbono y revisión de fotografías oblicuas de excavaciones antecedentes sobre el gran movimiento- se ha podido determinar que el gran movimiento que afecta la zona presenta tres lóbulos de deslizamiento diferenciados. Dos de estos deslizamientos, los más antiguos (posteriores a 21.000 BP), llegaron hasta el fondo del valle principal obturándolo, mientras que el tercero (16.240+/-50 BP) alcanzó las inmediaciones de la actual población de Vila -véase la Figura 13-. Asimismo, se han constatado criterios para pensar que el gran movimiento fue parcialmente retocado por, al menos, dos avances del glaciar Valira d'Orient. En el primero de estos casos (con posterioridad a los 20.000BP), el glaciar avanza por encima de los coluviones de los dos primeros deslizamientos (aproximadamente hasta la cota 1375-1400 m) sin conseguir erosionarlos en su totalidad. La circulación de la masa de hielo por esta zona confiere al pie del gran movimiento una morfología más suave y con relieves redondeados -no tratándose directamente, la morfología observable en la actualidad en esta área frontal del gran movimiento, del resultado primario de ningún tipo de flujo, tal como se había interpretado hasta el momento (Becat, 2019; Euroconsult 2002), sino del resultado final de un retoque glaciar-. Mientras que en el segundo caso el glaciar (posiblemente en el Younger Dryas), de mucho menor espesor (aproximadamente hasta la cota 1245-1255 m), retoca y erosiona parcialmente la parte más distal del gran movimiento, así como algunos de los complejos de desmantelamiento del mismo, situados en su frente (pequeños conos de devección). Cabe decir que el retoque del gran movimiento de Vila-Beixalís por al avance del glaciar del valle principal presenta características paralelas a las también observadas sobre el gran movimiento del Forn de Canillo (Andorra) -situado en el mismo valle del Valira d'Orient- (Planas et al. 2011).



Figura 13: Interpretación en planta (escala aproximada) de las tres grandes unidades de deslizamiento. Se ubican también los sondeos efectuados en la campaña 2020-2021 y la situación de las grietas observadas sobre la carretera en 2021 así como la colada de barro ocurrida en 2020.

Los datos obtenidos en este trabajo permiten afirmar, pues, que, al menos en Andorra, tanto el gran movimiento de Vila-Beixalís como el del Forn de Canillo son dos supervivientes al paso del glaciar por la parte baja de sus lóbulos. Este glaciar habría retocado la morfología del pie de la inestabilidad (disminuyendo su pendiente) y, a su vez, habría podido ocasionar una sobreconsolidación a los coluviones de los dos primeros deslizamientos (aumentando sus

parámetros geomecánicos). Asimismo, gracias a la instrumentación inclinométrica instalada actualmente, en los próximos años se podrá disponer de más información sobre los movimientos todavía perceptibles en la ladera, pudiéndose ajustar mejor los modelos de estabilidad del gran movimiento y, consecuentemente, proceder a una optimización de la ordenación urbanística y de las infraestructuras de la zona.

REFERENCIAS

Ayala, J. Ll., 2009. Detecció i recuperació de riscos naturals a través de les fonts documentals andorranes.Governd'Andorra.Recuperadodesde

https://www.cultura.ad/images/stories/Arxius/Documents/TreballsRecerca/Joan_Lluis_Ayala_Diaz.pdf Corominas, J., Baeza, C., Esgleas, J., y González, G., 1989. *Mapa de riscos geològics de la vall del Gran Valira i Valira d'Orient* [Mapa 1/25.000]. Trabajo no publicado, Departament d'Enginyeria del Terreny, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Catalunya y Conselleria de Serveis Públics, Govern d'Andorra, Andorra.

- Euroconsult, 2001. Estudi de la zonificació del terreny segons la seva problemática geológica-geotècnica. Ministeri d'Ordenament Territorial, Govern d'Andorra (edición Comuns) –cartografía a escala 1/5.000–.
- Euroconsult, 2002. Estudi de la zonificació del terreny segons la seva problemática geológica-geotècnica. Gran moviment de Vila-Beixalís. Ministeri d'Ordenament Territorial, Govern d'Andorra –cartografía a escala 1/2.000–.
- Margalef, A., 2015. *Estudi estructural i estratigràfic del sud d'Andorra*. Tesi doctoral Universitat de Barcelona. Recuperado desde

http://diposit.ub.edu/dspace/bitstream/2445/68683/6/02.AMP_ANNEX_1.pdf

- Planas, X; Corominas, J., Vilaplana, J.M., Altimir, J., Torrebadella, J., y Amigó, J., 2011. Noves aportacions al coneixement del gran moviment del Forn de Canillo. Principat d'Andorra. *Resúmenes XIII Reunión Nacional de Cuaternario*. Andorra.
- Planas, X., Gascón, C., Lopez-Mugartza J. K., y Belasko, M., 2018. *Anàlisi fisiogràfica de topònims andorrans d'arrel preromana. Una visió propera i tècnica del territori a través dels noms de lloc*. Andorra la Vella: Govern d'Andorra. Recuperado desde https://www.cultura.ad/images/stories/Llengua/Documents/2013_Analisi_toponims_AND.pdf

PROCEDIMIENTO MULTIDISCIPLINAR PARA LA DEFINICIÓN Y EXPLICACIÓN DE LAS PATOLOGÍAS EXISTENTES DEBIDAS A MOVIMIENTOS EN MASA Y RELLENOS ANTRÓPICOS EN EL I.E.S. VILLA DE ASPE Y SU ENTORNO, EN ASPE, ALICANTE

ISIDRO OCETE RUIZ (1), CARLOS ÁLVAREZ CALVO (1), FRANCISCO ÁNGEL UREÑA FERNÁNDEZ (1) y ANA MARÍA VILLENA RIVERA (1)

 Departamento de Geotecnia, Cemosa, Ingeniería y Control isidro.ocete@cemosa.es

RESUMEN

En este documento se recoge el procedimiento utilizado y que, desde el análisis aislado de cada disciplina en para el diagnóstico de un proceso patológico, permite tras su puesta en común validar dicho diagnostico mediante un enfoque multidisciplinar.

Esta validación del modelo permite tener la seguridad suficiente para emitir las recomendaciones de cara a la solución o mitigación de las patologías con un nivel adecuado de garantías.

1. INTRODUCCIÓN

El I.E.S. Villa de Aspe, un centro de enseñanza construido aproximadamente en el año 2.000 ha sufrido numerosas incidencias desde su construcción.

A pesar de haberse realizado una actuación en el año 2.005, consistente en el recalce de la cimentación mediante micropilotes y un tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de módulo controlado en la zona de pistas deportivas, las patologías han seguido produciéndose tanto en las edificaciones como en las zonas de pistas.

Con el objetivo de determinar el origen de las patologías y proponer las medidas conducentes a solucionarlas, se realizó un estudio de carácter multidisciplinar incluyendo la geología, hidrogeología, geofísica, ingeniería geológica e ingeniería de la edificación.

Durante las visitas se pudo observar la existencia de un importante paquete de rellenos localizados en varias zonas, con indicios de inestabilidades y deslizamientos (como se muestra en la figura 1) por este motivo, junto con las importantes pendientes presentes en la zona, se estableció la hipótesis de que el origen de las patologías podría deberse a fenómenos de inestabilidad de los rellenos, en conjunción con los colapsos asociados a este tipo de materiales.

Esta hipótesis de partida podía sostenerse en la práctica habitual en determinadas instalaciones públicas como pueden ser los centros educativos de utilizar los terrenos que requieren una menor

inversión para su adquisición y que, debido a esto, suelen presentar unas peores condiciones de cara a la construcción sobre ellos.

Con el objetivo de validar esta hipótesis se decidió abordar su análisis desde varias perspectivas de forma independiente, para que en el caso de coincidir confirmase la hipótesis planteada.

2. MARCO GEOGRÁFICO

La zona objeto de estudio, como se indica en la figura 2, se ubica en el sur del municipio de Aspe, situado en la provincia de Alicante, en el extremo meridional de la comarca del Medio Vinalopó, limitando al norte con Novelda, al este con Monforte del Cid, al sur con Elche y Crevillente y al oeste con Hondón de las Nieves y La Romana.

Esta comarca se encuentra bordeada por importantes sierras; la Sierra de Crevillente, la Sierra de Salinas, la Sierra del Cid y la sierra de Maigmó, alcanzando las tres últimas alturas superiores a los 1.100 m.



Figura Nº1.- Deslizamientos en material de relleno antrópico.



Figura Nº2.- Ubicación del I.E.S. Villa de Aspe.

El municipio de Aspe se encuentra a orillas del río Tarafa, principal afluente del río Vinalopó, y a una altitud de 238 metros sobre el nivel del mar.

3. MARCO GEOLÓGICO

La zona objeto de estudio se inserta plenamente en un territorio configurado por las directrices béticas, que vienen configuradas por grandes estructuras geológicas de dirección suroreste-noreste abarcando en términos generales desde la provincia de Cádiz hasta las Islas Baleares, en contacto con la meseta ibérica situada al norte, concretamente en la zona de contacto entre el Subbético y el Prebético meridional. Dentro de estas directrices béticas, dos son los accidentes que más han influido en la actual configuración de este territorio: por un lado, el accidente Cádiz – Alicante, y por otro, el que constituye la Fosa Estructural Triásica del Vinalopó. Nos encontramos con un espacio muy afectado por los procesos tectónicos y por un intenso diapirismo.

Los conjuntos litológicos más característicos de la zona se pueden clasificar geológicamente como:

- Subbético Alóctono. Caracterizado por el macizo Triásico-Jurásico-Cretácico de la zona, donde afloran principalmente rocas calizo-margosas, margas y conglomerados arcillosos muy litificados.
- Prebético de Alicante. Definido por Azema, corresponde al resto de los materiales que afloran en la región, caracterizado principalmente por facies de tipo intermedias en afloramientos de edad mesozoicos que no han sido incluidos en la categoría anterior.

Podemos discernir una serie estratigráfica y litológica en las zonas cercanas dominada principalmente por los materiales calizo-margosos de los sistemas Triásico, Jurásico y Cretácico sobre los que se disponen los materiales detríticos de las cuencas neógenas de la región.

4. TRABAJOS DE RECONOCIMIENTO

Se realizó un extenso estudio bibliográfico de la documentación técnica disponible de la zona, principalmente de carácter geológico, hidrogeológico y tectónico-estructural, así como la documentación facilitada por el Excelentísimo Ayuntamiento de Aspe, que incluía el Informe Geotécnico realizado en el Proyecto, así como informes y proyectos de las diversas actuaciones llevadas a cabo sobre estas incidencias, con el objetivo de adquirir un conocimiento profundo de la zona que sirva como punto de partida para abordar los trabajos con garantías.

Con el objeto de conocer la evolución geomorfológica de la zona en estudio se realizado un reconocimiento sobre la fotografía aérea histórica existente desde el año 1945 hasta la actualidad, contando con un total de doce imágenes históricas.

Durante la realización de este trabajo se realizaron varias visitas a la zona y su entorno, por parte de técnicos especializados en diversas disciplinas con el objetivo de reconocer las edificaciones, las patologías existentes y su entorno.

En estas visitas se documentó fotográficamente las características de la zona y se cartografio en detalle la geología de la zona. También se realizó un inventario de las incidencias observadas en el IES Villa de Aspe y otros centros educativos en su entorno, como el C.E.I.P. La Paloma, el C.E.I.P. Vistahermosa y el I.E.S. La Nía, registrándolas también en un archivo fotográfico.

Además de contar con la información contenida en los distintos informes geotécnicos facilitados por el Excelentísimo Ayuntamiento de Aspe, se realizó una campaña de reconocimientos en campo, consistentes en los siguientes tipos:

- 10 sondeos mecánicos y rotativos con extracción continua de testigo.
- 13 ensayos de penetraciones dinámicas y continuas de tipo DPSH.
- 8 calicatas de reconocimiento.
- 20 ensayos en sondeo de permeabilidad Lefranc.
- 12 ensayos presiométricos.
- 1 ensayo de bombeo
- 2 perfiles de tomografía eléctrica de 200 m.

Las principales incidencias identificadas instrumentadas mediante la instalación de 6 fisurómetros biaxiales y se dispuso de un clinómetro en la parte superior de la esquina más afectada del I.E.S. Villa de Aspe, para poder estudiar el proceso patológico de las edificaciones.

5. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA

Uno de los análisis que se realizó consistió en una evaluación de la evolución geomorfológica para tratar de determinar las zonas en las que se habían producido los rellenos en una mayor medida.

Por otra parte, tomando de base los resultados de la campaña geotécnica y mediante software de tratamiento geoestadístico, se estudió la distribución de los rellenos detectados y se generó la superficie del contacto entre el material de relleno y el terreno natural.

También se realizó el análisis de los daños observados para tratar de determinar el origen de estas patologías. Este análisis se realizó por parte de un equipo de ingeniería de la edificación desconocedor de la hipótesis planteada, se determinó así con objeto de evitar posibles inducciones a este análisis.

El progreso y los resultados obtenidos de estos estudios se detallará a lo largo del presente artículo.

A pesar de la hipótesis planteada, también se evaluó la hidrogeología de la zona y los posibles problemas geotécnicos que podrían tener influencia en las patologías, como pueden ser la expansividad, la colapsabilidad y la capacidad portante del terreno natural.

6. EVOLUCIÓN GEOMORFOLÓGICA

En el estudio de la evolución geomorfológica se pudo comprobar la evidencia un área de un relieve muy desarrollado sobre todo en la zona que en la actualidad donde se ubican los centros de Vistahermosa y Villa de Aspe. Por el contrario, las zonas más al Norte y ocupadas en la actualidad por los centros educativos La Paloma y La Nía, indican áreas parcialmente abancaladas de uso netamente agrícola con un relieve muy planar, en contraposición con la situada más al Sur, como ya se ha indicado.



Figura N°3.- Foto aérea del periodo comprendido entre 1973 y 1986 donde se han marcado los límites de los centros educativos existentes. Facilitada por el Ayuntamiento de Aspe.

Se interpretaron dos paleo-cauces

importantes en toda la serie de ortofotografías de las que se dispuso entre los años 1956 y 1986,

estas interpretaciones se indican en las figuras 3 y 4. Uno primero más al Este que discurría sensiblemente por el sector del central de edificio principal del I.E.S. Villa de Aspe y continuaba hacia la zona de las pistas deportivas. Otro paleocauce más al Oeste que discurría en la zona del complejo principal en ese sector y afectando claramente a las pistas.

Esta geomorfología pretérita coincide sensiblemente con las zonas de patologías observadas, justificando en gran parte el origen de estas.

En la imagen del año 1988 evidencia un importante desarrollo urbanístico de la zona más al Norte del área en estudio. Que ya en la fotografía del año 1993 evidencia la actuación de



Figura Nº4.- Detalle de la foto anterior donde se aprecia claramente un paleo-relieve y su ubicación con respecto a las instalaciones del I.E.S. Villa de Aspe.

relleno y nivelado de la zona que en la actualidad ocupa el Villa de Aspe apreciándose auténticos caminos donde antaño se referían relieves importantes. Además, se encuentra desarrollado el encauzamiento existente al Sur de la zona en estudio y el camino paralelo que lo acompaña. Se acompaña un detalle de la fotografía del año 1993 (figura 5), donde se indican dos importantes paleo-cauces que afectan notablemente al sector no construido entre el centro La Nía y el Villa de Aspe, y modo significativo a la zona de las pistas y gimnasio de este último.



Figura Nº5.- Paleo-relieves interpretados con indicación de sentido (líneas amarillas discontinuas) a partir de la foto del año 1993.

En la imagen del año 2002 ya ha sido construido

el centro Villa de Aspe, con una fisonomía similar a la actual. Especialmente singular es el que

entre la imagen del año 1993 y la del año que nos ocupa se ha construido la calle Antonio Ayala, junto con la calle Pintor Pastor Calpena y la calle Isaac Albéniz, además de la glorieta que las une.

De la misma manera, en la figura 6, se aprecia como finalmente se ha rellenado los relieves observados en la fotografía anterior e incluso se observar claramente el continuo relleno de la zona con abundantes "aborregamiento" de vertidos de antrópicos. La historia geomorfológica de la zona, desde el primer año estudiado hasta el momento referido parece que el área ha sido un sector tradicional de vertidos.

Hasta el año 2007 se observa la intensa actividad antrópica al Oeste de los Centro de C.E.I.P. Vistahermosa y al I.E.S. Villa de Aspe y aparentemente desde el año 2009 hasta la actualidad la actividad antrópica en el sector más afectados ha cesado.

Las imágenes parecen indicar que desde el año 2012 las pistas deportivas del centro Villa de Aspe han dejado de estar en servicio, en la figura 7 se puede observar su falta de mantenimieno.



Figura Nº6.- Detalle de la imagen del año 2002 donde se observan los "aborregamientos" referidos en el texto.



Figura N°7.- Foto aérea actual en que se puede observar la morfología actual de la zona.

7. ANÁLISIS GEOESTADÍSTICO DE LOS RELLENOS ANTRÓPICOS

En un trabajo de esta índole es conveniente localizar la situación exacta de los rellenos de carácter antrópico y la profundidad que estos presentan.

Para la elaboración de este tipo de planos, los métodos de estudio utilizados han sido los basados en distintos modelos matemáticos impuestos para la simulación de superficies, tales como Modelos de Distancia Inversa, Modelos de Mínima Curvatura y Modelos de Cuadrados Mínimos (Kriging).

Finalmente se ha optado por el empleo de Modelos de Cuadrados Mínimos o Kriging, debido a que ha supuesto un mayor grado de similitud obtenido para las superficies conocidas, y su posterior aplicación para los parámetros correspondientes a la superficie que representa el relleno o el material competente.

La finalidad del Mapa de Espesor del Material competente es la de poder determinar de forma rápida y sencilla el espesor del relleno en cualquier punto del terreno englobado en el ámbito del estudio.

Desde un punto de vista mecánico-geotécnico la existencia de rellenos supone una problemática relacionada con el bajo e irregular grado de compactación que presentan. Esta condición puede repercutir, en mayor o menor medida, propiciando el desarrollo de asientos imprevisibles en las mismas. Todo esto justifica la realización de este tipo de mapas de espesor de material de relleno.

A continuación, adjuntamos el Plano de Espesor del Material de Relleno donde puede observarse básicamente una distribución de curvas de nivel, dispuestas en intervalos y representativas de la profundidad del material de relleno en cada zona.

En el Plano de Espesor de Material de Relleno, recogido en la figura 8, se estableció una gradación de color en base al espesor de estos, en tonos cian, se encuentran las zonas que presentan los menores espesores, inferiores a 1 metro, y que no revisten importancia. En tonos verdes se encuentran las zonas en las que los espesores del relleno se encuentran entre 1 y 5 m. que, si bien ya presentan una importancia a tener en cuenta, siguen permitiendo sobrepasarlos con cimentaciones semiprofundas, mediante pozos o vigas corridas, en el caso de cimentaciones. El resto de colores, variando de amarillo a rojo, pasando por tonos naranjas, representan los mayores espesores de rellenos de hasta 20 m. En estas zonas, será necesario recurrir a modelos de cimentación profunda en el caso de edificaciones.

La representación de las distintas curvas de nivel nos va a permitir distinguir entre



Figura Nº8.- Plano cromático de espesor del Material de Relleno.

aquellas zonas con un alto espesor de relleno, de aquellas en las que éste constituye una ligera película o incluso no llega a aparecer.

Con el Plano de Espesor del Material de Relleno quedan por fin establecidas las distintas profundidades que alcanza el relleno en cada zona. El paso siguiente será el de localizar la cota topográfica de todo material consistente, o lo que es lo mismo, la cota del material competente, el cual debe ser capaz de presentar los parámetros geotécnicos necesarios para su uso en edificación

Para el desarrollo de este plano hemos utilizado un esquema muy similar al empleado para la

realización del Plano de Espesor de Material de Relleno, la variación más significativa que se ha introducido ha sido que se ha tenido en cuenta la cota topográfica y la profundidad de afloramiento material competente en los diferentes del reconocimientos, para obtener la cota de afloramiento de estos, y mediante la aplicación de modelos matemáticos anteriormente los mencionados, hemos realizado un laborioso análisis de los diversos parámetros empleados.

En el Plano de Cota Topográfica del Material Competente queda definido por la distribución de distintas curvas de nivel las cuales, podríamos decir, presentan un significado especial. Las curvas de nivel representan la cota topográfica a la que se encuentra el material competente.

Para una mejor visualización de la zona en base a este plano, se ha generado la superficie tridimensional, que se muestra en la figura 9, que formaría el contacto entre el material competente y el material de relleno. La vista isométrica de esta superficie se adjunta a continuación sobrepuesta al



Figura Nº9.- Superficie tridimensional del techo del Material Competente.

propio Plano de Cota Topográfica del Material Competente.

8. ANÁLISIS PATOLÓGICO

Para el análisis de un problema constructivo debemos conocer su proceso, su origen, sus causas, su evolución, sus síntomas y su estado. Este conjunto de actuaciones es el que conforma el proceso de patología a analizar y se agrupa de un modo secuencial.

En dicha secuencia temporal del proceso de cualquier patología se distinguen tres partes claramente diferenciadas: el origen, la evolución y el resultado final. Para el estudio y análisis del proceso patológico ha de realizarse la secuencia al inverso, es decir, empezar por observar las lesiones, después el síntoma para llegar a posteriori a determinar el origen de las mismas.

En nuestro caso, se comezó el estudio patológico realizando un análisis de la documentación obtenida con objeto de conocer en detalle las características de la edificación.

Posteriormente, el personal de CEMOSA se desplazó a obra para realizar inspecciones visuales con objeto de identificar los daños y lesiones que presenta la edificación objeto de estudio, realizando un levantamiento de los mismos de forma que, en una fase posterior y una vez recopilados todos los datos de daños así como los referentes a tipología y características estructurales, se puedan establecer de forma inequívoca las causas que han originado los daños y patologías existentes en diferentes zonas y elementos del inmueble.

Durante los trabajos, se realizó el seguimiento de los daños por movimientos y basculamiento de bloques estructurales, que se denota en las juntas de dilatación entre módulos. Para ello se dispuso un clinómetro y seis fisurómetros bidimensionales. De esta forma se consigue tener un seguimiento real de la actividad patológica o si por el contrario ésta misma se encuentra estabilizada.

En cinco de los fisurómetros instalados, se pudo observar un movimiento de apertura en sentido

horizontal y desplazamiento en eje vertical de las juntas de dilatación instrumentalizadas, en el fisurómetro restante, instalado en fisura en unión entre fábrica de ladrillo y pilar, se observa pequeño movimiento de esta considerado despreciable.

El clinómetro mostró una evolución del movimiento de basculación de uno de los módulos estructurales.

Por tanto, a la vista de estos resultados, se pudo concluir que el proceso patológico no se encontraba estabilizado.

Los edificios presentaban los siguientes daños

- Apertura de las juntas de dilatación y movimientos relativos entre módulos estructurales contiguos.
- Fisuras de tipo vertical, inclinado y horizontal tanto en elementos de cerramiento como en elementos estructurales de hormigón armado.
- Descuadre generalizado de ventanas y puertas.
- Daños por fisuras en tabiquería interior y desprendimientos localizados de alicatados.

El análisis de los daños juntamente con el estudio de las características de la cimentación proyectada y ejecutada y del terreno existente bajo la misma, indica de forma inequívoca como origen del proceso patológico el asiento de la cimentación con carácter diferencial entre los módulos estructurales.

9. CONJUNCIÓN DE LOS DIFERENTES ANÁLISIS

Tras la realización de los diferentes análisis se descartó que la hidrogeología, así como problemas asociados al terreno consistente, pudiesen tener una incidencia a tener en cuenta en el desarrollo del proceso patológico.

Por otra parte, se pudo comprobar la existencia de rellenos de naturaleza antrópica de consistencia o compacidad reducida. En cualquier caso, debe considerarse que desde un punto de vista mecánico-geotécnico, este material se caracteriza por presentar bajo e irregular grado de compacidad, siendo imprevisibles los asientos que se pueden producir. Por tal motivo, no lo consideramos apto para cimentar directamente sobre él.

El espesor de estos rellenos fue muy variable, asociado principalmente al nivelado de los paleocauces existentes hasta 1993 y que en el análisis geoestadístico se pudo comprobar, que la ubicación coincidía perfectamente con la morfología pretérita, como se aprecia en la figura 10.



Figura Nº10.- Imagen de los paleocauces detectados en el análisis del a evolución geomorfológica y el análisis geoestadístico de los rellenos antrópicos.

El origen de los daños presentes en las edificaciones también coincide en naturaleza y ubicación con la presencia de rellenos de naturaleza antrópica de espesor variable y con mayor potencia en las zonas al este del I.E.S. Villa de Aspe, la zona en la que se ubicaban los paleocauces rellenados.

Como se puede apreciar en la figura 10, la zona de mayor concentración de relleno, al ser la que una menor cota topográfica presentaba en su origen es sobre la que se ubican actualmente las pistas deportivas y que presentan un desarrollo de la patología que, como se puede observar en la figura 11, imposibilita su uso.



Figura Nº11.- Estado de las pistas deportivas.

10. ZONIFICACIÓN DE RIESGOS Y RECOMENDACIONES PARA NUEVAS INSTALACIONES EN LA ZONA

Tras la diagnosis del origen de la patología del existente, se procedió a realizar un plano de riesgos, que se incluye en la figura 12, que pueda servir de referencia para la planificación de actuaciones que se pretendan realizar en la zona.

En el contexto propio de este trabajo y definido por el área ocupada por los centros educativos los riesgos geológicos y geotécnicos son los siguientes:

- Existencia de rellenos de naturaleza antrópica de consistencia o compacidad reducida. En cualquier caso, debe considerarse que desde un punto de vista mecánico-geotécnico, este material se caracteriza por presentar bajo e irregular grado de compacidad, siendo imprevisibles los asientos que se pueden producir. Por tal motivo, no lo consideramos apto para cimentar directamente sobre él.
- Zonas con accidentes tectónicos y más concretamente fracturas de tipo normal, que se detectaron en una pequeña área en la parte sureste de la zona de estudio. Estas zonas suelen ser comprometidas por la existencia de materiales muy alterados y fracturados.

En función de esos riegos se ha realizado un plano donde se indica la "peligrosidad" geológicageotécnica d ellos materiales existentes y sus condicionantes. De esa manera, se han zonificado cuatro grupos de gravedad de riesgos siguiendo una clasificación gráfica de tipo semafórica. Es importante referir que los límites entre zonas no deben ser entendidos como contactos "fronterizos" sino como una zona transicional de anchura desconocida e interpretable. Lo grupos definidos han sido los siguientes:

1.- Riesgos geológicos y geotécnicos altos a muy altos: En estos casos se ha establecido que la calidad del terreno es baja y está condicionada por la existencia de rellenos antrópicos de espesor importante (>4 m hasta superiores a 18 m.) o la presencia de accidentes de tipo tectónico.

El caso de espesores de rellenos antrópicos importantes se aprecia claramente en el centro educativo Villa de Aspe, prácticamente en toda su extensión haciéndose claramente muy importante conforme nos desplazamos hacia el Oeste, de dicho centro.

Como se ha podido comprobar las mayores patologías se desarrollan en la zona más Oeste de ese centro y en las pistas existentes, coincidente con los mayores espesores de rellenos antrópicos.

2.- Riesgos geológicos y geotécnicos medios a moderados: Estas zonas están caracterizadas por presentar espesores de rellenos antrópicos entre 2 y 4 m.

Estas zonas se sitúan mayoritariamente en las zonas de las pistas del centro Vistahermosa además de los límites más al Norte de la zona estudiada. Se ha detectado además en algún área de Sur del centro Villa de Aspe.

3.- Riesgos geológicos y geotécnicos bajos o someros: Estos sectores, representados en tonos verdes, indican áreas con espesores de relleno antrópico inferiores a 2 m.

Estos riesgos bajos o someros afectan a la mayoría de las áreas ocupadas por los centros La Paloma y La Nía.



Figura Nº12.- Zonificación de riesgos geológicos y geotécnicos.

Tras la realización de la zonificación de riesgos y con objeto del aporte de unas valoraciones muy indicativas, desde el punto de vista geotécnico, para una fácil y rápida aplicación práctica en estudios preliminares, anteproyectos o trabajos de campo, se ha realizado un Plano de Condiciones de Cimentación que ha asimilado toda la información expuesta en los planos anteriores y en definitiva en todo el trabajo, este plano se puede observar en la figura 13.

En un primer lugar y tras haber elegido el modelo geotécnico a llevar a cabo, describiremos aquellas zonas del terreno que consideramos de buena calidad para la cimentación.

Seguidamente y en función de las profundidades a las que se encuentre el material competente, estableceremos posibles tipos de cimentación.

En este punto haremos mención a la importante relación que existe entre ambos planos, ya que el Plano Litológico nos permite reconocer los "materiales tipo" y nos facilita el entendimiento que nos ocupa.



Figura Nº13.- Condiciones referentes a los modelos de cimentación establecidos.

11. CONCLUSIONES

La realización de forma independiente de los diferentes análisis realizados, permiten validar con garantías un modelo, en aquellos casos en los que las conclusiones coincidan, al tener la certeza de que no ha existido el condicionamiento entre los análisis realizados.

Esta validación en el diagnóstico de un proceso patológico dotará de un punto de partida con unas garantías suficientes a las acciones correctoras que se propongan sean para su solución definitiva o para mitigar el desarrollo de este proceso.

En el caso que nos ocupa, permitió definir el origen en el paquete de rellenos de naturaleza antrópica vertidos durante la nivelación de la zona, y que presenta dos condicionantes básicos para la patología, los asientos asociados a la consolidación de estos, así como inestabilidades localizadas en las zonas de mayor pendiente, que si bien no tienen una magnitud suficiente para poner en riesgo las zonas aledañas, si que descomprimen el terreno sobre ellos pudiendo aumentar la envergadura de los daños en las edificaciones y pistas.

No obstante, la solución para ambas situaciones pasa por recalzar las cimentaciones existentes,

de forma que queden soportadas por el terreno consistente detectado bajo los rellenos antrópicos.

Del análisis de la actuación de recalce y mejora realizada previamente en el I.E.S. Villa de Aspe, pudimos deducir, que en cuanto al recalce no alcanzó el terreno competente referido, al menos en todas las zonas y que la mejora mediante columnas de módulo controlado no fue suficiente en cuanto a la profundidad alcanzada ni en cuanto a la densidad de las columnas.

Los planos aportados de Zonificación de Riesgos Geológicos y Geotécnicos y de Condiciones de Cimentación, si bien los límites entre sus zonas no deben ser entendidos como contactos "fronterizos" sino como una zona transicional de anchura desconocida e interpretable, permiten definir de una forma sencilla las actuaciones para nuevas construcciones, así como los modelos de recalce de las cimentaciones actuales.

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LADERAS MEDIANTE MACRO-ELEMENTOS A ESCALA REGIONAL

J. SÁNCHEZ FORNIA (1), J. VAUNAT (2)

(1) Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE) Universidad Politècnica de Catalunya (UPC) jatnna.alexandra.sanchez@upc.edu

(2) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
 Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (ETSCCP)
 Universidad Politècnica de Catalunya (UPC) – Centro Internacional de Métodos
 Numéricos en Ingeniería (CIMNE)
 jean.vaunat@upc.edu

RESUMEN

La modelación numérica de la respuesta de laderas naturales bajo acciones climáticas a escala regional requiere una capacidad de cálculo actualmente fuera de alcance. Una alternativa consiste en usar modelos reducidos, entre ellos los llamados "macro-elementos", propuestos inicialmente por Nova & Montrasio (1991) para evaluar asientos en cimentaciones. En este artículo, se presenta un modelo preliminar de macro-elemento que permite evaluar la estabilidad de taludes reduciendo la ladera a un punto sometido a un esquema de fuerzas actuantes y resistentes, considerando una ley constitutiva basada en la teoría de la plasticidad asociada con endurecimiento. El modelo se valida mediante comparación con cálculos elementos finitos (FEM). Los resultados obtenidos abren la posibilidad de considerar este tipo de modelo para analizar a bajo coste zonas a roturas en áreas amplias.

Nova, R. & Montrasio, L. 1991. Settlements of shallow foundations on sand. Géotechnique, vol. 41, No 2, pp. 243–256.

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos de laderas representan el tercer riesgo natural más importante en el mundo, después de los sismos e inundaciones. Significan perdidas en vidas humanas y económicas de gran transcendencia para las sociedades de muchos países. La reducción de ese riesgo requiere diversas actuaciones: adaptación de las estructuras e infraestructuras amenazadas para limitar las consecuencias del desastre, sistemas de prevención temprana para evacuar las zonas en peligro, reforzamiento de las laderas para reducir la probabilidad de ocurrencia de las roturas, medidas de contención de los factores desencadenantes (infiltración, caídas de bloques, etc.), entre otras. En todos los casos, la efectividad de estas medidas se ve reforzada cuando su diseño se basa en un conocimiento previo de las características de la amenaza frente a los factores desencadenantes en el contexto del entorno climático, geológico, hidrogeológico y geotécnico existente (mecanismo interno de evolución de la ladera hacía la rotura, área afectada por la rotura inicial, volumen y velocidad de la masa que desliza, alcance del movimiento, ...).

A escala de un talud, el estudio de la evolución de la ladera hacía la rotura, las condiciones de rotura y el posterior movimiento involucra actualmente el uso de herramientas sofisticados (MEF, MPM, SPH, ...) capaz de considerar aspectos tales con la geometría tridimensional, el

1

mecanismo de rotura progresiva, el efecto de las variables atmosféricas y ambientales o los grandes desplazamientos pos-rotura. Si bien se puede considerar que estas herramientas proporcionan en este momento métodos de cuantificación precisos a la escala mencionada, implican realizar cálculos con costes computacionales altos, incompatibles con el uso de estas mismas herramientas a una escala mayor, sea cuenca o región.

En consecuencia, la evaluación de las posibles amenazas y sus características a la escala de una cuenca o de una región se sigue basando esencialmente en métodos de búsqueda de combinaciones de factores (tipo de suelo, inclinación del talud, uso del terreno, ...) con diversos grados de sofisticación (ponderación heurística, estadística, redes neurales, machine learning,...). Una problemática recurrente a este tipo de método reside en la estimación del contorno de zona a rotura a partir del mapa pixelada de la combinación de factor.

En este artículo, se propone un método para proporcionar un puente entre la evaluación de las características de la amenaza a la escala de un talud, tratada mediante la resolución de un problema de contorno, y la evaluación regional. Se basa en la definición de un modelo mecánico reducido, dónde el talud se considera con un punto sometido a un esquema de fuerzas. Este método adapta técnicas existentes enmarcados en la teoría de los macroelementos, propuesta por Nova & Montrasio (1991) para estimar los desplazamientos de una cimentación sometido a un esquema de fuerzas y momentos, y posteriormente aplicada a varias problemáticas: interacción suelo-estructura bajo solicitación sísmica (Mylonakis & Gazetas, 2000; Grange et al. 2009), respuesta 3D cíclica de cimentaciones superficiales (Salciarini & Tamagnini, 2009), comportamiento de pilotes en arena (Li et al., 2014), comportamiento de cimentaciones tipo cajón (Jin et al., 2019).

El método del macroelemento para taludes presentado en este artículo, tiene como objetivo de estimar la estabilidad del talud, la superficie afectada y el volumen potencialmente a rotura, Se describe el método, las ecuaciones y se muestra primeros ejercicios de validación mediante comparación con cálculos elementos finitos (FEM).

2. METODOS BASADO EN MACRO-ELEMENTOS

El concepto de macro elemento ha sido utilizado en diversas ramas de la ingeniería, donde ofrece un enfoque basado en la descomposición de dominios para modelizar de forma eficiente efectos locales en problemas grandes (Snack et al., 1998). En geotécnica, esa técnica se desarrolló por primera vez como una herramienta cómoda para la predicción rápida y concisa de la respuesta de fundaciones poco profundas (Nova & Montrasio, 1991). Consiste en considerar la cimentación como un punto sometido a un esquema de fuerza horizontal H, vertical V y a un momento M cuya aplicación por encima de un cierto umbral provoca un desplazamiento horizontal u, un desplazamiento vertical v y una rotación θ . El problema se formaliza como un problema plástico en el espacio de las fuerzas generalizadas (H, V, M) y de los desplazamientos generalizados (u, v, θ). La figura 1 muestra la proyección en los diagramas V-H y V-M de la envolvente plástica considerada por Nova & Montrasio (1991). Esta envolvente define el sitio de inicio de desplazamientos generalizados (u, v, θ) bajo esquemas de carga (H, V, M).



(adaptado de Nova y Montrasio, 1991)

Figura 2 Envolvente plástica en el diagrama: a) V (fuerza vertical) - H (fuerza horizontal) y b) V - M (momento normalizado).

La forma de la envolvente plástica se definió con base en criterios existentes de fallo de cimentación bajo carga inclinada e excéntrica:

$$F(H, V, M, V_c) = H^2 + M^2 - \alpha V^2 (1 - V/V_c)^{2\beta} = 0$$
(1)

dónde α y β son dos parámetros característicos de la cimentación y V_c es la fuerza vertical máxima aplicada durante la historia de la cimentación. El desplazamiento horizontal, vertical y la rotación se expresan considerando una ley de flujo asociada:

$$u = \partial F / \partial H \, d\lambda$$

$$v = \partial F / \partial V \, d\lambda$$

$$\theta = \partial F / \partial M \, d\lambda$$
(2)

dónde λ es el multiplicador plástico, medida de la magnitud de los desplazamientos generalizados. El modelo se completa finalmente por la ley de endurecimiento que asocia la magnitud del desplazamiento generalizado a la fuerza máxima histórica V_c :

$$V_c = 1 - \exp(\sqrt{Au^2 + Bv^2 + C\theta^2}) \tag{3}$$

668

Los desplazamientos se calculan siguiendo el formato clásico de la plasticidad. Una vez verificado que el esquema de fuerza se encuentra en la envolvente plástica, se calcula el incremento de multiplicador plástico usando la condición de consistencia dF = 0. A partir de $d\lambda$, se calculan los incrementos de desplazamiento horizontal, vertical y el incremento de rotación y se actualiza el sistema. La no linealidad se suele resolver mediante un esquema de Newton Raphson.

Este esquema pionero fue enriquecido en trabajos posteriores mediante la consideración de una ley elástica en el interior de la envolvente plástica, la generalización del procedimiento al caso 3D (Cremer et al., 2001, 2002; Grange et al., 2009; Li et al, 2014) y la consideración de leyes hipoplásticas por modelizar efectos cíclicos (Salciarini & Tamagnini, 2009). En todos estos trabajos, la ecuación de la envolvente plástica se definió, o con base en resultados experimentales, particularmente en centrifuga, o mediante derivación analítica usando análisis límite.

La aplicación de este concepto al caso de un deslizamiento tiene una problemática añadida: el peso de la masa a rotura, que depende del mecanismo de rotura, debe entrar como fuerza destabilizadora. Se presenta a continuación una formulación que toma en cuenta esta característica para el caso de un deslizamiento planar en un material regida por la ley de fricción de Mohr-Coulomb.

3. FORMULATION DE UN MACROELEMENTO EN EL CASO DE UNA ROTURA PLANAR

Con fines de ilustración, se considera el caso sencillo de un mecanismo de rotura planar ocurriendo en un talud caracterizado por dos pendientes β_1 y β_2 (Figura 2). ψ corresponde al ángulo de la base de la cuña a rotura.



Figure 2 Geometria del talud y esquema de rotura considerado para el macro-elemento.

En este caso, la fuerzas y los desplazamientos generalizados se limitan a sus componentes horizontales y verticales:

$$\{Q\} \equiv \begin{pmatrix} H\\ V \end{pmatrix} \tag{4}$$

$$\{q\} \equiv \binom{u}{v}$$

En caso de un material sin cohesión, el criterio de rotura a lo largo del plano AC se escribe:

$$T = N \tan \phi \tag{5}$$

dónde T y N son respectivamente las fuerza tangente y normal al plano. Ecuación (5) se puede expresar en función de las fuerzas horizontales y verticales:

$$H = V \tan(\psi - \phi) = V \frac{(\tan \psi - \tan \phi)}{1 + \tan \psi \tan \phi}$$
(5)

dónde H y V incluyen las componentes del peso de la cuña, de las fuerzas aplicadas sobre el talud y de la presión de agua. Existe además una relación entre tan ψ y el peso de la cuña V_c :

$$\tan \psi = \frac{a_1 V_c + b_1}{V_c + b_2} \tag{6}$$

a1, b1 y b2 son coeficientes que dependen de los ángulos β_1 , β_2 y del peso volumétrico del material. Introduciendo (6) en (5) resulta en la siguiente expressión para la envolvente plástica.

$$(H, V, V_k) = H - V \left[\frac{V_c A_1 + B_1}{V_c A_2 + B_2} \right] = 0$$
(7)

dónde A_1 , A_2 , B_1 y B_2 son coeficientes de forma del talud que incluyen además el peso volumétrico del material. V_k es la variable de historia del modelo y representa el peso de la cuña a rotura. La Figura 3 muestra la forma resultante de la envolvente plástica para el caso de un material de fricción 30° y peso específico 16.8 kN/m³. H representa la fuerza necesaria para la contención del talud.



Figure 3 Envolvente plástica del macro-elemento para un material no cohesivo, con fricción de 30° y peso específico de 16.8 kN/m³.

La ley de flujo proporciona los desplazamientos y se considera asociada.

$$du = \frac{\partial F}{\partial H} d\lambda$$

$$dv = \frac{\partial F}{\partial V} d\lambda$$
(8)

El modelo se completa con la ley de endurecimiento:

$$dV_k = \chi d\nu \tag{9}$$

La formulación se extiende fácilmente al caso de un material con cohesión y un talud con presiones de agua:

$$f(Q, V_k) \equiv (H_{ad} + H_c + H_{wp}) - (V_k + V_{ad} + V_c + V_{wp}) \left[\frac{V_k A_1 + B_1}{V_k A_2 + B_2}\right] = 0$$
(10)

 H_c , H_{wp} , V_c , V_{wp} son las componentes horizontales y verticales de la cohesión y presión de agua.

El modelo desarrollado se puede usar en un procedimiento de análisis plástica incremental, calculando desplazamientos resultando de la aplicación de fuerzas o *vice-versa*. En este caso los resultados se ven controlados por ley de endurecimiento (9).

El modelo puede también usarse en un procedimiento de análisis límite, aplicando incrementos de desplazamiento horizontal hasta tener estabilización de la fuerza horizontal. En este caso, el resultado final es independiente de la ley de endurecimiento que controla unicamente la velocidad de convergencia al estado estacionario. Es este procedimiento que se considera para definir las zonas potenciales a rotura en una ladera y que se ilustra en la sección siguiente.

El procedimiento de análisis límite consiste en usar la ley de flujo (8) para calcular $d\lambda$ y dv a partir de du y la ley de endurecimiento para calcular el incremento asociado del peso de cuña dV_c (que corresponde también a una rotación del ángulo ψ). El cálculo se para cuando dv = 0, sea en el vértice superior de la envolvente plástica. De esta forma, se ha encontrado el mecanismo de rotura que maximiza la disipación. El procedimiento se ha verificado con la solución de Coulomb.

4. CASO ILUSTRATIVO

Para ilustrar el método propuesto se ha seleccionado una ladera tipo cuya geometría se muestra en la Figura 4. El cálculo se realiza en un proceso iterativo, en la búsqueda de kernels a rotura (H = 0) saliendo de los distintos quiebres de la geometría. El kernel puede ser simple (kernel 1) o múltiple (kernel 2). En este último caso. el peso de la cuña cumula el peso de los kernels simples que la componen.



Figure 1 Geometría de la ladera considerada para ilustrar el método.

| Е | С | Ψ | ϕ | ν | γ_{soil} | $\gamma_{sat-soil}$ |
|--------|-------|-----|--------|------|-----------------|---------------------|
| (kPa) | (kPa) | (°) | (°) | (-) | (kN/m^3) | (kN/m^3) |
| 15,500 | 3.50 | 38 | 38 | 0.30 | 20.0 | 21.0 |

Tabla 1 Parametros del material

Los parámetros del material se indican en la Tabla 1. Los resultados obtenidos con el macroelemento se comparan con un análisis por Elementos Finitos usando parámetros elásticos rígidos.



Figure 2 Superficies de deslizamientos criticas obtenidas en el caso de suelo cohesivo -friccionante con nivel freatico en el pie de la ladera: a) macroelemento, b) FEM

En el primer caso, con el nivel freatico en el pie del talud, las superficies de rotura obtenidas mediante ambos métodos identifican varias zonas de falla en la ladera. En la evaluación de

estabilidad de taludes mediante MEM los planos potenciales de deslizamiento se encuentran a diferentes ángulos de aproximadamente 44.33° y 42.5° respecto a la horizontal en diferentes zonas de la ladera de estudio (en el pie y próxima al escarpe superior). El área de masa de suelo a rotura es de aproximadamente 1,322.8 m² y 4,603.9 m² respectivamente de masa de suelo susceptible a deslizar. En el análisis mediante FEM se identifica una zona a rotura en la zona alta de la ladera que concuerda razonablemente con la obtenido con el macro elemento. En la base del talud, el análisis Elementos Finitos muestra una zona plástica incipiente.

En una segunda etapa, se evaluaron las zonas a rotura para distintas profundidades del nivel freático, considerado paralelo a la superficie del talud. Las zonas a rotura no se ven visiblemente afectadas cuando el nivel freático se encuentra a 3 m, 2m o 1m. Con un nivel de agua en superficie, aparece una nueva zona a rotura, situada en la parte intermedia del talud.



Figure 6 Zonas a roturas obtenidas para distintos niveles freáticos.

5. CONCLUSIÓN

En este trabajo se ha presentado un modelo reducido basado en el concepto de macroelemento para analizar zonas potenciales de rotura a una escala que supera la capacidad computacional de los análisis numéricos basados en problemas de contorno.

El modelo se basa en una envolvente plástica expresada en términos de fuerzas que se define a partir del criterio a rotura por corte de Mohr -Coulomb y que hace intervenir el peso de la cuña a rotura como variable de historia. El modelo se ha aplicado al caso de roturas planas bidimensionales en laderas cuya geometría se define por segmentos y con nivel de agua variable. Los resultados se comparan favorablemente con los obtenidos por un cálculo Elementos Finitos. Estos resultados preliminares permiten considerar futuros desarrollos orientados a la inclusión de superficie de rotura no planar, del momento y rotación en las variables de control y de modelos tridimensionales.

REFERENCIAS

Cremer, C., Pecker, A., and Davenne L. 2001. Cyclic macro-element for soil structure interaction - Material and geometrical non linearities. Num. Methods in Geomech., 25:1257-1284.

Cremer, C., Pecker, A., and Davenne, L. (2002). Modelling of nonlinear dynamic behavior of a shallow strip foundation with macro-element. Journal of Earthquake Engineering, 06:175–211.

Grange S., Kotronis P. and Mazars J. 2009. A macro-element to simulate 3D soil-structure interaction considering plasticity and uplift. International Journal of Solids and Structures, 46(20):3651-3663.

Jin Z., Yin Z-Y, Kotronis P., Li Z. and Tamagnini C. 2019 A hypoplastic macroelement model for a caisson foundation in sand under monotonic and cyclic loadings. Marine Structures, 66, 2019, 16-26.

Li Z., Kotronis P. & Escoffier S. 2014. Numerical study of the 3D failure envelope of a single pile in sand. Computers and Geotechnics, 62:11–26.

Mylonakis G. and Gazetas G. 2000. Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental?, Journal of Earthquake Engineering, 4(3):277-301.

Nova, R. and Montrasio, L. (1991). A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand. Géotechnique, 41:243–256.

Salciarini D and Tamagnini, C. 2009. A hypoplastic macroelement model for shallow foundations under monotonic and cyclic loads. Acta Geotechnica, 4:163-176.

Snack, E, Srikai, Sz. and Türke, K. 1998. Local effects in engineering with macro-elements. Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 157: 299.

9

ANÁLISIS DE LA MOVILIZACIÓN DE UN TALUD NATURAL INFINITO NO SATURADO DEBIDO A LA REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA TRAS EPISODIOS DE LLUVIA

Vicente NAVARRO (1), Gema DE LA MORENA (2), Emilio RUIZ (3) y Laura ASENSIO (4)

Grupo de Ingeniería Geoambiental, Universidad de Castilla-La Mancha (1) vicente.navarro@uclm.es (2) gema.delamorena@uclm.es (3) emilio.ruiz3@alu.uclm.es (4) laura.asensio@uclm.es

RESUMEN

El presente trabajo analiza la movilización de taludes naturales infinitos que se encuentran inicialmente en condiciones de saturación parcial. En primer lugar, partiendo de condiciones secas (se supone que el nivel freático se encuentra apartado de la superficie del talud), se determina la geometría del mecanismo de fallo que puede desarrollarse como consecuencia de la reducción de la resistencia al corte que causa el avance del frente de humedad. En segundo lugar, asumiendo que la movilización provoca una reducción progresiva de la resistencia mínima, se determina la velocidad alcanzada cuando se llega a la resistencia mínima, obteniendo así un indicador de la peligrosidad del fallo.

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos son un problema medioambiental y de seguridad de la mayor relevancia social (Lacasse et al. 2010; Shanmugam 2015; Gariano y Guzzetti 2016; Puzrin 2016). A pesar de sus limitaciones, la hipótesis de la pendiente infinita y de deslizamiento plano es una herramienta útil para su análisis (Taylor 1948; Skempton y DeLory 1957; Duncan et al. 2014; Ng et al. 2015; Dey et al. 2016; Huang et al. 2018). Si se supone una deformación plana para un suelo idealmente homogéneo, la simetría del problema hace que el campo de tensiones quede unívocamente definido (Fig. 1(a)). Si se utilizan técnicas de Equilibrio Límite y se aproxima la envolvente de fallo mediante un modelo de Mohr-Coulomb, se obtienen estimaciones de la seguridad compactas y de interesante aplicación práctica (véase, por ejemplo, la revisión presentada por Zhang et al. 2011). La simetría también permite identificar el mecanismo de fallo traslacional (Fig. 1(b)). Chen (1975) y Atkinson (2007) (entre otros) utilizaron este mecanismo para, tras aplicar técnicas de Análisis Límite, caracterizar con unicidad el colapso del talud en situaciones idealizadas.

En condiciones naturales, numerosas laderas se encuentran normalmente en condicionales no saturadas (Lim et al. 1996; Kim et al. 2002). Muchos deslizamientos se producen como consecuencia de procesos de lluvias intensas, que aumenta el contenido de agua del suelo, reduciendo la succión su resistencia al corte (Hungr et al. 2005; Rahardjo et al. 2005). El objetivo de este trabajo es analizar este tipo de procesos. Para ello, tras definir el estado tensional del suelo y qué tipo de mecanismo de colapso es considerado en el análisis, se caracteriza el perfil de presión de agua intersticial y el estado

tensional cuando se alcanza la envolvente de fallo en condiciones no saturadas. Posteriormente, se determinará la geometría del mecanismo de fallo que se desarrolla cuando la humedad del suelo (idealizada por el avance de un frente de humedad) reduce la resistencia al corte del suelo. Finalmente, aplicando el Teorema de las Fuerzas Vivas, se analiza como aumenta la velocidad de este mecanismo de deslizamiento cuando los parámetros de resistencia del suelo se reducen a medida que avanza la movilización. Esta velocidad es un indicador del riesgo que supone el fallo del sistema. Por lo tanto, su parametrización permite identificar las magnitudes que controlan el riesgo, cuantificar su importancia relativa, y caracterizar la sensibilidad de la seguridad a su variación.

2. SISTEMA ANALIZADO Y MARCO CONCEPTUAL ADOPTADO

En la Fig. 1(a) se esquematiza una sección recta de la geometría del talud natural homogéneo considerado. Se asume que en la sección se tiene deformación y flujo planos. Se considera una longitud *L* de talud. Dado que el talud es infinitamente extenso tanto por la izquierda como por la derecha de la zona representada, y el segmento *L* es simétrico con respecto a cualquier otro segmento del talud, las fuerzas de contacto $\mathbf{R}_{\rm R}$ y $\mathbf{R}_{\rm L}$ (las magnitudes vectoriales se indican en negrita en todo el artículo) deben ser nulas. Del mismo modo, en cualquier línea Γ las tensiones normales σ y de corte τ deben ser constantes. En el equilibrio entre las tensiones y el peso \mathbf{W}

(1)
$$\sigma = \rho g z \cos^2 \beta$$
$$\tau = \rho g z \cos \beta \sin \beta$$

donde ρ es la densidad del suelo, g es la aceleración de la gravedad, z es la profundidad de Γ , y β es la pendiente del talud. La simetría determina el estado tensional del terreno. La simetría también determina la forma del mecanismo de colapso. Cualquier mecanismo distinto al bloque traslacional representado en la Fig. 1(b) (Iverson 2005) supondría el contacto de la línea de deslizamiento con la superficie del talud, incumpliendo la simetría y la condición de talud infinito. La línea de deslizamiento a profundidad z_F ("F": fallo) es una idealización de la zona de corte de la base de espesor δy (Fig. 1(b)), donde se concentran las deformaciones plásticas del colapso.

Para las condiciones parcialmente saturadas consideradas se adopta la definición de tensión efectiva σ' propuesta por Alonso et al. (2010)

(2)
$$\sigma' = \sigma + Sr s m$$

donde σ es el vector de tensiones totales (se utiliza la notación de ingeniería o de Voigt para los tensores de tensión y deformación), *s* es la succión matricial, *Sr* es el grado efectivo de saturación, y **m** es la forma vectorial del Kronecker delta. Para definir *s*, esta se identifica con la sección capilar *s* = $P_{\rm G} - P_{\rm L}$, donde $P_{\rm L}$ es la presión de líquido, y se asume que la presión del gas $P_{\rm G}$ en el sistema es igual a la presión atmosférica tomada como referencia ($P_{\rm atm} = 0$).

Consistentemente con la Ec. (2), de entre las distintas formulaciones existentes para extender la envolvente de fallo lineal de Mohr-Coulomb a suelos parcialmente saturados (ver, por ejemplo, Fredlund et al. 1978; Sheng 2011; Sheng et al. 2011), se adopta el modelo (Alonso et al. 2010)

(3)
$$\tau_{\rm F} = c' + \sigma' \tan \varphi' = \sigma \tan \varphi' + c' + Sr s \tan \varphi'$$

donde τ_F es el esfuerzo cortante de fallo, y se contempla que tanto la cohesión *c*' como el ángulo de rozamiento interno φ' varían con la succión.

Se asume un contenido inicial de agua reducido (nivel freático profunda), por lo que la succión inicial será elevada. En consecuencia, de acuerdo con la Ec. (3), la reducción de succión causada por el avance de un frente de humedad provocará una disminución relevante de la resistencia al corte.

Para el nivel freático profundo considerado, se supone un perfil de contenido de agua como el representado en la Fig. 2(a) (véase, por ejemplo, Terzaghi 1943), con un perfil de succión matricial el de la Fig. 2(b). El grado de saturación "residual" Sr_R tendrá una succión asociada s_R ligada a la capacidad de campo del suelo. La lluvia hace que la humedad que se propague desde la superficie del talud. Si bien la modelización de este proceso mediante un frente de humedad supone una simplificación no despreciable (véase, por ejemplo, Zhang et al. 2011; Huang et al. 2018), es una estrategia de modelización útil. Supondremos en este trabajo que el avance del frente de humedad

hace que el perfil de succión matricial evolucione como se indica en la Fig. 3 (adaptada de Zhang et al. 2011). Se considera que la zona superior del suelo está saturada, con una "saturación escalonada" como la referenciada por Hungr et al. (2005), en la que la succión matricial se considera igual a cero desde la superficie hasta el frente de humedad, alcanzado un valor de s_R en una banda de transición, pasando de nuevo a ser nula al llegar al nivel freático situado a profundidad z_w .

El artículo debe ser escrito en castellano (salvo excepciones expresamente autorizadas por la organización) en formato DIN-A4 con una caja de impresión de 16 x 21 cm, centrada en la página. El artículo incluyendo figuras, tablas y referencias debe tener una longitud mínima de 4 páginas y no debe exceder las 12 páginas. El tamaño máximo del archivo en formato PDF no debe exceder los 10 Mb.

3. COLAPSO Y MOVILIZACIÓN

De acuerdo con las Ecs. (1) y (3), a la profundidad z_F en la que se supone que se desarrolla el mecanismo de colapso, Fig. 1(b), se cumplirá

(4)
$$\rho g z_F \cos\beta \sin\beta = (\rho g z_F \cos^2\beta) \tan\varphi_0' + c_0' + Sr s \tan\varphi_0'$$

donde c'_F y φ'_F son, respectivamente, la cohesión y el ángulo de rozamiento interno asociado a la succión que se tiene a la profundidad de fallo τ_F cuando se inicia la movilización. Se va a suponer que al iniciarse esta la resistencia en z_F es la mínima que puede tener el suelo sin remoldeo. Esto es, se torciera $c'_F = c'_0$ y $\varphi'_F = \varphi'_0$, siendo los parámetros "sub-0" los asociados al suelo saturado (succión nula). En consecuencia

(5)
$$z_{\rm F} = \frac{c_0'}{\rho g} \frac{\cos \varphi_0'}{\cos \beta \sin (\beta - \varphi_0')}$$

Por lo tanto, se asume que la movilización se inicia cuando el frente de saturación llega a la profundidad z_F . Si esto sucede, se tiene una situación metaestable. Si la movilización δu avanza, las deformaciones en la base del mecanismo serán mayores, por lo que el suelo se remoldeará, pudiendo reducirse su resistencia (Potts et al. 1990; Chen et al. 2015). Sin tener en cuenta los términos de viscosidad, ni otros procesos que pueden disminuir el valor de la fricción (ver Iverson 2016), y, por simplicidad, adoptando un modelo lineal para el efecto de la movilización, se puede asumir la evolución de $\varphi' y c'$ como la esquematizada en la Fig. 4. Cuando φ' es igual a φ'_0 (situación inicial), el valor de τ en z_F , τ_{F0} en la Fig. 5, da lugar a una fuerza estabilizadora T que equilibra la componente tangencial del peso W_T . De acuerdo con las Ecs. (1) y (3)

(6)
$$\tau_{\rm F0} = c'_0 + \sigma' \tan \varphi'_0 = c'_0 + \rho g z_{\rm F} \cos^2 \beta \tan \varphi'_0$$

Sin embargo, al aumentar δu , y reducirse φ' y c', τ_F es menor (Fig. 5)

(7)
$$\tau_{\rm F} = c' + \rho g z_{\rm F} \cos^2 \beta \tan \varphi$$

En consecuencia, **T** no equilibrará a W_T , produciéndose el movimiento acelerado del mecanismo z_F . La disminución del ángulo de fricción y de la cohesión aumenta el desequilibrio entre acelerándose el mecanismo, por lo que aumentará la energía cinética a medida que avanza la movilización. De acuerdo con el Teorema de las Fuerzas Vivas (Hungr et al. 2005; Hungr 2007), cuando un segmento de pendiente de longitud *L* alcanza un desplazamiento δu el mecanismo de colapso tendrá una energía cinética E_C

(8)
$$E_{\rm C} = \frac{1}{2} M \mathbf{v}^2 = \int_{0}^{\omega} (W_{\rm T} - T) du$$

donde *M* es la masa del fragmento, W_T y *T* son, respectivamente, los módulos de los vectores W_T y **T**, y *v* es la velocidad. *T* es igual al producto de τ_F por el área de contacto *A* en la zona de corte de la base. Por lo tanto, teniendo en cuenta el equilibrio inicial, la ecuación anterior puede escribir como

(9)
$$\frac{1}{2}Mv^2 = A\int_{0}^{\delta u} (\tau_{F0} - \tau_F) du$$

Pudiendo expresarse la energía cinética por unidad de volumen movilizado, e_C, como:

(10)
$$e_{\rm C} = \frac{1}{2} \rho \, \mathbf{v}^2 = \frac{1}{z_{\rm F} \cos \beta} \, \frac{\tau_{\rm F0} - \tau_{\rm F}}{2} \, \delta u$$

Por ello, si se introduce las Ecs. (5-7), y se tiene en cuenta la definición de δz dada en la Fig. 1(b) (pérdida de cota durante el deslizamiento), para $\delta u = \delta u_1$ se obtiene:

(11)
$$\frac{v^2/g}{\delta z_1} = \frac{\tan \varphi_0' - \tan \varphi_1'}{\tan \beta} + \left(1 - \frac{\tan \varphi_0'}{\tan \beta}\right) \left(1 - \frac{c_1'}{c_0'}\right)$$

La zona sombreada en la Fig. 5 está relacionada con la definición de $e_{\rm C}$ dado a la Ec. (10), ilustrando que la energía mecánica acumulada en la zona de corte de la base pasa a energía cinética a medida que la movilización avanza y $\tau_{\rm F}$ se reduce.

La tendencia a ganar energía cinética está definida por la Ec. (11). En ella, la velocidad adimensional $(v^2/g)/\delta z_1$ puede entenderse como la relación entre la energía cinética que se alcanza en δu_1 (cuando se ha producido toda la reducción de la resistencia del suelo) después de que se haya perdido la energía potencial $\rho g \delta z_1$. Es decir, la eficiencia con la que el sistema adquiere energía cinética a medida que la resistencia disminuye. Por ello puede interpretarse como un indicador de la peligrosidad del fallo.

4. DISCUSIÓN

Como cabría esperar y se ilustra en la Fig. 6, cuando mayor es β con respecto φ'_0 (mayor 1tan $\varphi'_0/\tan\beta$), y cuando menor es c'_1 con respecto a c'_0 , mayor es la tendencia a ganar energía cinética. También se tiene mayor la generación de energía cinética cuanto mayor sea la diferencia entre φ'_0 y φ'_1 . Para una misma φ'_0 esto implica que, a menor resistencia final, más energía cinética se gana. La interpretación suponiendo que se comparan dos suelos con igual variación de c', mismo φ'_1 y mismo β no es tan directa. Cuando $c'_1 = 0$, la energía cinética no depende de la resistencia inicial del suelo, siendo una función de φ'_1 y β , ya que la Ec. (11) puede expresarse como:

(12)
$$\frac{\sqrt{g}}{\delta z_1} = \left(1 - \frac{\tan \varphi_1'}{\tan \beta}\right)$$

Sin embargo, cuando la cohesión final no es despreciable, cuanto mayor es la resistencia del suelo φ'_0 , más energía cinética se gana (como muestra, por ejemplo, la Fig. 7). De acuerdo con la Fig. 5, cuando mayor sea φ'_0 , mayor será la superficie sombreada. El suelo resistirá más, siendo mayor la energía acumulada en la zona de corte de la base. Por lo tanto, si el valor final de φ'_1 es el mismo, la velocidad final será mayor.

5. CONCLUSIONES

Se ha presentado el análisis del inicio de la movilización de un talud infinito parcialmente saturado. Se ha asumido que se parte de condiciones secas, y se ha adoptado un modelo de fallo de Mohr-Coulomb. Basándose en las condiciones de simetría que el talud presenta, se ha deducido el estado de tensiones del bloque traslacional que define el mecanismo de colapso a analizar. La aplicación del Teorema de las Fuerzas Vivas ha permitido obtener una estimación de la velocidad que alcanza el sistema cuando se agote su capacidad de resistencia. El cálculo de esta velocidad permite definir la peligrosidad del fallo. Además, el análisis energético realizado ilustra un comportamiento de interés práctico: la mayor energía cinética que alcanza los suelos resistentes si llegan a agotar su resistencia al corte.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido apoyado por una beca del Programa de Iniciación a la Investigación de la Universidad

de Castilla-La Mancha, concedida al Sr. Ruiz.

REFERENCIAS

- Alonso, E.E., Pereira, J.M., Vaunat, J., y Olivella, S. 2010. A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique*, 60(12): 913-925.
- Atkinson, J. 2007. The Mechanics of Soils and Foundations. Taylor & Francis, Nueva York, NY.
- Chen, W.F. 1975. Limit analysis and soil plasticity. Elsevier Science, Amsterdam, Países Bajos.
- Chen, X.P., Zhu, H.H., Huang, J.W., y Liu, D. 2015. Stability analysis of an ancient landslide considering shear strength reduction behaviour of slip zone soil. *Landslides*, 13(1): 173-181.
- Dey, R., Haulader, B., Phillips, R., y Soga, K. 2016. Modelling of large deformation behaviour of marine sensitive clays and its application to submarine slope stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(7): 1138-1155.
- Duncan, J.M., Wright, S.G., y Brandon, T.L. 2014. Soil Strength and Slope Stability. John Willey & Sons, Hoboken, NJ.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., y Widger, R.A. 1978. The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3): 313-321.
- Gariano, S.L., y Guzzetti, F. 2016. Landslides in a changing climate. Earth-Science Reviews, 162: 227-252.
- Huang, W., Leong, E.C., y Rahardjo, H. 2018. Upper-bound limit analysis of unsaturated soil slopes under rainfall. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(9): 04018066.
- Hungr, O., Corominas J., y Eberhardt, E. 2005. Estimating landslide motion mechanism, travel distance and velocity. En Landslide Risk Management. Editado por O. Hungr, R. Fell, R. Couture y E. Eberhardt. Taylor & Francis, Londres, Inglaterra.
- Hungr, O. 2007. Dynamics of rapid landslides. In Progress in Landslide Science. Editado por K. Sassa, H. Fukuoka, F. Wang y G. Wang. Springer, Berlín-Heilderberg, Alemania. pp. 47-57
- Iverson, R.M. 2005. Regulation of landslide motion by dilatancy and pore pressure feedback. *Journal of Geophysical Research: Earth surface*, 110(2): F02015.
- Iverson, R.M. 2016. Comment on "The reduction of friction in long-runout landslides as an emergent phenomenon" by Brandon C. Johnsin et al. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 121: 2238-2242.
- Kim, J., Salgado, R., y Lee, J. 2002. Stability analysis of complex soil slopes using limit analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(7): 546-557.
- Lacasse, S., Nadim, F., y Kalsnes, B. 2010. Living with Landslide Risk. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 41(4).
- Lim, T.T., Rahardjo, H., Chang, H.F., y Fredlund, D.G. 1996. Effect of rainfall on matric suctions in a residual soil slope. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(4): 618-628.
- Ng, C.W.W., Liu, H.W., y Feng, S. 2015. Analytical solutions for calculating pore-water pressure in an infinite unsaturated slope with different root architectures. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(12): 1981-1992.
- Potts, D.M., Dounias, G.T., y Vaughan, P.R. 1990. Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment. *Géotechnique* 40(1): 79-101.
- Puzrin, A.M. 2016. Modern trends in landslide mechanics. Géotechnique, 66(3): 173-174.
- Rahardjo, H., Lee, T.T., Leong, E.C., y Rezaur, R.B. 2005. Response of a residual soil slope to rainfall. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(2): 340-351.
- Shanmugam, G. 2015. The landslide problem. Journal of Palaeogeography, 4(2): 109-166.
- Sheng D. 2011. Review of fundamental principles in modelling unsaturated soil behaviour. *Computers and Geotechnics*, 38(6): 757-776.
- Sheng, D., Zhou, A., y Fredlund, D.G. 2011. Shear Strength Criteria for Unsaturated Soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(2): 145-159.
- Skempton, A.W., y DeLory, F.A. 1957. Stability of natural slopes in London Clay. En Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, England, 1957. Butterworths, Londres, pp. 378-381.
- Taylor, D.W. 1948. Fundamentals in Soil Mechanics. John Willey & Sons, Nueva York, NY.
- Terzaghi, K. 1943. Theoretical soil mechanics. Wiley, Nueva York, NY.
- Zhang, L.L., Zhang, J., Zhang, L.M., y Tang, W.H. 2011. Stability analysis of rainfall-induced slope failure: a review. *Geotechnical Engineering*, 164(5): 299-316.



Figura 1. (a) Definición de la geometría del talud natural infinito homogéneo considerado en el trabajo. (b) Bloque traslacional del mecanismo de fallo.



Figura 2. (a) Perfil de grado de saturación inicial y (b) perfil de succión matricial inicial. h es la distancia al nivel freático situado a profundidad z_w .



Figura 3. Perfil de succión matricial provocado por el avance del frente de humedad ($t_1 < t_2 < t_3$) *h* es la distancia al nivel freático situado a profundidad z_w .



Figura 4. Evolución del ángulo de fricción φ' y de la cohesión c' en función de la movilización δu .



Figura 5. Evolución de la resistencia al corte $\tau_{\rm F}$ con la movilización δu .



Figura 6. Evolución de la energía cinética (= $v^2/g/\delta z_1$) en el suelo movilizado en función de 1 – tan φ'_0 /tan β y c'_1/c'_0 para (tan φ'_0 – tan φ'_1)/tan β = 0.3 (línea continua) y (tan φ'_0 – tan φ'_1)/tan β = 0.4 (línea discontinua).



Figura 7. Evolución de la energía cinética (= $V^2/g/\delta z_1$) para pendientes con el mismo φ'_1 y β en función del ángulo de

fricción del suelo φ'_0 para $c'_1/c'_0 = 0.4$.



Figura 8. Evolución de la profundidad adimensional de fallo (= $\rho g z_F / c'_0$) en función del ángulo de fricción del suelo

 φ'_0 y del ángulo de la pendiente β .

ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO DEL TALUD DEL VERTEDERO DE RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS DE SANTA MARTA (CHILE)

Pablo LAPEÑA MAÑERO ^{(1),} Jorge CAÑIZAL ⁽²⁾, Juan H. PALMA ⁽³⁾ y César SAGASETA⁽²⁾

 ⁽¹⁾ Departamento de Ingeniería Civil Facultad de Ingeniería Universidad Católica de la Santísima Concepción plapenamanero@gmail.com

⁽²⁾ Grupo de Geotecnia, Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos Universidad de Cantabria jorge.canizal@unican.es, cesar.sagaseta@unican.es

> ⁽³⁾ Grupo de Geotecnia Escuela de Ingeniería de Construcción y Transporte Pontificia Universidad Católica de Valparaíso juan.palma@pucv.cl

RESUMEN

El 16 de enero de 2016 se produjo un deslizamiento de tipo rotacional en el talud principal del vertedero de residuos sólidos urbanos de Santa Marta, ubicado en la Región Metropolitana de Chile. El vertedero estaba en operación en el momento del accidente y la zona de trabajo se encontraba a escasos metros de la corona del deslizamiento. En los días anteriores al accidente no se produjeron lluvias ni movimientos sísmicos, por lo que no puede atribuirse el accidente a ninguno de estos eventos externos. En el presente trabajo se analiza el deslizamiento utilizando los métodos tradicionales para el cálculo de la estabilidad de taludes basados en el método del equilibrio límite y el método de los elementos finitos, y se comparan los resultados obtenidos con ambos métodos, tanto desde el punto de vista de los parámetros resistentes del material como de la forma de la superficie de deslizamiento.

1. INTRODUCCIÓN

Debido al carácter particulado de los Residuos Sólidos Urbanos (RSU), tradicionalmente su comportamiento se ha estudiado usando métodos diseñados originalmente para suelos. Uno de los mayores inconvenientes a la hora de modelar este tipo de materiales es la dificultad para realizar ensayos, tanto de laboratorio como de campo, a partir de los cuales obtener los valores de los parámetros del modelo de comportamiento mecánico a utilizar (Cañizal et al., 2011). Sin embargo, dentro de la ingeniería geotécnica, una forma alternativa de caracterizar un material es realizando análisis retrospectivos de fallos (back-analysis), asumiendo que, en el momento en el que se produjo el fallo, el factor de seguridad del sistema era cercano a la unidad. En el presente trabajo se recoge el análisis retrospectivo del accidente ocurrido en el vertedero de RSU de Santa Marta, ubicado en la comuna de Talagante, en la Región Metropolitana de Chile. La información con la que se ha realizado

el estudio se ha obtenido de fuentes de acceso público, tanto sobre el diseño de la infraestructura como de los diferentes informes posteriores al accidente.

El vertedero de Santa Marta está ubicado en el suroeste de la ciudad de Santiago de Chile, en la comuna de Talagante, e inició sus operaciones en el año 2002 para acoger los residuos generados en la zona sur de la ciudad. Además de las zonas dedicadas a la disposición de residuos, el complejo de tratamiento de RSU consta de una planta de valoración energética del biogás que se genera por la descomposición de la materia orgánica y una planta de tratamiento de lixiviados. El complejo tiene una superficie total de 296 ha, de las cuales 87,7 ha se destinan a zonas de vertido. En las Figura 1a y Figura 1b se muestra un mapa de ubicación del vertedero y en la Figura 1c una fotografía de satélite de las instalaciones en marzo de 2015, antes que se produjese el deslizamiento.



Figura 1.- (a) Mapa de ubicación de la Región Metropolitana dentro del Chile continental, (b) Ubicación de la comuna de Talagante y el vertedero de Santa Marta y (c) fotografía de satélite del vertedero en marzo de 2015 (obtenida de Google Earth).

Desde el inicio de sus operaciones, el vertedero ha sufrido diferentes modificaciones en su diseño con el fin de albergar una mayor cantidad de residuos, alargando tanto su tasa de recepción de residuos como su vida útil. Originalmente, se diseñó el vertedero para aceptar 60.000 toneladas de residuos mensuales con una vida útil de 20 años, según consta en la Resolución de Calificación Ambiental (RCA) 433/2001 con la que se le concedió la licencia inicial de actividad. Sin embargo, en el último rediseño realizado antes del accidente, se alargó su vida útil hasta el año 2029 y se aumentó de forma notable la tasa máxima mensual de ingreso de residuos. Por ejemplo, en el año en el que se produjo el accidente la cantidad de residuos que podía gestionar el vertedero estaba fijada en 110.000 t/mes (RCA 76/2012).

Desde su apertura hasta que sucedió el deslizamiento, los residuos se vertían sin ningún tipo de pretratamiento mecánico o biológico. Una vez recogidos los residuos por los camiones de recolección,
estos eran enviados a una planta de transferencia, donde eran compactados y transferidos a camiones de mayor capacidad, para su traslado hasta las instalaciones del vertedero. Según la RCA 76/2012, el vertido de los residuos debía realizarse en capas de 60 cm, compactadas hasta alcanzar un peso específico aparente entre 8,8 y 10,3 kN/m³. La resolución establecía un espesor máximo de celda de 4 m y la obligatoriedad de realizar capas de cobertura con material tipo suelo de forma diaria, intermedia y definitiva. Por otro lado, las inclinaciones máximas de los taludes eran de 1:2 (V:H) y 1:3 (V:H) para taludes provisionales y definitivos, respectivamente. Si bien estas eran las condiciones fijadas en el proyecto de explotación, la investigación posterior al accidente de la Superintendencia de Medio Ambiente del Gobierno de Chile concluyó que el espesor real de las celdas construidas en el vertedero era de hasta 25 metros, valor establecido en el proyecto de explotación original (Superintendencia de Medio Ambiente, 2016). El vertedero se encuentra en una vaguada y cuenta con impermeabilización basal usando un sistema de GCL, dren de fondo y sistemas de evacuación de lixiviados y gas. Lapeña-Mañero (2017) y Espinace y Farfán (2016) describen con mayor detalle el vertedero y su operación.

2. DESCRIPCIÓN DEL ACCIDENTE

El 16 de enero de 2016 se produjo un deslizamiento de tipo rotacional en el talud principal del vertedero que afectó a la masa de residuo de la zona central del mismo. El eje del deslizamiento coincidió aproximadamente con el eje de la vaguada. En la Figura 2 se muestra una fotografía tomada con un dron el mismo día del deslizamiento. Tres días después del deslizamiento, los residuos entraron en combustión, provocando un incendio que se mantuvo activo durante otros tres días, generando una nube de gas que afectó a gran parte del área metropolitana de Santiago de Chile.



Figura 2.- Vista aérea de la zona del accidente (Superintendencia de Medio Ambiente, 2016).

En el primer informe oficial sobre el accidente (Superintendencia de Medio Ambiente, 2016) se recogen testimonios de trabajadores del vertedero sobre la aparición de grietas en el frente del talud principal, de las que afloraba lixiviado. Además de estos testimonios, en la Figura 3 se muestra una imagen satelital del vertedero correspondiente al 10 de enero de 2016 en la que puede verse una grieta de grandes dimensiones en la parte alta del talud, a escasos metros de donde se ubicaba en ese momento el frente de trabajo. En la imagen también pueden apreciarse grietas menores a lo largo de todo el talud, así como zonas en las que el material de cobertura adquiere un color más oscuro debido al afloramiento y escorrentía de lixiviado. Cabe destacar que en los días anteriores a la aparición de las grietas no se produjeron sismos ni lluvias que pudieran desencadenar este tipo de efectos ni tampoco la subida repentina del nivel freático.



Figura 3.- Imagen satelital tomada el 10/01/2016 con la grieta de tracción remarcada en rojo (imagen obtenida de Google Earth).

En la Figura 4 se muestra una imagen de satélite del vertedero después de la extinción del incendio. En la parte inferior izquierda de la figura puede verse como una parte de los residuos deslizados sobrepasaron el dique ubicado en el pie del talud y se depositaron en una zona no impermeabilizada, así como la gran cantidad de material involucrado en el deslizamiento.



Figura 4.- Imagen satelital tomada el 30/01/2016 tras la extinción del incendio (imagen obtenida de Google Earth).

A partir de las imágenes de satélite puede establecerse la geometría del deslizamiento, al menos en superficie. La grieta de tracción que se muestra en la Figura 3 coincide con el escarpe principal que puede verse en la Figura 2, por lo que puede considerarse dicha grieta como parte de la corona del deslizamiento. El afloramiento inferior del deslizamiento es más difícil de determinar, ya que el movimiento de los residuos durante el deslizamiento y los posteriores trabajos de extinción del incendio no permiten localizarla con precisión. El establecimiento de la zona de salida inferior se ha realizado en base a las grietas observadas antes del deslizamiento en la zona baja del talud y la forma que adquirió la masa de residuo después del deslizamiento. En la Figura 5 se muestra una imagen de satélite en la que se han indicado las zonas de entrada y salida del deslizamiento y el área en la que se estaban vertiendo los residuos en los días anteriores al deslizamiento (frente de trabajo).



Figura 5.- Imagen satelital con la posición de las zonas de entrada y salida del deslizamiento, así como la posición del frente de trabajo (modificado de Google Earth).

3. CONDICIONES PREVIAS AL DESLIZAMIENTO

Si bien los RSU son materiales muy heterogéneos, su comportamiento a nivel global en el vertedero, a escala macroscópica, puede considerarse homogéneo (Cañizal et al., 2011; Dixon & Jones, 2005; Palma, 1995), por lo que en el presente trabajo se han planteado los modelos considerando a la masa de residuo como un único material homogéneo. Por otro lado, no existe evidencia de que se haya producido contaminación de acuíferos o suelos cercanos al vertedero después del deslizamiento, por lo que se ha considerado que en el accidente no se vio afectado el sistema de impermeabilización basal, lo que implica que el fallo se produjo a través de la masa de residuo y no del terreno natural en el que se apoya ni a través del contacto entre ambos materiales.

Habitualmente se estudia el comportamiento mecánico de los residuos utilizando modelos diseñados para su uso en suelos, siendo el más utilizado el modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb. Este modelo permite la caracterización de la resistencia del terreno usando dos parámetros: el ángulo de rozamiento (ϕ) y la cohesión (c). Como la resistencia de los suelos depende de la tensión de confinamiento a la que se encuentren sometidos, también es necesario conocer su peso específico, lo que permite calcular su estado tensional inicial. Se ha considerado este modelo tanto para el terreno de apoyo como para los RSU. Se han fijado las características del terreno natural, en base estudios previos realizados en la zona, modelando el material con una cohesión de 100 kPa, un ángulo de rozamiento de 40° y un peso específico de 21 kN/m³.

Con los datos de los que se dispone sobre el estado del vertedero antes del deslizamiento, se han establecido sus condiciones geométricas, así como la posición del nivel freático previamente a la rotura. Por otro lado, a partir de datos bibliográficos, y teniendo en cuenta las condiciones de explotación del vertedero, se ha determinado el peso específico de los residuos. El análisis retrospectivo del deslizamiento permite deducir los valores de los parámetros resistentes del residuo.

Perfil representativo del vertedero antes del deslizamiento

En base a la información disponible, tanto de la topografía del terreno anterior a la construcción del vertedero como de la superficie del vertedero en el momento del deslizamiento, se ha confeccionado un perfil que se considera representativo del vertedero antes del deslizamiento. En la Figura 6 se muestra el perfil que se ha utilizado para la realización de los modelos.



Figura 6.- Perfil del vertedero antes del deslizamiento.

Ubicación del nivel freático

A partir de la evidencia fotográfica y de los testimonios de los trabajadores del vertedero ha podido deducirse que los niveles de lixiviado en el interior del vertedero eran elevados en los días anteriores al deslizamiento, produciéndose afloramientos de lixiviado en las grietas que se produjeron en la cara del talud. Estas grietas se localizaron principalmente en las zonas media y alta del talud. Por otro lado, en el informe de la Superintendencia de Medio Ambiente en el que se estudia el accidente (Superintendencia de Medio Ambiente, 2016), se recogen los datos del programa de control de los niveles de lixiviado en el relleno en diferentes zonas del vertedero, detectándose un aumento generalizado de la altura del nivel freático en el mes de diciembre de 2015, justo antes del deslizamiento, sin que se produjeran lluvias en la zona. Según lo anterior y la evidencia de las fotografías de satélite, se ha supuesto que el nivel freático en el momento del deslizamiento alcanzaba la cota máxima del vertedero.

Dado que el vertedero se encontraba impermeabilizado y que nivel freático en el terreno natural se encontraba por debajo de la zona de influencia del deslizamiento, en el análisis se ha considerado que el terreno natural de apoyo no se encontraba afectado por el nivel freático por lo que se ha mantenido nula su presión intersticial

Peso específico de los residuos

La presencia de concentraciones altas de lixiviado favorece la descomposición de la materia orgánica, aumentando el peso específico de los residuos en profundidad. Si bien el vertedero no contaba con un sistema de recirculación de lixiviados, la no eliminación de estos tiene un efecto similar a la recirculación en la descomposición de la materia orgánica, asemejando el comportamiento del vertedero al de un biorreactor. Kavazanjian et al. (2001) concluyen que el peso específico saturado de los residuos en vertederos sometidos a recirculación de lixiviados es aproximadamente un 20% superior al que puede medirse en vertederos convencionales, y establecen su valor en el rango entre 18 y 22 kN/m³ para las zonas profundas del vertedero. En unos ensayos de densímetro nuclear y cono de arena realizados en el vertedero en el año 2011, se determinaron los pesos específicos en superficie reales en el vertedero, obteniéndose valores para el peso específico aparente superficial entre 10,76 y 12.82 kN/m³ y en el rango entre 10,38 y 11,99 kN/m³ en el caso del peso específico seco, aumentando estos a medida que disminuye la cota del punto y, por lo tanto, aumenta la edad de los residuos. Los valores del peso específico seco del material se encuentran en la parte superior del rango de valores que reportan Kavazanjian et al. (2001) para esta magnitud en superficie, por lo que es de esperar que en profundidad sea también elevado. En base a esto, en los análisis de estabilidad se ha considerado un peso específico saturado del material de 22 kN/m³, que se corresponde con el valor máximo considerado por Kavazanjian et al. (2001). La gran diferencia entre los valores superficiales del peso específico del material en superficie y en profundidad se deben, fundamentalmente, a dos factores. Por un lado, el material en superficie no está saturado y, al tener una porosidad muy elevada, la saturación hace que aumente de forma significativa su peso específico. Por otro lado, la descomposición de la materia orgánica y la gran deformabilidad de los residuos producen un efecto de auto compactación con el tiempo, lo que contribuye también a la densificación del material en profundidad.

4. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

La realización de análisis retrospectivos de fallos consiste en la obtención del valor de los parámetros resistentes de un material, asumiendo que en el momento del deslizamiento el factor de seguridad de talud era igual a la unidad, es decir, el talud se encontraba en equilibrio estricto. En la medida de lo posible, debe realizarse el modelado con la mayor información posible sobre el deslizamiento, con el fin de minimizar los grados de libertad del modelo. En el caso de estabilidades de taludes, es recomendable, cuando sea posible, incluir en los modelos la forma de la superficie de deslizamiento observada in situ (Huvaj-Sarihan & Stark, 2008; Stark et al., 2000).

La aplicación del método usando el modelo de Mohr-Coulomb no permite la obtención del valor de cada uno de los parámetros resistentes. Solo se puede obtener la relación entre el ángulo de rozamiento y la cohesión que hace que se cumplan las condiciones de estabilidad estricta. En algunos casos, puede acotarse el valor de los resultados comparando la forma de la superficie de rotura observada en terreno con la que se obtiene del modelo. En cualquier caso, el resultado de un análisis de este tipo puede representarse en un diagrama $c - \phi$. Este diagrama no implica que todos los puntos de la curva obtenida sean soluciones correctas al problema. En realidad, solo un par de valores es correcto, aunque no se pueda determinar con certeza cuál.

Back-analysis usando métodos de equilibrio límite

El método más habitual para el cálculo de estabilidad de taludes son los métodos de equilibrio límite, y más concretamente el método de las rebanadas o dovelas. En el presente trabajo se ha utilizado el método riguroso de Morgenstern-Price con función de variación semisinusoidal de la tensión de contacto interdovélica. El análisis se ha realizado usando el software Slope/W de Geostudio.

Para obtener la curva de relación entre la cohesión y el ángulo de rozamiento se fijaron distintos valores de ϕ y se obtuvo para cada uno de ellos el valor de la cohesión con el que se conseguía un factor de seguridad igual a la unidad. El proceso de cálculo es pues un proceso iterativo, en el que, para cada valor establecido del ángulo de rozamiento, se debe variar el valor de la cohesión hasta conseguir que se cumpla la condición de estabilidad estricta. El programa utilizado para la realización de los cálculos permite la realización de análisis de sensibilidad sencillos, y obtener para cada uno de los valores del ángulo de rozamiento establecidos una curva representando el Factor de Seguridad (FS) frente a la cohesión. Mediante interpolación puede obtenerse el valor de la cohesión que hace que el FS sea igual a 1. Finalmente, con la información del valor de la cohesión resultante para cada valor del ángulo de rozamiento prefijado puede representarse una curva de solución en un diagrama $c - \phi$.

En el caso de los métodos de equilibrio límite, es sencillo establecer restricciones a las superficies de deslizamiento, por lo que en todos los modelos se ha limitado la entrada y la salida de las superficies de deslizamiento según lo observado en terreno. También se ha establecido la posición de la grieta de tracción que se produjo en la corona. En la Figura 6 se muestra el perfil utilizado en la modelación con las restricciones mencionadas.

Back-analysis usando el método de los elementos finitos

El método de los elementos finitos permite realizar un análisis tenso-deformacional de materiales, incluidos los suelos, por lo que no se puede utilizar directamente para la obtención del valor del factor de seguridad al deslizamiento de un talud. Sin embargo, puede utilizarse el método de reducción de los parámetros resistentes (SSRM) para obtenerlo. El método consiste en aplicar un factor de reducción a los parámetros resistentes del material (SRF) hasta producir la inestabilidad global. El valor máximo de este factor de reducción para que el talud sigue siendo estable puede considerarse como el valor del coeficiente de seguridad del talud. En el caso de la estabilidad de taludes, el SRF y el FS tradicional son análogos y tienen exactamente el mismo significado.

Para el análisis por elementos finitos se ha utilizado el software OptumG2, usando elementos finitos triangulares de 15 nodos y el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, tanto para los residuos como para el terreno natural sobre el que se apoya el vertedero. El programa no permite la realización de análisis de sensibilidad ni la confección de modelos manteniendo fijo un parámetro y variando otro, por lo que se ha implementado dicho algoritmo utilizando Python. El sistema desarrollado genera un archivo para cada uno de los modelos que se quiere calcular a partir de una plantilla, ejecuta todos los modelos y extrae de los resultados el factor de seguridad. El procedimiento seguido es el mismo que en el modelo de equilibrio límite, fijando valores del ángulo de rozamiento y buscando el valor de la cohesión que hace que el factor de seguridad sea igual a la unidad.

Al contrario de los que ocurre en los métodos de equilibrio límite, en los que se impone una superficie de deslizamiento y se calcula su factor de seguridad, en el caso de los elementos finitos la superficie de deslizamiento es uno de los resultados que puede obtenerse del cálculo. En realidad, la obtención de la superficie de deslizamiento se realiza de forma indirecta, a partir del análisis de los desplazamientos de los puntos de la malla. Debido a esto, en este tipo de análisis no pueden imponerse, a priori, las condiciones geométricas del deslizamiento.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Siguiendo la metodología descrita en el apartado anterior para cada uno de los métodos de análisis, se han obtenido parejas de valores del ángulo de rozamiento y la cohesión que hacen que el factor de seguridad del análisis sea igual a la unidad. En la Figura 7 se muestra un diagrama $c - \phi$ con los resultados obtenidos usando los dos métodos descritos, junto con la propuesta de parámetros resistentes realizada por Cañizal et al. (2011) para RSU. La propuesta de parámetros está basada en ensayos de laboratorio, ensayos de campo y back-analysis y consiste en la intersección de los resultados obtenidos usando dichas fuentes de datos para las deformaciones esperables en vertederos de residuos sólidos urbanos.



Figura 7.- Resultados de los análisis retrospectivos usando métodos de equilibrio límite (azul) y elementos s finitos (verde).

Puede verse que los resultados obtenidos utilizando ambos métodos son similares, al menos en cuanto al valor de los parámetros obtenidos. Se han obtenido prácticamente los mismos resultados en todo el intervalo analizado de ángulo de rozamiento ($5^{\circ} \le \phi \le 27,5^{\circ}$).

En la **Error! Reference source not found.** se muestran las superficies de deslizamiento obtenidas con los dos modelos para diferentes valores del ángulo de rozamiento. En el caso del modelo de elementos finitos, se ha representado en escala de colores el módulo del desplazamiento total de los puntos, representando en color rojo los puntos con mayores desplazamientos y en azul los que tienen menor desplazamiento.

En los resultados obtenidos usando equilibrio límite, valores del ángulo de rozamiento inferiores a 20° proporcionan círculos de rotura prácticamente tangentes al contacto entre los residuos y el material de soporte, donde está el sistema de impermeabilización. Como se ha dicho con anterioridad, la impermeabilización no se vio comprometida en el accidente, por lo que la superficie de rotura tuvo que ser menos profunda. De acuerdo con las condiciones observadas en terreno después del deslizamiento y los resultados obtenidos, podría acotarse el valor del ángulo de rozamiento entre 20° y 27,5°, correspondiendo a valores de la cohesión inferiores a 30 kPa, lo que resulta coherente con los valores habituales para este tipo de material (Bray et al., 2009). Comparando los resultados con la propuesta de parámetros resistentes realizada por Cañizal et al. (2011), también puede verse que la

curva obtenida como resultado del análisis está dentro de la propuesta únicamente para valores del ángulo de rozamiento superiores a 20°.



Figura 8.- Superficies de rotura obtenidas para los distintos valores de ϕ usando equilibrio límite (a, b, c, d, e y f) y elementos finitos (g, h, i, l, k y l).

Para determinar la forma de la superficie del deslizamiento en los modelos de elementos finitos se han representado los movimientos de todos los nodos de la malla. En las Figuras 8g, 8h, 8i, 8j, 8k y 8l se muestran los resultados obtenidos para los distintos valores del ángulo de rozamiento analizados.

Para valores del ángulo de rozamiento menores a 20°, las superficies de deslizamiento que se han obtenido son prácticamente las mismas que las obtenidas usando equilibrio límite, a excepción del punto de salida, que se encuentra en el pie del talud en lugar de en el punto que se observó en terreno. Sin embargo, para valores del ángulo de rozamiento a partir de los 20°, se observan superficies de deslizamiento de menores dimensiones y concentradas en la parte baja del talud (Figuras 8j, 8k y 8l). Si bien esto no es coherente con lo observado tras el deslizamiento, resulta razonable si se analizan las pendientes del talud, ya que en la zona baja las pendientes son más elevadas. Debe tenerse en cuenta que se ha realizado la hipótesis de que el material del vertedero es homogéneo en toda su extensión, algo que puede no cumplirse si el material vertido o las condiciones de explotación han sufrido cambios con el tiempo o si la edad de los residuos es muy diferente. Por otro lado, el alto contenido en materiales fibrosos de los residuos da lugar a una cohesión aparente, que tiene mayor importancia para presiones efectivas de confinamiento bajas. En este caso no puede hablarse de cohesión como tal, ya que se requiere de la deformación del material para desarrollarse (Kölsch, 1995). Para valores del ángulo de rozamiento mayores a 20° se obtienen valores de la cohesión bajos (c < 30kPa), lo que, unido a la elevada inclinación de la zona baja, produce la aparición en los cálculos de deslizamientos locales y poco profundos. El análisis se podría mejorar teniendo en cuenta la heterogeneidad del material, pero esto aumentaría la cantidad de incógnitas del problema, limitando la posibilidad de establecer conclusiones.

6. CONCLUSIONES

Las posibles causas del accidente son diversas, siendo lo más probable que una combinación de acciones adversas produjeran el deslizamiento final. A continuación, se enumeran algunas conclusiones obtenidas a partir de los datos recopilados y los análisis realizados:

- Se ha obtenido un rango de parámetros resistentes de los RSU del vertedero de Santa Marta en el momento del deslizamiento que puede establecerse en $20^\circ \le \phi \le 27,5^\circ$ y $0 \le c \le 30 kPa$.
- Los valores de los parámetros obtenidos son representativos únicamente para la zona profunda del vertedero. Sería necesario realizar más estudios para caracterizar las zonas superficiales.
- Los resultados de los back-analyses realizados usando equilibrio límite y el método de los elementos finitos son similares en cuanto al valor de los parámetros resistentes, pero presentan diferencias en la geometría de la superficie de deslizamiento.
- Los back-analyses realizados con elementos finitos requieren de una mayor cantidad de información en cuanto a la distribución espacial de las características de los materiales, de lo contrario los resultados pueden no coincidir con la realidad observada.
- En los días anteriores al deslizamiento se produjo un aumento del nivel de lixiviados en el interior del vertedero, lo que afectó negativamente a la estabilidad del talud, al aumentar la presión intersticial del material.
- El control del nivel de lixiviados y el aseguramiento de un drenaje adecuado en un vertedero es fundamental para asegurar su estabilidad. Esto es especialmente importante en las instalaciones en las que se extrae bio-gas para la generación energética, ya la acumulación de lixiviado favorece la generación de gas, pero afecta de forma negativa a la estabilidad al aumentar la presión intersticial.

- Bray, J. D., Zekkos, D., Kavazanjian, E., Athanasopoulos, G. A., y Riemer, M. F. (2009). Shear Strength of Municipal Solid Waste. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(6), 709-722. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000063
- Cañizal, J., Lapeña, P., Castro, J., da Costa, A., y Sagaseta, C. (2011). Determination of shear strength of MSW. Field tests vs. Laboratory tests. Fourth International Workshop «Hydro-Physico-Mechanics of Landfills» (HPM4), Santander, Spain.
- Dixon, N., y Jones, D. R. V. (2005). Engineering properties of municipal solid waste. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(3), 205-233. https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2004.11.002
- Espinace, R., y Farfán, J. (2016). *Desafios en la estabilidad de nuevos rellenos sanitarios*. IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, Valdivia, Chile.
- Huvaj-Sarihan, N., y Stark, T. D. (2008). *Back-Analyses of Landfifill Slope Failures*. Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, Virginia, U.S.A.
- Kavazanjian, E., Hendron, D., y Corcoran, G. T. (2001). Strength and Stability of Bioreactor Landfills. Proceedings of the 6th Annual Landfill Symposium, Solid Waste Association of North America, 63-72.
- Kölsch, F., 1995. Material values for some mechanical properties of domestic waste, in: *Proceedings of the Fifth International Landfill Symposium*. CISA ed., Cagliari, Italy, pp. 711–726.
- Lapeña-Mañero, P. (2017). Caracterización experimental del comportamiento resistente de vertederos de residuos sólidos urbanos convencionales (R.S.U.) y sometidos a pre-tratamiento (R.S.U.-M.B.T.) [Ph.D. Thesis]. University of Cantabria.
- Palma, J. (1995). Comportamiento geotécnico de vertederos controlados de residuos sólidos urbanos. [Ph.D. Thesis]. University of Cantabria.
- Stark, T. D., Eid, H. T., Evans, W. D., y Sherry, P. E. (2000). Municipal Solid Waste Slope Failure. II: Stability Analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(5), 408-419. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:5(408)
- Superintendencia del Medio Ambiente (Gobierno de Chile). 2016. *Informe de fiscalización ambiental* del Relleno Sanitario de Santa Marta (DFZ-2016-678-XIII-RCA-IA)

AUSCULTACIÓN Y ANÁLISIS NUMÉRICO DE UN TALUD EN MOVIMIENTO

Alessandra DI MARIANO (1), Xavier GOST (2), Antonio GENS (1) y Eugenia ÁLVAREZ (3)

 (1) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Escuela Técnica Superior De Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) / Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE) alessandra.dimariano@upc.edu, antonio.gens@upc.edu

(2) Técnica y Proyectos, S.A.Departamento de Geotecnia de Cataluña, Barcelona xgost@typsa.es

(3) Generalitat de Catalunya, Barcelona eugenia.alvarez@gencat.cat

RESUMEN

Al norte de la ciudad de Barcelona, un talud adyacente a una carretera presenta signos de inestabilidad desde hace unos años. Un extenso sistema de instrumentación topográfica y geotécnica ha permitido observar el movimiento del talud y localizar la superficie de deslizamiento en diversas secciones del mismo. Los numerosos datos de auscultación se han analizado en su conjunto con la finalidad de seguir la evolución del movimiento y entender sus causas. Para estudiar el fenómeno de inestabilidad y obtener información sobre su posible evolución, se han realizado análisis numéricos que han permitido, entre otras cosas, seleccionar medidas de estabilización eficaces para la ladera. En el presente trabajo, se describen los detalles del estudio numérico y se comparan los resultados con las observaciones in situ.

1. INTRODUCCIÓN

Los fenómenos de inestabilidad en laderas y taludes son, en general, fenómenos de gran complejidad que es necesario identificar adecuadamente para seleccionar medidas de contención y estabilización apropiadas (Alonso et al., 1993, Corominas y Yagüe, 1997, Hackl et al., 2018, Argyroudis et al., 2019). Una estimación incorrecta de dichos fenómenos puede llevar a la adopción de soluciones para su estabilización ineficaces o incluso contraproducentes (Leroueil, 2001, Corominas, 2006, Alonso et al., 2010 entre otros).

Las redes viarias a menudo están sujetas a fenómenos de inestabilidad de los taludes que las rodean con consecuente afectación a sus usuarios, así como a las mismas infraestructuras de transporte. La necesidad de garantizar la funcionalidad y seguridad de dichas redes viarias hace que sean prioritarias tanto la caracterización de las zonas problemáticas como la gestión de los riesgos asociados (Mavrouli et al. 2019).

Según Eberhardt (2003), los principales objetivos de un análisis de estabilidad de taludes incluyen la determinación de las condiciones de la ladera, la evaluación de sus posibles mecanismos de rotura, el estudio de su respuesta frente a factores externos que pueden desencadenar una rotura y también la valoración y comparación de diferentes medidas de estabilización. Para llevar a cabo un análisis de estabilidad pueden utilizarse diferentes metodologías, basadas tanto en soluciones convencionales (asociadas a métodos cinemáticos o de equilibrio límite) como en soluciones analíticas y numéricas (Eberhardt, 2003, Sengani y Allopi, 2022).

El presente trabajo presenta los resultados de un análisis numérico de elementos finitos realizado para estudiar la estabilidad de un talud adyacente a una carretera al norte de la ciudad de Barcelona. La auscultación del talud ha proporcionado información detallada sobre el mecanismo de inestabilidad y la ubicación de la superficie de deslizamiento. Los resultados numéricos se comparan con las observaciones in situ.

2. DESCRIPCIÓN DEL TALUD

Una de las principales autovías autonómicas, que conecta la ciudad de Barcelona con el norte de la región catalana, atraviesa los valles de dos ríos, el Congost y el alto Ter (Fig. 1). Dicha autovía, intensamente transitada (más de 30.000 vehículos diarios), está en funcionamiento desde la década de los años 90 y, en un tramo de unos 500 m de longitud que discurre por el valle del río Congost, ha presentado desperfectos con cierta frecuencia desde el año 2004. Los estudios para determinar el origen de dichos desperfectos se iniciaron en el 2008, centrándose inicialmente sólo en la propia carretera. A partir del 2017, se realizaron obras de reparación de gran envergadura en la autovía y el Contratista pudo comprobar que los desperfectos en realidad se debían al desplazamiento de la carretera en sentido transversal, causado por el movimiento del talud adyacente (Fig. 2).



Figura 1. Plano de la autovía al norte de la ciudad de Barcelona, que atraviesa los valles del río Congost y del alto Ter.



Figura 2. Perfil geológico relativo a una de las secciones transversales del talud. La Figura muestra la ubicación de la superficie de deslizamiento indicada por los inclinómetros.

Para la construcción de la autovía en 1989, se realizaron unos desmontes al pie de la ladera que modificaron la configuración de esta última. En el tramo de autovía afectado por los desperfectos y correspondiendo con la cabeza del talud, se encuentra una antigua cantera transformada en depósito de residuos controlado desde la finalización de la actividad extractiva en 2003. Los resultados de los últimos estudios geotécnicos, realizados en la zona, apuntan a que los daños observados en la carretera derivan exclusivamente del fenómeno de inestabilidad del talud. Dicho fenómeno moviliza, según los datos más recientes, un volumen total de unos 4 millones de metros cúbicos de material.

3. GEOLOGÍA DE LA ZONA

La zona objeto de estudio se encuentra en el límite norte de la Cordillera Prelitoral Catalana donde se junta con la Depresión del río Ebro. La mayor parte de los materiales de la zona corresponden a rocas sedimentarias y sedimentos de diversos tipos, lutitas, arcillitas, areniscas, rocas calcáreas, dolomías y arcillas arenosas con gravas.

Los materiales más antiguos pertenecen al Triásico. Se trata de lutitas, arcillas y areniscas silíceas del Triásico inferior subyacentes a niveles litológicos de calizas y dolomías del Triásico medio (Fig. 2). Por encima, se encuentran los materiales del Cuaternario que incluyen arcillas limosas con gravas y bloques, así como gravas arcillosas con bloques, de potencia reducida (Fig. 2). Estos sedimentos de origen coluvial recogen las aguas de infiltración de la zona y actúan como un dren superficial.

Durante la fase de explotación de la antigua cantera, se produjo la descarga de la coronación de la ladera con la consecuente reducción, o en algunas zonas eliminación, de los niveles litológicos de calizas y dolomías. Las lutitas subyacentes quedaron per tanto más expuestas a los agentes atmosféricos y es probable que esto haya favorecido su alteración. En el período de explotación de la cantera además se rebajó el nivel freático de la ladera para realizar la extracción de las dolomías y calizas en seco.

Para la restauración ambiental de la ladera, se decidió convertir la cantera en depósito controlado de residuos. Se impermeabilizó por tanto su fondo, generándose así un vaso de recogida de aguas superficiales en la parte alta del talud que modificó las condiciones hidráulicas del entorno. Naturalmente, la fase de restauración produce una carga en la cabeza del talud.

4. MOVIMIENTO OBSERVADO

El entorno de la autovía, incluidos el talud adyacente y el depósito de residuos en su coronación, están extensamente instrumentados. El sistema de auscultación incluye medidas topográficas y geotécnicas para controlar la evolución del movimiento tanto en superficie como en profundidad, permitiendo además la identificación de la superficie de deslizamiento del talud. También incluye piezómetros, abiertos y de cuerda vibrante, para observar las variaciones del nivel freático y la evolución de las presiones del agua intersticial en la superficie de rotura.

Los datos disponibles indican que la velocidad del movimiento del talud varía en el tiempo, siendo sensible a cambios en las condiciones hidráulicas del entorno, debidos, por ejemplo, a diferentes eventos de lluvia o a variaciones del nivel freático (Figuras 3 y 4). Desde la instalación de la instrumentación en junio del 2017, el movimiento observado ha ido creciendo progresivamente hasta finales del 2018, con alguna aceleración puntual asociada principalmente a precipitaciones de cierta intensidad (Fig. 4). A partir de finales de diciembre del 2018 se procede a la descarga

de los residuos en la cabeza del talud y el movimiento del talud empieza lentamente a ralentizarse, excepto en ocasión de una fuerte borrasca que se produce en enero del 2020 (Fig. 4).



Figura 3. Evolución de la velocidad del movimiento del talud en milímetros al mes y del nivel freático. En gris se muestra el histograma de los eventos de lluvia en litros al metro cuadrado. Período de observación junio 2017mayo 2022.



Figura 4. Evolución del movimiento del talud y del nivel freático. En gris se muestra el histograma de los eventos de lluvia en litros al metro cuadrado. Período de observación junio 2017-mayo 2022.

5. ANÀLISIS NUMÉRICO DEL FENÓMENO

Desde el inicio de la auscultación, la evolución del fenómeno de inestabilidad representa un riesgo no solo para la seguridad de la autovía sino también para sus usuarios. Por tanto, a partir del 2017 y con la finalidad de esclarecer las causas del fenómeno, la Administración local decide llevar a cabo un estudio geotécnico detallado de la zona y un análisis de estabilidad de la ladera.

Para reproducir la historia de los eventos ocurridos en el entorno del talud y analizar la contribución relativa de cada uno de ellos a la evolución del fenómeno de inestabilidad, el

Contratista realiza unos análisis numéricos para predecir la ubicación de la posible superficie de rotura. El análisis se lleva a cabo mediante el código comercial de elementos finitos Phase2V9 de Rocscience. En el momento del análisis no se conocen las condiciones de la ladera previas al inicio del fenómeno de inestabilidad y tampoco se dispone de muchos datos de movimientos; el modelo por tanto no se puede calibrar y los resultados obtenidos deben considerarse solo en términos relativos y no pueden utilizarse para prever movimientos.

La Figura 5 muestra el modelo de elementos finitos y sus dimensiones. Para el análisis se utiliza un modelo de deformación plana simplificado, en el que la geometría del problema se aproxima a una sección transversal uniforme. En el modelo se consideran exclusivamente dos materiales, las calizas del Triásico medio y las lutitas del Triásico inferior (Fig. 5). El comportamiento de estos niveles litológicos se modeliza mediante el criterio de Hoek-Brown generalizado (ecuaciones 1-4), para tener en cuenta los diferentes grados de alteración de los materiales. El modelo, tal como está implementado, permite reproducir de forma aproximada la diminución de la resistencia de un material una vez se haya producido su plastificación, teniendo en cuenta tanto los parámetros de resistencia de pico como los residuales.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \tag{1}$$

En la ecuación (1), que rige el modelo constitutivo, el parámetro m_b representa un valor reducido de la constante del material m_i que se obtiene a través de la ecuación (2). Los parámetros s y a son constantes del material expresadas por las ecuaciones (3) y (4). Para rocas intactas resulta s=1. Las tensiones σ'_1 y σ'_3 representan los esfuerzos principales efectivos mayor y menor en el momento de la rotura, mientras que σ_{ci} es la resistencia a compresión uniaxial del material intacto. Por último, *GSI* representa el Índice de Resistencia Geológica (Hoek et al., 1992, Hoek, 1994, Hoek et al., 1995, Hoek et al., 1998, Marinos y Hoek 2000, Hoek y Marinos 2000, Marinos y Hoek 2001) y D es un factor que depende del grado de alteración del material. Su valor está comprendido en el rango 0-1, siendo D=0 en el caso de macizos intactos y D=1 en materiales fuertemente alterados (Hoek et al., 2002).

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \tag{2}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \tag{3}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/1} - e^{-20/1} \right)$$
(3)

Los parámetros geomecánicos utilizados en los análisis están resumidos en la Tabla 1. Se trata de parámetros estimados a partir de las propiedades de las formaciones litológicas intactas. En los cálculos, el estado tensional inicial de los materiales se calcula en base a su peso proprio (Gravity Field Stress). En cuanto a las condiciones hidráulicas de la ladera, a pesar de no disponer de información histórica relativa al nivel freático, se ha estimado que este ha sufrido una bajada de 8 m por la explotación de la cantera. Los análisis se han realizado en condiciones drenadas.

Para el cálculo se consideran las siguientes 7 fases, que reflejan la cronología histórica de los acontecimientos de manera aproximada:

- Fase 1: Cálculo del estado tensional inicial
- Fase 2: Ejecución de los desmontes para la construcción de la autovía
- Fase 3: Bajada del nivel freático
- Fase 4: Excavación de la cantera (fase de explotación)
- Fase 5: Degradación de la parte más superficial de las lutitas (20 m de potencia, tal como se observa de los sondeos realizados)
- Fase 6: Subida del nivel freático
- Fase 7: Relleno de la antigua cantera (fase de restitución)



| Parámetro | Unidad | Calizas | | Lutitas | | Lutitas degradadas | |
|---------------|--------|---------|----------|---------|-----------------------|--------------------|-----------------------|
| | | Pico | Residual | Pico | Residual | Pico | Residual |
| σ_{ci} | MPa | 75 | 75 | 17 | 17 | 17 | 17 |
| GSI | - | 60 | 30 | 50 | 20 | 35 | 20 |
| m_i | - | 10 | 10 | 8 | 8 | 8 | 8 |
| D | - | 0 | 0 | 0 | 0.9 | 0.8 | 0.9 |
| m_b | - | 2.397 | 0.821 | 1.341 | 0.044 | 0.167 | 0.044 |
| S | - | 0.0117 | 0.0004 | 0.0039 | 3.06×10 ⁻⁶ | 0.0001 | 3.06×10 ⁻⁶ |
| a | - | 0.503 | 0.522 | 0.506 | 0.544 | 0.516 | 0.544 |
| E_i | MPa | 12740 | 12740 | 1920 | 1920 | 1920 | 1920 |
| V | - | 0.22 | 0.22 | 0.22 | 0.22 | 0.22 | 0.22 |

Figura 5. Sección del modelo de elementos finitos.

La fase de cálculo 2 reproduce la ejecución de los desmontes al pie del talud y en el modelo se observa la formación de unos puntos plásticos de rotura a nivel de la carretera, localizados en la zona más superficial del nivel de las lutitas (Fig. 6). La bajada del nivel freático debida a las operaciones de bombeo y la excavación de los materiales en la cantera, durante la fase de su explotación, no inducen en el modelo una propagación de los puntos plásticos de rotura (Fig. 7). En efecto, se trata en ambos casos de actuaciones que contribuyen a la estabilidad de ladera ya que disminuyen las fuerzas desestabilizadoras. La degradación de los primeros 20 m de lutitas, observada a partir de las observaciones de campo, contribuye a la propagación del fenómeno de rotura hacia la coronación del talud (Fig. 8), en la fase de cálculo 5. La modelización numérica de un fenómeno tan complejo como la degradación natural de los materiales, que suele ocurrir en el tiempo, es difícil y se ha modelizado aquí de forma aproximada con un material con características mecánicas reducidas respecto al resto de la roca intacta. Finalmente, la aportación de residuos en cabeza y la subida del nivel freático, debida a la interrupción del bombeo en el recinto de la antigua cantera, generan en el modelo la propagación de los puntos plásticos del pie a la coronación del talud y se genera un mecanismo de deslizamiento (Fig. 9). La Figura 9 muestra los resultados de la última fase del análisis, en término de puntos plásticos de rotura por solicitaciones de corte (en rojo). En la misma figura, la línea discontinua negra representa la superficie de deslizamiento observada mediante las lecturas inclinométricas, meses después de la predicción numérica. La comparación entre los puntos plásticos del modelo y la forma de la superficie observada in situ muestra, en general, un buen acuerdo.

Tabla 1. Parámetros geomecánicos utilizados en el análisis del fenoméno de inestabilidad. El parámetro E_i representa el valor inicial del módulo de Young y ν el coeficiente de Poisson.



Figura 6. Resultados relativos a la Fase de cálculo 2. En rojo se indican los puntos plásticos de rotura del material.



Figura 7. Resultados relativos a la Fase de cálculo 4. En rojo se indican los puntos plásticos de rotura del material.



Figura 8. Resultados relativos a la Fase de cálculo 5. En rojo se indican los puntos plásticos de rotura del material.



Figura 9. Resultados relativos a la última fase de cálculo (Fase 7). En rojo se indican los puntos plásticos de rotura del material. La línea discontinua negra representa, de forma aproximada, la superficie de deslizamiento observada in situ.

12. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Un talud que rodea una autovía autonómica de la red viaria catalana, en España, presenta signos de inestabilidad desde hace años. Desde un punto de vista geológico, el entorno está en el límite norte de la Cordillera Prelitoral Catalana e incluye rocas sedimentarias y sedimentos de diversos tipos.

El extenso sistema de instrumentación desplegado en la zona ha proporcionado información sobre la localización de la superficie de rotura del talud y la evolución de sus movimientos. Los datos disponibles han identificado una masa inestable de grandes dimensiones que moviliza un volumen de terreno de unos 4.000.000 de metros cúbico, con profundidades máximas de unos 40 m.

En la fase inicial del período de auscultación, se han realizado análisis numéricos de elementos finitos para hacer predicciones sobre la forma y la evolución de la superficie de deslizamiento del talud. Los análisis de elementos finitos resultan adecuados para el estudio de taludes de roca intacta o roca fuertemente alterada con comportamiento tipo suelo. El código utilizado para los cálculos incluye modelos constitutivos apropiados para reproducir de forma aproximada el comportamiento de macizos meteorizados como los del presente caso de estudio.

Las previsiones numéricas sobre la ubicación de la superficie de deslizamiento han sido confirmadas por las observaciones in situ. Este trabajo confirma que, cuando son aplicados correctamente, los métodos numéricos representan una herramienta útil para proporcionar información clave sobre posibles problemas de estabilidad y mecanismos de rotura.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a Infraestructuras de la Generalitat de Catalunya, S.A.U. por el apoyo dado a la elaboración del presente trabajo.

Se agradece también la ayuda CEX2018-000797-S relativa a los centros de excelencia "Severo Ochoa" (2019-2023) financiada por MCIN/AEI/10.13039/501100011033.

REFERENCIAS

- Alonso, E.E., Gens, A. and Lloret, A., 1993. The landslide of Cortes de Pallas, Spain. *Géotechnique* 43, No. 4, 507-521.
- Alonso, E.E., Pinyol, N.M. and Puzrin, A.M., 2010. Geomechanics of failures. Advanced Topics. Springer Science + Business Media. https://doi.org/10.1007/978-90-481-3538-7.
- Argyroudis, S.A., Mitoulis, S.A., Winter, M.G. and Kaynia, A.M., 2019. Fragility of transport assets exposed to multiple hazards: state-of-the-art review toward infrastructural resilience. *Reliab. Eng. Syst. Saf.* https://doi.org/10.1016/j.ress.2019.106567.
- Corominas, J., 2006. El clima y sus consecuencias sobre la actividad de los movimientos de ladera en España. *Rev. C & G.*, 20 (3-4), 89-113.
- Corominas, J. y García Yagüe, A., 1997. Terminología de los movimientos de ladera. *IV Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables*. Alonso, E.; Corominas, J.; Chacón, J.; Oteo, C. y Pérez, J. (eds.). Granada. Vol. III, 1051-1072.
- Eberhardt, E., 2003. *Rock Slope Stability Analysis-Utilization of Advanced Numerical Techniques*. University British Columbia.
- Hackl, J., Lam, J.C., Heitzler, M., Adey, B.T. and Hurni, L., 2018. Estimating network related risks: A methodology and an application in the transport sector. *Nat Hazards Earth Syst Sci*, 18(8): 2273–2293. https://doi.org/10.5194/nhess-18-2273-2018.
- Hoek, E., 1994. Strength of rock and masses. ISRM News Journal, 2 (2), 4–16.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B., 2002. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings* of NARMS-Tac, 267-273.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F., 1995. *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam, Balkema.
- Hoek, E. and Marinos, P., 2000. Predicting Tunnel Squeezing. *Tunnels and Tunnelling International*. Part 1 November 2000, Part 2 –December, 2000.
- Hoek, E., Marinos, P. and Benissi, M., 1998. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bull. Eng. Geol. Env.* 57 (2), 151–160.
- Hoek, E., Wood D. and Shah, S., 1992. A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. Proc. Rock Characterization, *Symp. Int. Soc. Rock Mech Eurock'* 92, (ed. J.A. Hudson), 209–214. London, Brit.

- Leroueil, S., 2001. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Géotechnique* 51, No. 3, 197-243.
- Marinos, P. and Hoek, E., 2000. GSI A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Proc. GeoEng 2000 Conference*, Melbourne.
- Marinos. P, and Hoek, E., 2001. Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of the International Association of Engineering Geologists*.
- Mavrouili, O., Corominas, J., Ibarbia, I., Alonso, N., Jugo, I., Ruiz, J., Luzuriaga, S., and Vavarro, J.A., 2019. Integrated risk assessment due to slope instabilities in the roadway network of Gipuzkoa, Basque Country. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 19, 399–419, 2019 https://doi.org/10.5194/nhess-19-399-2019.
- Sengani, F. and Allopi, D., 2022. Numerical study on the evolution process of slope failure triggered by extreme rainfall along a road-cut in mountainous terrain. *Scientific Reports 12*: 6810, 1-11. https://doi.org/10.1038/s41598-022-10655-5

DESARROLLO DE UNA APLICACIÓN DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES 3D MEDIANTE MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE EN LENGUAJE PYTHON

GERMÁN LÓPEZ PINEDA (1), ANA MARÍA. VILLENA RIVERA (2), ISIDRO OCETE RUIZ (2) Y CARLOS ÁLVAREZ CALVO (2)

 (1) Departamento de Mecánica, Área de Mecánica de los Médios Contínuos y Teoría de Estructuras EPS de Córdoba Universidad de Córdoba
 Departamento de Geotecnia, Cemosa, Ingeniería y Control <u>mellopig@uco.es \ german.lopez@cemosa.es</u>

> (2) Departamento de Geotecnia Cemosa, Ingeniería y Control <u>ana.villena@cemosa.es</u> <u>isidro.ocete@cemosa.es</u> <u>carlos.alvarez@cemosa.es</u>

RESUMEN

Hasta fechas muy recientes el cálculo de estabilidad de taludes se ha realizado usando métodos bidimensionales, estos métodos nos han permitido estudiar la sección que se considera más desfavorable de un talud, pero no se podía modelizar un deslizamiento en todo su conjunto. Actualmente están apareciendo códigos que llevan implementada la metodología 3D, pero todavía no están suficientemente extendidos. Los métodos 3D modelizan un deslizamiento como una superficie esférica que intersecta los planos que definen la geometría de un talud tridimensional. Los métodos de equilibrio límite a usar son los de Bishop y Janbu, ambos iterativos, se implementa además el método de Fellenius para calcular el factor de seguridad (FS) de inicio para los otros dos métodos. En 3D el valor del coeficiente de seguridad no es un escalar sino una entidad vectorial de dos componentes, ya que existe equilibrio en los tres ejes del sistema, por lo que han de considerarse ambos valores en la evaluación de la estabilidad. Una vez desarrolladas las librerías y el programa gestor se comparan mediante ejemplos los valores obtenidos y los resultados de las secciones centrales del problema usando métodos 2D en programas comerciales de amplio uso. Además, se ha centrado el desarrollo y aplicación del código en la creación de una herramienta enfocada en el cálculo retrospectivo de parámetros para un deslizamiento modelizable mediante una superficie esférica comparándola con los resultados obtenidos en herramientas que trabajan en el entorno bidimensional. Para la codificación de los algoritmos se ha usado el lenguaje Python 3.10, lenguaje de programación genérico con una amplia librería orientadas a la computación científica y técnica, se ha elegido este lenguaje ya que es accesible a cualquier usuario y es fácil de instalar en cualquiera de los sistemas operativos actuales.

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente documento es el de desarrollar una aplicación escalable basada en lenguaje Python para su uso en problemas de estabilidad de taludes en 3D.

Los métodos implementados se basan en métodos bidimensionales muy aplicados en la actualidad en el diseño, comprobación y corrección de taludes.

Los métodos implementados en este documento, se basan en teoría del equilibrio límite, considerando una superficie de deslizamiento esférica. Los métodos de equilibrio límite han resultado especialmente usado en su implementación a modelos tridimensionales. A partir de la década de los años sesenta del siglo XX, numerosas investigaciones han dado como resultado procedimientos extendidos para el análisis tridimensional y su aplicación en taludes en suelos.

En la siguiente tabla se indican algunos de los métodos usados en el análisis de estabilidad de taludes en suelos con superficies de rotura esférica dentro del rango de los métodos aplicados en este documento, existe una extensa lista de métodos para distintos modelos de Métodos de Equillibrio Límite (MEL).

| Denominación Modelo MEL | | Aplicación | Superficie de rotura |
|-------------------------|---|--------------|---|
| | | | |
| Hungr (1987) | Bishop simplificado | Simétrica | Rotacional con sección central circular |
| Hungr et al. (1989) | Bishop y Janbu simplificado | Simétrica | Rotacional |
| Cheng y Yip (2007) | Bishop, Janbu simplificado y Morgenstern y Price | Generalizada | Esférica |

Tabla 1. Métodos usados en análisis de estabilidad de taludes en 3D

Al igual que en los métodos bidimensionales es necesaria la definición de la geometría del problema, los parámetros geomecánicos, presencia del nivel freático, cargas externas etc, con la salvedad de que pasamos de curvas a elementos discretizables mediante líneas, en el caso tridimensional se pasa de superficies parametrizables a planos.

Las curvas de rotura que en caso bidimensional que se asimilan según los métodos a espiral logarítmica, arcos de circunferencia, etc, en el caso tridimensional se asimilan a esferas, cilindros truncados en los bordes mediante lados elipsoidales, cónicos, o superficies más complejas, en este documento se considera la discretización de la superficie de rotura mediante superficies generadas po esferas y su intersección con los planos que definen la geometría del modelo del talud.

En los métodos de análisis bidimensional se considera como sección de cálculo, la considerada más desfavorable dentro del binomio altura/pendiente ,se considera que la curva de rotura es transversalmente infinita. Hay por lo tanto consideración bidimensional de deformaciones y se simplifica el problema no considerando la condición tridimensional.

La cuestión que más interesa desde el punto de vista de la ingeniería de taludes, es la relación entre los coeficientes de seguridad obtenidos para similares puntos de partida, geometrías, parametrización, cargas etc entre un método un 3D y su análogo en 2D.

Los resultados como es de esperar no van a ser iguales según el método usado (2D/3D), los métodos bidimensionales no tienen en cuenta los efectos tridimensionales 8del problema. Según varios autores Gitirana et al. (21) indican que los factores de seguridad resultantes de los análisis tridimensionales

son mayores que los obtenidos de los análisis bidimensionales dentro de un rango del 15% al 50%, estos estudio están realizados normalmente en suelos homogéneos en los que por ejemplo no se tiene en cuenta la variabilidad lateral del terreno y fundamentalmente el efecto de fuerzas laterales estabilizadoras que si se contemplan en el caso tridimensional, evidentemente un método no es mejor por ser más conservador que otro.

En el caso tridimensional a diferencia del bidimensional se obtienen dos coeficientes de seguridad con respecto a los ejes planos del modelo, de los cuales un de los dos evidentemente será el menor y por lo tanto modelice la superficie de rotura pésima.

El procedimiento de la discretización del modelo para su procesado computacional en lo que respecta a la geometría es:

- ∞ Definición de un sistema de referencia global para todos los elementos de la geométrica del problema,
- ∞ Discretización de la geometría exterior del terreno mediante planos, en este caso el método sería similar al caso bidimensional de definición mediante líneas pero ampliándolas a entidad de plano mediante el ancho de banda, esto define el grupo de planos de la geometría exterior, la geometría será capturada a través de los datos incluidos en un archivo (terreno.xls o terreno.xlsx), en el cual estará definidos los planos que definen la topografía del talud a estudiar.
- ∞ Definición de los contactos de las distintas litologías mediante el anterior método, de forma que una unidad geotécnica se defina mediante entre dos grupos de planos (techo y muro), los datos de definición de las unidades se indican en un archivo (capas.xls o capas.xlsx), en el último plano definido se debe de indicar el espesor de la última unidad.
- ∞ El nivel freático al igual que los techos de las unidades geotécnicas se define mediante un grupo de planos, los datos se implementan en un archivo (nf.xls o nf.xlsx).
- ∞ Las características geomecánicas de las unidades se deben de indicar en un archivo (unidades.xls o unidades.xlsx), en el que se asocia el indentificador de cada unidad en el primera columna y en las restantes los datos de los parámetros geotécnicos (pesos específicos, cohesión y ángulo de rozamiento).

Una vez definido el modelo geométrico y el geomecánico, se pasa a la definición de la esfera que se considere para el cálculo, mediante los valores (xc,yc,zc) del centro de la esfera y el radio. En el caso bidimensional se define una malla de centros a la que se le asocia una densidad de estos y se le asocia unas limitaciones para los radios, en el caso tridimensional se trata de un volumen de centros con su densidad correspondiente y la limitación de radios es bidimensional, los datos del mallado de centros se indica en un archivo (esfera.xls o esfera.xlsx).

Una vez definidos los datos se procede a la ejecución del proceso computacional:

- ∞ Verificación de la geometría del problema, coherencia del modelo geométrico y de la correspondencia de los datos de las unidades con la geometría, así como del grupo de planos del nivel freático con el modelo geométrico general.
- ∞ Comprobación de la intersección de la esfera de cálculo con el modelo geométrico basado en planos, este aspecto es importante porque va a definir el dominio de cálculo.
- ∞ Definición paramétrica del volumen esférico definido por la esfera y el sistema de planos del modelo geométrico del problema.
- Discretización de los elementos columnares (dovelas en el caso bidimensional) indicando la separación en X e Y, dimensiones, centro de gravedad, zonas debajo del nivel freático, vectores normales en la base, tangentes y normales a las paredes.
- ∞ Establecimiento de las ecuaciones de equilibrio según el método elegido
- ∞ Solución del sistema de ecuaciones y obtención de los coeficientes de seguridad FSx y FSy, en este documento sólo se va a tener en cuenta el cálculo de FSx en la dirección de la máxima dimensión horizontal del volumen considerado.

2. DISCRETIZACIÓN DEL DOMINIO DE CÁLCULO

Se considera un sistema de referencia XYZ, en que el eje Z mide la altura, Y mide el ancho de banda y X constituye la dirección dominante del movimiento, el punto (0,0,0) se sitúa en la mitad del ancho de banda el modelo geomético.

Una vez verificada la geometría obtenida de los archivos de entrada de datos, se procede al cálculo de la intersección de la esfera considerada y la geometría del modelo, en la siguiente imagen se muestra la proyección en planta y alzado de una esfera tipo de coordenadas (xc,yc,zc,R) con la geometría del talud.



PROYECCIÓN DE LA ESFERA (PLANO CENTRAL) DE CÁLCULO EN EL PLANO YZ

Figura 1. Discretización del problema en planta y alzado considerando el plano central con respecto a la esfera

El siguiente paso consiste en la definición de la malla los elementos columnales (las dovelas en análisis bidimensional), cada elemento se define por dos puntos, el punto superior (punto s), que corresponde a la superficie del talud y el punto de la base de la esfera (punto e), es decir cada pareja de puntos por elemento columnar presenta las siguientes relaciones:

- ∞ xs=xe, los valores de x coinciden
- ∞ ys=ye, los valores de y coinciden
- ∞ zs>=ze, como es natural sólo se diferencian en la coordenada z que es la que además se usa para el cálculo de la altura del elemento columnar

Los valores de ancho del elemento ya vienen definidos en la entrada de datos en lo que respecta a la definición de la malla de elementos columnares.

3. FUERZAS ACTUANTES EN EL ELEMENTO COLUMNAR

Se considera el siguiente conjunto de fuerzas actuantes en cada elemento columnar:

- ∞ Peso del elemento columnar (Wz)
- ∞ Fuerzas exteriores sobre el elemento columnar (Fext z)
- ∞ Efecto de la presencia del nivel freático en dirección x e y
- ∞ Fuerza sísmica en dirección x e y
- ∞ Fuerza sísmica en dirección z
- En lo que respecta a las reacciones tenemos:
- ∞ Fuerza normal efectiva en la base del elemento columnar
- ∞ Fuerzas cortantes en direcciones x e y
- ∞ Fuerzas de empuje en dirección x e y, (con los correspondientes incrementos en los planos paralelos).

En la siguiente imagen se muestra la distribución de fuerzas actuantes



Figura 2. Diagrama de fuerzas en un elemento columnar (Hung, 1987)

4. MÉTODOS DE CÁLCULOS

Se han considerado tres métodos de equilibrio límite los cuales presentan simplificaciones con objeto de conseguir un sistema de ecuaciones que pueda ser solucionado dichos métodos son :

- ∞ Fellenius
- ∞ Bishop
- ∞ Janbu

Las características de los tres son ampliamente conocidas y se resumen:

- ∞ No se incluye análisis de deformaciones.
- ∞ Su base es equilibro de fuerzas y/o de momentos.
- ∞ Se supone distribución uniforme en la base de los elementos columnares.
- ∞ En algunos casos no se considera cortante entre elementos columnares (Janbu).
- ∞ El material de una unidad concreta confinado en el elemento columnar se considera isótropo, a mayor numero de elementos columnares mejor aproximación a la distribución real de las unidades geotécnicas.
- ∞ Se supone que la superficie de rotura es esférica.

Las formulaciones usadas en cada uno de los métodos son:

En el caso del método de Fellenius la formulación para la obtención del coeficiente de seguridad es :

$$FS = \frac{\sum R_{i,j}[c_{i,j} A_{i,j} + \left(\frac{\cos^2(\alpha_{i,j})}{\cos(\epsilon_{i,j})}(W_{i,j} - k_{eq} W_{i,j} \tan(\phi_{i,j})) - u_{i,j} A_{i,j}\right) \tan(\alpha_{i,j})]}{\sum W_{i,j}[R_{i,j} \operatorname{seno}(\alpha_{i,j}) + k_{eq} e_{i,j}]}$$
(1)

Para el caso de Bishop la formulación del coeficiente de seguridad es

$$FS = \frac{\sum R_{i,j}[c_{i,j}A_{i,j} + \left(\frac{\frac{W_{i,j} - \frac{c_{i,j}A_{i,j} \operatorname{seno}\left(\alpha_{i,j}\right)_{+}}{FS} + \frac{u_{i,j}A_{i,j}\tan\phi_{i,j}}{FS}}{\cos\epsilon_{i,j} + \frac{(\operatorname{seno}\alpha_{i,j}\tan\phi_{i,j})}{FS}} - u_{i,j}A_{i,j}\right)}{\sum W_{i,j}[R_{i,j}\operatorname{seno}\left(\alpha_{i,j}\right) + k_{eq}e_{i,j}]}$$
(2)

La formulación del método de Janbu se indica a continuación:

$$FS = \frac{\sum \left[c_{i,j} A_{i,j} + \left(\frac{W_{i,j} - \frac{c_{i,j}A_{i,j} \operatorname{seno}\left(\alpha_{i,j}\right)}{FS} + \frac{u_{i,j}A_{i,j} \tan \phi_{i,j}}{FS} - u_{i,j}A_{i,j}\right)}{\sum W_{i,j}\left[\tan\left(\alpha_{i,j}\right) + k_{eq}\right]} - u_{i,j}A_{i,j}\right] \tan\left(\alpha_{i,j}\right)\right]}$$

$$(3)$$

Siendo para cada elemento columnar i,j:

- ∞ R_{i,j}, distancia desde el eje de rotación del la esfera a la base del elemento columar.
- ∞ c_{i,j}, es la cohesión asociada la unidad geotécnica.
- $\infty \phi_{i,j}$, ángulo de rozamiento de la unidad geotécnica.
- ∞ A_{i,j}, área de la base del elemento columnar.
- ∞ W_{i,j}, peso del elemento columnar.
- ∞ $\alpha_{i,j}$, buzamiento aparente de la base del elemento columnar.
- ∞ u_{i,j}, presión de poro.
- ∞ k_{eq} coeficiente de la aceleración sísmica de cálculo.
- ∞ e _{i,j}, longitud del brazo del momento con respecto al eje de rotación.
- $\infty \epsilon_{i,j}$, ángulo de la base de la superficie de deslizamiento del elemento.

5. DESARROLLO DEL ALGORITMO

El proceso de cálculo sigue la siguiente secuencia:

- ∞ Preparación de los archivos de entrada de datos en formato xlsx o xls
- ∞ Importación de los datos de geometría del talud, capas de los distintos materiales y nivel freático, con lo que estaría definido el modelo geomecánico del talud, se comprueba que la geometría es consistente y no hay errores en su definición, especialmente en lo referente a la intersección de la esfera y los planos de datos, que debe de tener solución.
- ∞ Intersección del anterior modelo y de la esfera de cálculo con lo que se obtiene del volumen deslizado.
- ∞ División del volumen deslizado en una malla tridimensional de elementos columnares en dirección x e y, limitados inferiormente por la esfera y superiormente por la topografía del talud, dichos elementos contienen en su intersección con las distintas capas de datos información discreta de los valores de peso específico, cohesión, ángulo de rozamiento asociado a las capas de materiales, que serán tenidos en cuenta en los cálculos de los coeficientes de seguridad.
- Selección del tipo de método de cálculo (Fellenius, Bishop o Janbu), en el caso de los dos últimos al ser un proceso iterativo se fija una tolerancia ente iteraciones para detener el cálculo o bien un número de iteraciones máximo para evitar bucles infinitos.
- ∞ Después de la finalización del proceso de cálculo, ya sea por detención por tolerancia o por superación del número de iteraciones se indica un aviso del fin del proceso de cálculo
- ∞ Obtención de resultados en forma de archivo de extensión de texto plano, en que se incluyen los valores de las iteraciones realizadas.

En la siguiente imagen se muestra el organigrama del algoritmo:



Figura 3. Diagrama del proveso de cálculo

6. HERRAMIENTAS ESTANDAR USADAS EN LA CODIFICACIÓN LIBRERÍAS EXTERNAS

Se ha usado el lenguaje Python (versión 3.10), por los siguientes motivos:

- ∞ Es un lenguaje interpretado, no es necesario ejecutar todo el código para detectar un eror
- ∞ Es portable, se puede desarrollar y ejecutar en cualquier sistema operativo que soporte Python.
- $\infty~$ Posee una extensa biblioteca de funciones agrupadas por tipos que no para de crecer y de actualizarse.
- ∞ El interprete es gratuito, así como una gran cantidad de entornos de desarrollo integrado, (se ha usado Visual Studio Code de Microsoft ®).
- ∞ Se pueden usar los paradigmas de programación orientada a objetos o funcional (se ha optado por esta última).

No obstante presenta inconvenientes:

- ∞ Es más lento que C++ que es compilado frente a Python que es interpretado.
- ∞ No genera ejecutables, si es posible generar archivos precompilados.
- ∞ Es un lenguaje de tipado dinámico frente al estático de C++, Java, etc que en principio puede ser una ventaja a la hora de codificar, pero en programas de cálculo intensivo puede ser un problema por la optimización de memoria.

Se ha usado como entorno de desarrollo integrado, VS Code de Microsoft, es posible también posible usar distribuciones como Anaconda u otras similares, se ha optado por esta configuración ya que permite instalar el intérprete de Python, el entorno de desarrollo y posteriormente sólo las librerías que necesitamos, cosa que no ocurre con Anaconda que instala una gran cantidad de estas por defecto.

Para realizar la codificación se han usado las siguientes librerías:

- ∞ **pandas**, librería externa, dcaptura y manipulación de datos desde archivos de datos, búsqueda de errores y depuración (https://pandas.pydata.org).
- ∞ **numpy**, librería externa de cálculo numérico, permite el manejo de matrices, y posee una enorme lista de funciones matemáticas de alto nivel (https://numpy.org)
- ∞ matplotlib, librería usada en representaciones gráficas, (https://matplotlib.org/)
- ∞ time, librería estándar de Python se usa para añadir a loa archivos generados una marca

de tiempo para diferenciarlos

Todas estas librerías son incorporadas al código mediante la instrucción *import librería* y pueden ser instaladas en el ordenador mediate el comando en la consola de Python *pip install librería*.

7. ESTRUCTURA DEL CÓDIGO

El código se articula en el paradigma de la programación funcional (no se usa POO), de fácil mantenimiento y en su caso expansión, con nuevas funcionalidades.

La estructura del código es la siguiente:

main.py es el código de entrada a todas las funcionalidades, hace las llamadas a resto de las librerías y funciones, actúa como centro de control y dirección de los procesos, comprueba desde la calidad de la geometría introducida, la coherencia de los datos, hace las llamadas a las funciones auxiliares, de cálculo y salida de resultados, es por lo tanto el centro nervioso del proceso, desde él se selecciona el método de cálculo.

Hay una serie de archivos de librería que con usos específicos, los cuales se describen a continuación

Dentro del archivo de librería **talud3D.py**, se incluyen las siguientes funciones para la preparación de los datos a enviar a las funciones de cálculo:

- datosGeometria.py, importa los datos de la geometría del talud y genera una función 3D de la geometría exterior del talud, incluye también datos de la esfera que generará el volumen sobre el que se va a realizar el cálculo.
- ∞ datosUg.py, importa los parámetros resistentes de las distintas unidades geotécnicas y las asocia a una función 3D de distribución de parámetros, peso especifico, cohesión y ángulo de rozamiento para coordenadas (x,y,z)
- ∞ **volumenCalculo.py**, comprueba la geometría exterior del talud, los planos de definición de las distintas unidades y obtiene la parametrización del volumen de intersección esferageometría del talud (en la que se incluye la de los planos que definen las unidades geotécnicas).
- ∞ **nivelFreatico.py**, genera la función de los planos que discretizan el nivel freático.
- ∞ mallado.py, divide el volumen de intersección en elementos columnares discretos, a través de sus coordenadas (x,y) que serán usados por las funciones de los métodos de cálculo.

Dentro del archivo de librerías calculoFS.py, se incluyen las funciones:

- ∞ **fellenius.py** incluye el código para el cálculo del coeficiente de seguridad en la dirección x mediante el método de Fellenius.
- ∞ **bishop.py**, contiene el código para obtener el coefciente de seguridad según Bishop en el eje x.
- ∞ **janbu.py**, análogamente para el caso de janbu.
- ∞ retrospectivo.py, función para la realización de cálculos retrospectivos, usa las funciones anteriores para la obtención de las tablas de c/fi para un coeficiente de seguridad de 1, genera un listado de cohesión y ángulo de rozamiento para coeficientes de seguridad del entorno a 1.

Este archivo se estructura para facilitar la ampliación a otros métodos

En el archivo de librerías **gestionSalida.py**, se generan los archivos de resultados en formato txt datos numéricos para su posterior procesado, en esta librería se incluyen las siguientes funciones:

- ∞ impresionDatos.py, se incluyen en un archivo txt (datos+"fechayhora".txt)los datos de geometría externa, planos de las capas de las unidades geotécnicas, parámetros geomecánicos, etc
- ∞ impresionResultados.py, se genera un archivo txt, (resultados+"fechayhora".txt los resultados del coeficiente de seguridad obtenidos
- ∞ **impresionCalculos.py**, se incluyen en un archivo los datos de cada elemento columnar, volúmenes, peso, fuerzas etc, con denominación (cálculos+"fechayhora".txt"

8. EJEMPLO DE CÁLCULO DE UN TALUD CON UN SOLO SUELO CON NIVEL FREÁTICO

Se realiza un cálculo para los siguientes datos de geometría de talud:

- ∞ Altura de talud, 20 metros
- ∞ Pendiente 3H/2V
- ∞ Superficie en cabeza plana (10 m)
- ∞ Superficie en pie plana (10 m)
- ∞ Ancho de banda, se calcula en función del radio de la esfera

El perfil del talud se define por los puntos :

| id | X (m) | Z(m) |
|----|-------|------|
| 1 | 0 | 30 |
| 2 | 10 | 30 |
| 3 | 40 | 10 |
| 4 | 50 | 10 |

Tabla 2. Coordenadas del perfil del terreno

El nivel freático viene indicado por los siguientes datos

| id | X (m) | Z(m) |
|----|-------|------|
| 1 | 0 | 25 |
| 2 | 19 | 24 |
| 3 | 40 | 10 |
| 4 | 50 | 10 |

Tabla 3. Coordenadas del nivel freático

Con el correspondiente ancho de banda de 100 m, el eje y se considera en la dirección del ancho de banda.

Se considera una esfera con los siguientes datos:

 ∞ Centro de la esfera (44.29,0,58,13) m con un radio de 48.32 m

El ancho de banda mínimo correspondería al radio a la izquierda y derecha, hasta el mayor entero x1,20 = 50x1,20=60 m a cada lado, desde el centro que coincide con la mayor sección de intersección de la esfera y la geometría del talud.

Se consideran espaciado de malla para elementos columnares de 1x1 m

Los valores de los parámetros geomecánicos del terreno son:

- ∞ Peso específico aparente, 16 kN/m³.
- ∞ Peso específico saturado, 18 kN/m³.
- ∞ Cohesión, 20 kPa.
- ∞ Ángulo de rozamiento, 30 °

Se consideran dos hipótesis de cálculo :

- ∞ Sin del nivel freático
- ∞ Presencia del nivel freático

En la siguiente imagen se muestra la geometría y el mayor arco de intersección terreno esfera:



Figura 4. Geometría del terreno e intersección con el mayor arco

Los resultados obtenidos para los cálculos realizados son:

| Método | Sin nivel freático | Con nivel freático |
|-----------|--------------------|--------------------|
| Fellenius | 1,83 | 1,16 |
| Bishop | 1,91 | 1,30 |
| Janbu | 1,99 | 1,46 |

Tabla 4. Resultados de los coeficientes de seguridad calculados en 3D en dirección x

Para un modelo 2D usando el programa Slope de la empresa Geostru ©, y considerando como sección más desfavorable la sección de mayor arco de intersección, los resultados son:

| Método | Sin nivel freático | Con nivel freático |
|-----------|--------------------|--------------------|
| Fellenius | 1,63 | 1,14 |
| Bishop | 1,68 | 1,18 |
| Janbu | 1,65 | 1,22 |

Tabla 4. Resultados de los calculos en 2D con el programa Geostru

Tal como se puede apreciar y era de esperar los valores de los coeficientes de seguridad son mayores en el caso 3D comparado con el caso 2D.

El tiempo de cálculo del valor del coeficiente de estabilidad para una esfera es evidentemente mayor que en el caso de un arco de círculo.

9. EJEMPLO DE PARÁMETROS RETROSPECTIVOS PARA UNA SUPERFICE DE ROTURA ESFÉRICA EN PRESENCIA DE NIVEL FREÁTICO

Se consideran los datos geométricos del apartado anterior, así como la superficie freática definida y el peso específico del material.

Se van a estudiar las parejas de valores de cohesión (c en kPa) y ángulo de rozamiento (ϕ , en grados sexagesimales) manteniendo constante el peso específico para obtener coeficientes de seguridad del entorno de 1, es decir los parámetros residuales antes del momento de la rotura.

Se va a usar la función retrospectivo.py, indicándole en los parámetros de entrada los valores del terreno que se consideran constantes, en este caso el peso específico, esta función hace llamadas a las funciones ya creadas que definen la geometría, unidades geotécnicas, nivel freático, etc.

Da como salida un archivo en formato txt con los datos calculados de la cohesión y ángulo de rozamiento para obtener un FS del entorno de 1, se ha calculado dicho coeficiente de seguridad en dirección x, se toman valores crecientes de cohesión y se calculan los correspondientes a los de ángulo de rozamiento,

En la siguiente tabla se obtienen los resultados aplicando el método de Bishop.

| Л | φ | с |
|----|-------|-------|
| ID | 0 | kPa |
| 1 | 0,10 | 31,82 |
| 2 | 1,00 | 31,06 |
| 3 | 2,00 | 31,06 |
| 4 | 4,00 | 29,55 |
| 5 | 6,00 | 28,79 |
| 6 | 10,00 | 26,52 |
| 7 | 12,00 | 25,00 |
| 8 | 14,00 | 24,24 |
| 9 | 18,00 | 21,21 |
| 10 | 20,00 | 20,45 |
| 11 | 22,00 | 18,94 |
| 12 | 24,00 | 17,42 |
| 13 | 30,00 | 12,88 |
| 14 | 35,00 | 9,09 |

Y los datos quedan representados en la siguiente imagen realizada procesado en unahoja de cálculo:



Figura 5. Curva de resistencia intrínseca con ajuste polinómico de segundo grado

10. CONCLUSIONES

- Se ha usado un código realizado en Python para el cálculo de estabilidad de taludes de suelos en tres dimensiones bajo rotura esférica mediante métodos de equilibrio límite con los métodos de Fellenius, Bishop y Janbu.
- Se tenido en cuenta como dirección crítica el eje x (y definía el ancho de banda y z la atura)
- Es posible ajustar el método para la búsqueda de la dirección más desfavorable.
- Para el caso de la búsqueda del FS mínimo para una configuración determinada es por lo tanto necesario definir el cubo de centros de esfera, los conjuntos de radios para cada centro y además desplazar dicho conjunto de datos en un barrido de direcciones hasta encontrar el coeficiente de seguridad direccional de menor valor, lo cual aumenta el tiempo de computación
- Es posible estudiar para una superficie de rotura esférica los valores residuales a los que ha llegado el terreno.
- Es de esperar que los coeficientes de seguridad mediante estos métodos sean mayores que los obtenidos en do
- El código es adaptativo a la incorporación de nuevas funcionalidades en lo que respecta a la distribución geométrica de las unidades geotécnicas, superficies de nivel freático etc

REFERENCIAS

Bishop AW. The use of slip circle in the stability of slopes. Géotechnique. 1955;5(1):7-17

- Downey, Jeffrey Elkner, Chris Meyers. How to think like a computer scientist: learning with Python. (1a)
- Fellenius W. Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Berlin: W. Ernst & Sohn. 1927.
- Hungr O. An Extension of Bishop's Simplified Method of Slope Stability Analysis to Three-Dimensions. Géotechnique. 1987;37(1):113-117.
- Janbu N. Application of composite slip surfaces for stability analyses. European conference on stability of earth slopes. 1954;3:43-49.
- Janbu N. Slope stability computations. Soil Mechanics and Foundation Engineering Report, The Technical University of Norway. 1968.

Van Rossum, G. El Tutorial de Python 3. Traduccion 2020

Xing Z. Three-dimensional stability analysis of concave slopes in plan view. Journal of geotechnical engineering division. 1988;114(6):658-671.

DESESTABILIZACIÓN DE LADERAS POR EL ENCAJAMIENTO RECIENTE DE LA RED FLUVIAL EN EL ALTO GUADALQUIVIR: EL CASO DEL ARROYO DE IBROS

J. Israel MELLADO GARCÍA (1), Ramón L. CARPENA MORALES (2,3), José L. PÉREZ-GARCÍA (4), José M. GÓMEZ-LÓPEZ (4), Theo GUERRA DUG (1), Julio A. CALERO GONZÁLEZ (1,5), Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO (4,5), Mario SÁNCHEZ-GÓMEZ (1,5)

 (1) Departamento de Geología Universidad de Jaén
 jmellado@ujaen.es; tguerra@ujaen.es; jcalero@ujaen.es; msgomez@ujaen.es

> (2) Departamento de Ingeniería Mecánica y Minera Universidad de Jaén rcarpena@ujaen.es

> > (3) Área de Infraestructuras Municipales Diputación de Jaén ramon.carpena@dipujaen.es

 (4) Grupo de Sistemas Fotogramétricos y Topométricos
 Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría Universidad de Jaén jlperez@ujaen.es; jglopez@ujaen.es; tfernan@ujaen.es

(5) Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra, Energías y Medio Ambiente Universidad de Jaén

RESUMEN

En la primera década del 2000, un tramo de 500 m de la carretera comarcal JV-3043, dependiente de la Diputación de Jaén, sufrió diversas incidencias de gran envergadura por la inestabilización de una ladera del arroyo de Ibros, que necesitó, entre otras actuaciones, de la estabilización de 60 m de firme mediante una pantalla de pilotes anclados. Los movimientos de ladera observados se deben a las altas pendientes, casi verticales, que alcanzan los márgenes del arroyo de Ibros. El análisis histórico de fotografías aéreas muestra que el encajamiento del arroyo de Ibros era mucho menor antes de los años 90, situación que puede extenderse hasta el Pleistoceno Superior. Esta erosión por cárcavas, como nunca había ocurrido antes, se asocia a cambios muy recientes en el uso y gestión del territorio. El problema está presente en todo el Alto Guadalquivir, y supone el mayor factor de riesgo por inestabilidad de laderas en la zona.

1. INTRODUCCIÓN

Entre los años 2009 y 2013 un tramo de 500 m de la carretera comarcal JV-3043, dependiente de la Diputación de Jaén, sufrió diversas incidencias por la inestabilización de una ladera del arroyo de Ibros (Figura 1). El primer gran deslizamiento ocurrió en 2003 y para su corrección hubo que realizar una pantalla de pilotes anclados y drenajes profundos. Sin embargo, pocos años después, un periodo de lluvias intensas (2009-2013, Carpena et al., 2021) reactivó el deslizamiento principal y generó otros nuevos, mostrando que las medidas adoptadas, eficaces a corto plazo, paliaban los efectos, pero no solucionaban el problema.

Ya los primeros estudios geotécnicos de las actuaciones apuntaban a que la causa última de la desestabilización era el encajamiento fluvial, aunque confluían muchos otros factores condicionantes y desencadenantes. Quedaba, por tanto, establecer si el encajamiento fluvial era normal, se debía a un episodio concreto y aislado en el tiempo o, por el contrario, respondía a una nueva dinámica fluvial, y en este último caso, las causas de este cambio. La presente comunicación pretende dar una respuesta provisional a algunos de estos interrogantes y poner de manifiesto que un problema como la erosión por cárcavas, asociado en principio al ámbito agrícola o forestal, puede convertirse en unos de los principales problemas en las infraestructuras en el marco del Cambio Ambiental Antrópico.



Figura 1. Situación de la zona de estudio entre los puntos kilométricos 6.5 y 7.0 de la carretera JV-3043 que transcurren paralelos al arroyo de Ibros, tres kilómetros al suroeste de la estación Linares-Baeza.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO

El arroyo de Ibros se sitúa en el Alto Guadalquivir, en la parte oriental de la Cuenca del Guadalquivir, que coincide aproximadamente con la provincia de Jaén. El Alto Guadalquivir constituye la terminación oriental de la cuenca antepaís Bética que forma la depresión del Guadalquivir, colmatada de sedimentos durante el Mioceno a la vez que por el sur se instalaba un prisma de acreción (Pérez-Valera et al., 2017). Desde su colmatación, a partir del Plioceno, la región ha sufrido un considerable ascenso tectónico (Sanz de Galdeano y Alfaro, 2004) de tal forma que existe un alto potencial gravitatorio para que se produzcan procesos de ladera cuando se dan las circunstancias adecuadas.

En su trayecto hasta el río Guadalimar, el arroyo de Ibros atraviesa la secuencia sedimentaria del Mioceno superior que rellena la cuenca. Las rocas sedimentarias del Mioceno aparecen en el margen norte de la cuenca poco o nada deformadas, con la estratificación subhorizontal, aunque es común encontrar basculamientos suaves y pliegues *kink* localizados en ciertas áreas más deformadas (Sánchez-Gómez et al., 2014), que pueden llegar a influir en la aparición de inestabilidades. Los sedimentos del Mioceno superior poseen una potencia en el área estudiada de más de 350 m (Figura 2). De ellos, los 100 metros iniciales corresponden a la formación de Margas Azules del Guadalquivir, en donde se concentran una parte importante de los problemas geotécnicos del Alto Guadalquivir (Mellado et al., 2021). De hecho, en el arroyo de Ibros, y otros lugares próximos todos los movimientos de ladera localizados se encuentran en esta formación (Figura 2), lo que confirma su carácter de principal factor condicionante.



Figura 2. Mapa geológico de la zona de estudio y columna estratigráfica (Tovar et al., inédito).

Además del sustrato rocoso descrito, en las riberas del arroyo de Ibros se pueden ver suelos enterrados, paleo-canales y antiguos deslizamientos que llegan a alcanzar una profundidad máxima de 5 metros. El gran desarrollo de los horizontes de suelo observados apunta a que estos son preholocenos, y por extensión la mayor parte de sedimentos cuaternarios.

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA FORMACIÓN MARGAS AZULES

Para la caracterización geotécnica de los materiales, se tomaron muestras inalteradas en taludes, mediante el hincado a percusión de un tomamuestra de pared gruesa con camisa interior de 30 cm de longitud. También se han tomado muestras en bloque que se han protegido con una envoltura plástica para evitar la pérdida de humedad. Los ensayos de laboratorio realizados incluyen límites de consistencia, granulometría completa (tamizado y sedimentación), presión de hinchamiento, hinchamiento libre, ensayo Lambe, corte directo consolidado y drenado (CD), ensayo de consolidación unidimensional, carbonatos, sulfatos y resistencia al desmoronamiento bajo los ciclos de humedad.

Los resultados de los ensayos indican que las margas azules son arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH) con límites líquidos en torno al 60 %, índices de plasticidad del 30 % y contenido en fracción arcillosa alrededor del 40 %. La presión de hinchamiento y el hinchamiento libre manifiestan una expansividad de grado bajo-medio con valores de 15-30 kPa y 0.60-0.70 % respectivamente. Los ensayos Lambe han proporcionado, por el contrario, valores de índice de hinchamiento de 120-270 kPa y cambios potenciales de volumen de 2.8-6.8, indicando una expansividad en los rangos marginal a muy crítico. Esto significa que estos materiales presentan una baja-media capacidad de expansión para su humedad natural en torno al 28 %, pero pueden desarrollar un potencial de hinchamiento alto con menores grados de humedad.

El parámetro de corte directo (CD) efectivo muestra en el pico 28° de ángulo de rozamiento y 50 kPa de cohesión, mientras que los residuales son de 19° de ángulo de rozamiento y 10 kPa de cohesión. Respecto a los ensayos de desmoronamiento por ciclos de humedad-sequedad, los resultados obtenidos indican una velocidad de alteración elevada, al ser necesario sólo 5-6 ciclos de 25, para la completa pérdida de la muestra.

4. EVOLUCIÓN DEL ENCAJAMIENTO FLUVIAL

La observación actual del arroyo de Ibros muestra un profundo encajamiento que alcanza el sustrato rocoso mioceno (Figura 3). Como se muestra en la Figura 4, aunque existía un cauce amplio en los años 80 no se observan grandes problemas geotécnicos. La erosión se acentúa poco a poco durante la década de los 90 y el 2000, cuando se produce un movimiento de ladera de tipo flujo que desplazó más de 60 metros de firme y que requirió para su estabilización una pantalla de pilotes anclados (Figura 3 y 4, flecha roja). Pero es en el periodo 2009-2013, un periodo de lluvias intensas (Carpena et al., 2021) cuando la erosión se vuelve explosiva, el deslizamiento previo prosigue por debajo de la pantalla de pilotes y se producen nuevos movimientos de ladera (Figura 4, flecha amarilla) que son estabilizados con una escollera.

Comparando modelos digitales de elevaciones a partir de reconstrucciones fotogramétricas con los fotogramas originales de los diferentes vuelos disponibles, se observa un descenso de la superficie topográfica de más de 5 metros (Figura 5, tonos rojizos) en el periodo 2009-2011. Este descenso es mayor que el máximo espesor de sedimentos cuaternarios que se puede encontrar. A la escritura de esta comunicación, el arroyo se encaja varios metros sobre las margas azules del Guadalquivir, creando cañones verticales (Figura 3). Es decir, el nivel de erosión está varios metros más bajo de lo que ha llegado a estar en el Pleistoceno, periodo de oscilación entre las glaciaciones y los interglaciares, que suponen grandes cambios climáticos y del nivel base de los ríos.



Figura 3. Vista panorámica del arroyo de Ibros. La flecha indica la pantalla de pilotes.



Figura 4. Secuencia de Ortoimágenes históricas. Flecha roja: deslizamiento principal ocurrido en el año 2003 que se ve en primer plano de la Figura 3. Flecha amarilla: uno de los deslizamientos del periodo de lluvias 2009-2013 que llega a afectar a la carretera. Obsérvese el cambio de uso del suelo en el periodo mostrado.
Una prueba adicional de que la erosión es reciente, es la observación de una infraestructura de gestión del agua romana (*castellum aquae*) de época Alto Imperial (Figura 6). Estos partidores se construían enterrados o semienterrados para la distribución del agua, por lo que el valle debía tener un fondo plano en esa época. Sin embargo, en la actualidad se encuentra expuesto a más de 7 m de altura



Figura 5. Diferencia de alturas entre modelos digitales de elevaciones (derecha) obtenidos fotogramétricamente a partir de los fotogramas originales de los vuelos existentes. Los píxeles rojos indican un descenso de la superficie topográfica de más de 5 m en el período 2009-2011. Se muestra la ortofotografía del 2011 como referencia.



Figura 6. Sección de una infraestructura hidráulica romana (*castellum aquae*) de época Alto Imperial. Estas infraestructuras solían realizarse enterradas, por lo que el nivel del fondo de valle hace 2000 años estaría más de 8 metros por encima del actual y correspondería a un fondo plano donde pudiera tener uso la infraestructura.

5. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD

Para analizar la estabilidad a medio plazo de las laderas del arroyo de Ibros hay que tener en cuenta las características geotécnicas de las margas azules del Guadalquivir. Dados los altos valores de rozamiento y cohesión en el pico, los taludes excavados en estos materiales son estables y como se ha descrito, pueden llegar a formar cañones con paredes verticales. Sin embargo, las margas azules tienen un importante contenido en fracción arcilla y una alta susceptibilidad al desmoronamiento por ciclos de humedad-sequedad. Esta condición supone una rápida meteorización física superficial del material, cuyo producto es muy sensible a la acción de la escorrentía, la cual elimina la capa de alteración fácilmente durante los episodios de lluvias torrenciales, dejando el material inalterado nuevamente expuesto al siguiente ciclo de alteración-denudación. Por otra parte, la estructura en bloques aproximadamente cúbicos, de unos 4 a 6 cm de lado que se evidencia cuando se descomprime el material, aparentemente masivo en los taludes, supone que únicamente participan en la estabilidad a medio plazo los parámetros resistentes de ángulo de rozamiento y cohesión residuales.

Partiendo de esta característica crítica, se ha realizado un estudio de estabilidad de uno de los meandros del arroyo que alcanzan la carretera (Figura 4, flecha amarilla) y que ha sido estabilizado previamente por una escollera y una protección de tipo rip-rap (Figura 7). El análisis se ha efectuado en 2 D mediante el programa Slide 5.0 y empleando el método de equilibrio límite riguroso de Morgenstern-Price. Aunque la escollera se debió realizar a nivel del cauce de esa época, en la actualidad se observa la cimentación un mínimo de dos metros por encima del mismo. Suponemos que el deslizamiento original se realizó sobre una capa de 2 metros de margas alteradas. Cuando el río se encaja sobre margas frescas, el análisis muestra un factor de seguridad mínimo de todavía 1.28, es decir, estable. Sin embargo, con la misma geometría, una alteración de las margas hasta alcanzar los valores de resistencia residuales, generan un factor de seguridad de sólo 0.90.



Figura 7. Estudio de estabilidad de la escollera colocada para sostener un deslizamiento que afectaba a la capa de alteración de las margas azules. El factor de seguridad mínimo obtenido considerando el encajamiento posterior a la obra, ha sido de 1.28, luego es estable (izquierda). Ante la exposición por la erosión (fotografía) el pie de margas azules se descomprime y se meteoriza por los ciclos de humedad-sequedad, de forma que ahora la capa de alteración progresará hacia abajo, hasta el pie del arroyo, y el factor de seguridad disminuye hasta la inestabilidad (derecha). Obsérvese el nivel de paleosuelo enterrado y deslizado tras unas lluvias. Parámetros geotécnicos no presentes en la figura: rip-rap, φ'=35° c'=19.5 kN/m², γ_a= 22.6 kN/m³; escollera, φ'=40° c'=34 kN/m², γ_a= 22.6 kN/m³.

La inestabilización de una ladera de materiales arcillosos aparentemente estables por la alteración de los mismos, es un proceso clásico puesto en evidencia ya por Henkel y Skempton (1955) en las arcillas de Londres, que tras analizar un gran deslizamiento en un sector con una pendiente moderada, concluyeron que el factor condicionante principal fue la presencia de fisuras en el material sobreconsolidado y que el flujo de tierras únicamente podía ser explicado considerando los parámetros residuales de resistencia. Esta situación también se ha observado en la cuenca baja del Guadalquivir, en las margas azules equivalentes, más potentes en ese sector (Vázquez-Boza, 2014).

6. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

A partir del siglo XXI las vertientes del arroyo de Ibros que permanecían estables desde época romana comienzan a desestabilizarse, afectando a las vías de comunicación comarcales. La causa última de la desestabilización es el encajamiento fluvial, que avanza en los últimos 20 años lo que no había avanzado en los últimos 2000 años. En esta comunicación demostramos que las medidas de estabilización de la ladera, aunque bien dimensionadas en el momento, no son la solución si no se ataja el problema de la erosión por cárcavas, por ende, es necesario establecer las causas de la erosión.

Si descartamos el cambio de nivel de base que en la actualidad tiende a la sedimentación, tres son estas posibles causas de la erosión: cambio climático, interferencia con las actuaciones de drenaje de las carreteras, y cambios en los usos del suelo. El análisis de las lluvias de la región en los últimos 50 años, muestra que, aunque es apreciable cierta tendencia al aumento de eventos de lluvia extremos en las dos últimas décadas (Carpena et al., 2021), eventos similares previos a la década de los 90, no genera erosión, ni los deslizamientos asociados (Fernández et al., 2020). Es más, si consideramos las evidencias de un fondo plano de valle desde época romana, no es asumible que no haya habido eventos de lluvia tan extremos en estos dos últimos milenios que debían haber producido una erosión similar. Las actuaciones de drenaje de las carreteras pueden ser el factor desencadenante, de hecho, los drenajes transversales están asociados a pequeñas cárcavas, pero la erosión es un fenómeno mucho más general en la región para considerarlo el factor principal. Queda, por tanto, el uso del suelo como causa más probable.

Sólo con la muestra parcial de fotografías mostrada en la Figura 4 se puede apreciar el radical cambio en el uso del suelo que se lleva a cabo en la región a partir del año 1984, de forma que, partiendo de una posición como cultivo minoritario, ya en el año 2005 la sustitución de cereal por olivar había sido completa. Por tanto, el catastrófico aumento en la erosión de fondo de valle puede asociarse a la ausencia de una cobertura vegetal en el suelo del olivar que evita la retención e infiltración de la escorrentía, aumentando el poder erosivo y la profundización del cauce, dejando márgenes escarpados de gran altura. La desprotección antrópica del suelo se realiza en dos fases, primero mediante la sustitución de cereal, y luego a través de la aplicación de herbicidas para hacer más cómodo el cultivo y facilitar la recolección de la aceituna.

Como conclusión, la conjunción del cambio climático con, paradójicamente, la mejora del drenaje de las carreteras, y especialmente con el cambio del manejo del suelo agrícola, está produciendo una catástrofe erosiva como no se había observado desde las últimas glaciaciones. El aumento de la altura y las pendientes de las vertientes, junto a los procesos de alteración del sustrato geológico expuesto por la erosión, están aumentando el riesgo por deslizamientos, que se pondrá de manifiesto en los próximos periodos de lluvias intensas. Esta situación arruinará las tierras de cultivo cuando, debido a los desniveles alcanzados, las cárcavas laterales progresen en todas las direcciones. También se pondrá en alto riesgo el trazado de la carretera, incluyendo las medidas correctoras realizadas. El caso del arroyo de Ibros puede ser extrapolado a todo el Alto Guadalquivir, y demuestra que sólo podrán estabilizarse las laderas si se identifican y corrigen los factores que han cambiado la dinámica hídrica de la cuenca como nunca había ocurrido antes.

7. AGRADECIMIENTOS

Este proyecto ha sido financiado mediante el Convenio "Riesgos asociados a las infraestructuras viarias de la Provincia de Jaén" entre la Diputación de Jaén y la Universidad de Jaén; y participa de los recursos de investigación de los grupos PAIDI Sistemas Fotogramétricos y Topométricos (TEP-213), Procesos y Recursos Geológicos (RNM-325) y Ciencias del Suelo y Geofarmacia (RNM-127).

REFERENCIAS

- Carpena, R., Tovar-Pescador, J., Sánchez-Gómez, M., Calero, J., Mellado, I., Moya, F., Fernández, T., 2021. Rainfall-induced landslides and erosion processes in the road network of the Jaén Province (Southern Spain). *Hydrology* 8, 100. doi:10.3390/hydrology8030100
- Fernández, T., Pérez-García, J.L., Gómez-López, J.M., Cardenal, J., Calero, J., Sánchez-Gómez, M., Delgado, J., Tovar-Pescador, J., 2020. Multitemporal analysis of gully erosion in olive groves by means of digital elevation models obtained with aerial photogrammetric and LiDAR data. *ISPRS International Journal of Geo-Information* 9. doi:10.3390/ijgi9040260
- Henkel, D.J. and Skempton, A.W., 1955. A Landslide at Jackfield, Shropshire, in a Heavily Overconsolidated Clay. *Geotechnique* 5, pp 131-137.
- Mellado, J.I., Calero, J.A., Sánchez-Gómez, M., Fernández, T., Carpena, R., Pérez de la Torre, A., 2021. Caracterización litogeotécnica de las margas del Mioceno Superior del Alto Guadalquivir, in: Errandonea Martín, J., Gárate Olave, I., García de Madinabeitia, S., Sarrionaindia Eguidazu, F. (Eds.), X Congreso Geológico de España. Sociedad Geológica de España, Vitoria, p. 518.
- Pérez-Valera, F., Sánchez-Gómez, M., Pérez-López, A., Pérez-Valera, L.A., 2017. An evaporite-bearing accretionary complex in the northern front of the Betic-Rif Orogen. *Tectonics* 36, 1006–1036. doi:10.1002/2016TC004414
- Sánchez-Gómez, M., Peláez, J.A., García-Tortosa, F.J., Pérez-Valera, F., Sanz de Galdeano, C., 2014. La serie sísmica de Torreperogil (Jaén, Cuenca del Guadalquivir oriental): evidencias de deformación tectónica en el área epicentral. *Revista de la Sociedad Geológica de España* 27, 301–318.
- Sanz de Galdeano, C., Alfaro, P., 2004. Tectonic significance of the present relief of the Betic Cordillera. *Geomorphology* 63, 175–190. doi:10.1016/j.geomorph.2004.04.002
- Tovar, J; Fernández, T.; Sánchez-Gómez, M.; Calero, J.A. (inédito) *Informe Final 2017 del convenio "Riesgos asociados a las infraestructuras viarias de la provincia de Jaén"* Diputación de Jaén-Universidad de Jaén.
- Vázquez-Boza, M., 2014. Comportamiento volumétrico de la Marga Azul del Guadalquivir ante los cambios de succión. Tesis Doctoral, Univ. de Sevilla, 244 p.

DESLIZAMIENTO DE LA LADERA VE07 DE FERROCARRILS DE LA GENERALITAT DE CATALUNYA EN LA LÍNEA LLEIDA – LA POBLA DE SEGUR: TRATAMIENTO Y MONITORIZACIÓN

Ferran LÓPEZ (1), Joan PALAU (1), Marc JANERAS (1), Jordi ADELL (1), Josep COMELLAS (2), Pere LLORENS (2), Carles GÓNGORA (2) y Joan Carles TERÉS (2)

(1) Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC)
 ferran.lopez@icgc.cat, joan.palau@icgc.cat, marc.janeras@icgc.cat, jordi.adell@icgc.cat
 (2) Ferrocarriles de la Generalitat de Catalunya (FGC)
 jcomellas@fgc.cat, pllorens@fgc.cat, cgongora@fgc.cat, jcteres@fgc.cat

RESUMEN

El día 12 de marzo de 2021, en una de las laderas que atraviesa la línea de ferrocarril entre Lleida i La Pobla de Segur, se produjo el desplome de un prisma de roca de 40 m de altura y unos 570 m³ de volumen. Como consecuencia del evento, el primer tren del día que circulaba en dirección La Pobla de Segur impactó contra el depósito formado sobre la vía, descarrilando el primer coche sin que se produjeran daños personales.

Con carácter de emergencia, se efectuaron las actuaciones de protección y estabilización de la ladera, mediante purgas, instalación de estructuras mono- anclaje, barreras de derrubios, anclajes profundos de alta resistencia, malla de cable y barreras dinámicas.

Paralelamente a estos trabajos, se llevó a cabo una estrategia de prevención de incidencias basada en la monitorización mediante cable detector. En la ladera VE07 se auscultaron agujas rocosas de gran magnitud con fisurómetros y en el conjunto de la línea, se analizó la posible aplicación del sistema DAS (Distributed Acoustic Sensing) para la detección de incidencias en las vías.

1. INTRODUCCIÓN

Desde 1951 las localidades de Lleida y La Pobla de Segur quedan enlazadas por una línea ferroviaria de 89,35 kilómetros de longitud de ancho ibérico. Originalmente formó parte de la red de RENFE, hasta que en enero de 2005 fue transferida a Ferrocarriles de la Generalitat de Catalunya (FGC).

Su recorrido transcurre desde los relieves suaves de la Cuenca del Ebro, en los alrededores de Lleida, hasta los más abruptos del Prepirineo, entre los municipios de Sant Llorenç de Montgai y La Pobla de Segur. Es en este tramo del trazado donde atraviesa un conjunto de sierras de orientación este-oeste con escarpes que presentan desniveles que superan los 400 m.

Dichas sierras están constituidas mayoritariamente por calizas, margas y areniscas de edad Mesozoica y Cenozoica afectadas por las diversas fases de deformación que se produjeron durante la orogenia alpina. El trazado del ferrocarril atraviesa parte de los cabalgamientos sur-pirenaicos, en concreto las láminas cabalgantes de las Sierras Marginales y el Montsec, condicionando los relieves que podemos observar en el trazado (Figura 1). Todas estas estructuras han sido modeladas durante el Cuaternario hasta ofrecernos los paisajes que vemos en la actualidad.



Figura 1. Perfil geológico de las grandes unidades geológicas representativas de los Pirineos. Perfil de la Noguera Pallaresa, ECORS-Pirineus. El trazado del ferrocarril se sitúa paralelo al perfil, (ICGC, 1993).

El traspaso de la línea a Ferrocarrils de la Generalitat supuso el inicio de una serie de actuaciones encaminadas a conseguir rehabilitar la línea que acumulaba años de degradación debido a un bajo mantenimiento. Especialmente crítico era el estado de conservación de algunos taludes y laderas que mantenían una dinámica activa, lo que provocaba periódicamente incidencias causadas por desprendimientos de poca magnitud. Para alcanzar este objetivo, se firmó un convenio entre FGC y el Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC) que permitió afrontar la problemática derivada del riesgo geológico. Se desarrolló una metodología de estudio basada en el seguimiento geológico – geotécnico de taludes, laderas y túneles (López, et al., 2009) para permitir la planificación por fases de los trabajos de mejora de la infraestructura y la consiguiente disminución progresiva del riesgo geológico. Entre estos trabajos el ICGC presta un servicio de guardia e intervención en situaciones de incidencia y emergencia derivada de movimientos del terreno. Dicho escenario se produjo el 12 de marzo de 2021, cuando los técnicos de FGC notificaron del descarrilamiento por ocupación de bloques a la vía, de un tren a su paso por la ladera inventariada con el número VE07.

2. INCIDENCIA EN LA LADERA VE07

2.1 Situación y contexto geológico

La ladera VE07 se sitúa al este del término municipal de Les Avellanes y Santa Linya, a 20 km de Balaguer, en el paraje natural del Aiguabarreig Segre - Noguera Pallaresa y al extremo este de los Cingles de la Morrera. El trazado del ferrocarril discurre la base de la ladera entre el Pk 48+840 (Boca norte del túnel 12) y Pk 49+085 (Boca sur del túnel 13) en una longitud de 245 m. La ladera tiene una extensión de 4,7 Ha y un desnivel máximo de unos 150 m, (Figura 2).

Litológicamente la ladera está formada por calizas bioclasticas y calcarenitas ocre y gris por alteración, con una estratificación decimétrica a métrica y laminación plana y localmente cruzada. La fracturación es muy acusada con 2 familias de juntas principales de orientación S1:097/77, S2:157/78, la estratificación presenta orientación S0:055/09. En el caso de la S1, ésta forma planos de deslizamiento verticales paralelos al trazado que separan grandes prismas rocosos limitados por la familia S2 y la estratificación S0. El frente rocoso está afectado por procesos de carstificación que ha formado cárcavas y aberturas por disolución que debilitan la base de los prismas.



Figura 2. Situación geográfica y geológica de la ladera VE07, (ICGC, 2004).

2.2 Descripción del evento

El viernes 12 de marzo de 2021 el primer tren que circulaba en dirección La Pobla de Segur, a la salida del túnel 11 en el Pk 48+900, impactó contra un depósito de rocas que ocupaba la zona de vías. El encuentro provocó el descarrilo del primer coche sin que se produjeran daños personales, pero provocando la consecuente interrupción de la circulación de trenes.

El depósito procedía del desplome de un prisma de roca de 40 m de altura y un volumen de 570 m³, (Figura **3**). Dicha masa desprendida, se fragmentó intensamente, recorriendo en su trayectoria el piedemonte de la ladera y el trazado del ferrocarril, llegando la mayoría del material desprendido al pantano de Camarasa, produciendo la parcial erosión del terraplén sobre el que se sustenta las vías.



Figura 3. Fotografía izquierda, vista general del desprendimiento. Fotografía central y derecha, vista del prisma desprendido en 2021 (resaltado en rojo) y comparativa con la situación en el 2008.

En su recorrido la masa desprendida impactó y sobrepasó las barreras dinámicas de energías MEL 2000 y 3000 kJ instaladas el año 2009 al pie de la ladera, las cuales retuvieron parte del material, pero que no resistieron el embate del abundante volumen de masa en movimiento. Dichas barreras fueron diseñadas con el objetivo de proteger el trazado del ferrocarril contra un escenario de peligro difuso y frecuente, debido a la presencia casi continua en todo el frente de la ladera, de bloques potencialmente inestables de volumetría de entre 2 y 16 m³ y cuya eficacia demostró ser apropiada para esta tipología de eventos, (Figura 4).

El mecanismo de movimiento se interpretó como un deslizamiento traslacional vertical por pérdida de capacidad portante del soporte debido a la elevada meteorización y fracturación del pie de la columna. Cabe resaltar que el desencadenamiento en este caso no se correlaciona con condiciones meteorológicas adversas, ni con un evento sísmico, como es habitual en este tipo de situaciones.



Figura 4. Detalle de los bloques retenidos por las barreras instaladas en el 2009 al pie de la ladera VE07 y para los cuales fueron diseñadas.

2.3 Tratamiento de la ladera

Una vez evacuados los pasajeros, se activó con carácter de emergencia las medidas necesarias para la retirada del convoy accidentado, estabilización de la ladera, reparación de la vía y restitución del servicio.

Cabe destacar que, en este punto, el ferrocarril transcurre entre el pie de la ladera y el pantano de Camarasa en un lugar de gran belleza, pero lejos de núcleos habitados y vías de comunicación. Únicamente existe una pista forestal que mediante vehículo todo terreno permite acceder a 180 m de la cabecera de la ladera. Por este motivo el uso de helicóptero fue el único medio de transporte viable para el traslado de material y equipos.

En la vertical del tren accidentado, en la zona de la cicatriz, existían bloques movilizados por el desprendimiento en equilibrio precario y masas retenidas sobre las barreras dinámicas que amenazaban con precipitarse contra el tren. Por este motivo, fue necesario inicialmente, asegurar la zona de trabajo y el propio tren. La protección del tren accidentado se llevó a cabo revistiéndolo mediante mantas protectoras formadas por neumáticos usados sujetados en una malla de alambre Spider de apertura 164x270 mm que, en tramos de 6x5 m, se fijaron al convoy con ayuda de helicóptero, (Figura 5).

Por la posibilidad de vuelco en los trabajos de encarrilado, se fijó el tren mediante 4 cables de acero de 18 mm de diámetro fijados al macizo con eslingas de cable de acero de diámetro d=20mm y longitud L=3 m.



Figura 5. Trabajos de protección del tren accidentado y el trazado del ferrocarril con neumáticos.

En la cabecera del talud, que en este punto forma una canal que concentra las trayectorias de caída, se construyó un sistema deflector y atenuador de 120 m^2 a modo de barrera de derrubios. Dicha barrera se fijó a los extremos del embudo con eslingas de cable de d=20 mm formada inicialmente por malla de cable de acero de 8mm y 300x300 mm de trama. Posteriormente, se reforzó con malla de aros de acero y forró de triple torsión y geotextil. Previamente, para retener el material disgregado acumulado en forma de tartera al pie de la pared, se instalaron 5 estructuras modulares mono-anclaje tipo aspa (Erdox). Dichas estructuras están formadas por dos vigas HE120B que forman un paramento rectangular de malla de cable de 8 mm de 360x310 cm de rápida fijación mediante un anclaje de eslinga de cable de 20 mm de diámetro al terreno con longitud L=3 m, (Figura **6**).



Figura 6. Fotografía izquierda: Detalle de la instalación del deflector sobre talud, en la vertical del tren. Fotografía derecha: Panorámica del deflector y las estructuras Erdox, ya con el tren retirado.

Una vez asegurada la zona de trabajo, el convoy fue retirado y se entró en la primera fase de estabilización de la ladera. Esta consistió en 5 días de intenso saneo que no se restringió únicamente a la zona de la cicatriz del desprendimiento, sino que se extendió a la totalidad del frente rocoso. Previamente se protegieron 200 m de vía con neumáticos, traviesas, tableros y malla geotextil y se abatieron los 140 m lineales de barreras dinámicas presentes al pie de la ladera para que no se vieran afectadas por estos trabajos.

El empleo de cojines neumáticos fue el método de saneo que mayores rendimientos generó frente a los gatos hidráulicos y las patas de cabra, pudiendo movilizar masas de hasta 10 m³. El uso de minado se descartó por tratarse de un espacio natural protegido y el elevado tiempo requerido para conseguir los permisos. Como se ha indicado, los cojines neumáticos se revelaron como un método muy eficiente y de mayor rendimiento si las condiciones son favorables. Precisan de una apertura mínima de grieta de 3 - 5 cm en función del modelo de cojín y debe ser suficientemente regular para poder entrar el cojín y disponerlo adecuadamente. En este macizo rocoso se daban justo estas condiciones. Su construcción en goma de alta resistencia también los hace muy indicados en estos trabajos verticales en talud. El inconveniente es que a medida que se hinchan pierden fuerza eficaz, ya que, en su arqueo, la superfície de aplicación de la presión se reduce. Si el bloque no va cediendo a la par, se precisa de ciclos de hinchado y penetración con reposicionamiento o apilamiento.

Los gatos hidráulicos se mostraron como herramientas menos manejables en estos trabajos verticales en talud o ladera, por ser más pesados y a la vez más delicados. Precisan de una apertura inicial de las grietas aún mayor, pero puede ser menor de extensión, ya que es un aparato de acción puntual. A lo largo del recorrido del émbolo se mantiene la capacidad de ejercer toda la fuerza necesaria dentro de su capacidad de diseño. Es común en macizos altamente fragmentados, como el de este caso, que sea preciso realizar ciclos sucesivos, que resultan más lentos de reposicionar, con lo que se pierde rendimiento respecto a los cojines neumáticos.

Acabada la purga, se procedió a alzar las barreras y a reconstruir las vías, lo que permitió, después de un mes del incidente, reanudar el servicio ferroviario parcialmente. Se entró posteriormente en la segunda fase de estabilización y protección. Se repararon las barreras dañadas y se incrementó la protección con la instalación de dos nuevos tramos de barrera dinámica de 5000 kJ MEL, ambos de 30 m de longitud, en canales que se habían manifestado de especial concentración de trayectorias. Estas se situaron en la zona afectada por el desprendimiento y en una segunda zona situada a 70 m al norte de esta en la que se formó una zona de tartera producida por la concentración de bloques provenientes de los intensos saneos.

Para la estabilización del frente rocoso se inventariaron las masas potencialmente inestables y se calcularon los refuerzos necesarios. Las masas y prismas de mayores dimensiones se envolvieron con 504 m² de malla de cable de acero de 8mm y 300x300 mm de trama y resistencia a tracción de 130 kN/m y con 1876 m² de red de cable Quarox formada por rombos de 390x400 mm de cable de acero trenzado de 6.5 mm y de una resistencia a la tracción directa de 100 kN/m. Las membranas se reforzaron con 1.515 m de fajas de cable de acero 6x19 y diámetros entre d=12 mm y d=20 mm y el sistema se fijó al macizo con 603 m de eslingas de doble cable de acero espiroidal de d=16 mm a d=20 mm y longitud L=3m.

La estabilización se completó con 1.552 m de anclajes de barra de acero $670/800 \text{ N/mm}^2$ de diámetro d=30 mm y longitudes comprendidas entre los L=5 m y L=12 m, (Figura 7) y (Figura 8).

Las masas de menores dimensiones se estabilizaron con 196 m de pernos d=25 mm de resistencia a tracción de 550 N/mm² y longitud L=3 m, y en el caso de que presentaran elevada fracturación se añadió malla de cable de acero de 8 mm y 300x300 mm.



Figura 7. Esquema de algunas de les actuaciones de refuerzo sobre masas de mayores dimensiones (numeradas con la letra inicial M).



Figura 8. Diferentes imágenes de las actuaciones durante la obra.

El 2 de abril circuló el tren de pruebas y el día 3 de abril el tren turístico de los lagos. A partir del 16 de abril se restituyó completamente el servicio ferroviario comercial mientras continuaban los trabajos de refuerzo activo de la ladera los cuales finalizaron el 24 de setiembre de 2021.

Por la extensión de la ladera y las actuaciones a ejecutar, así como por la premura en restablecer el servicio ferroviario, se dividió la ladera en dos sectores, norte y sur, en cada uno de los cuales trabajaron en paralelo dos constructoras. En el sector sur Inaccés geotecnia vertical SL, protegiendo pasivamente el trazado y purgando y estabilizando activamente la zona de la cicatriz y un prisma adyacente. En el sector norte, Infraestructures de muntanya SL, saneando y estabilizando activamente los frentes rocosos del pie de la ladera, así como del conjunto de la pared.

El proyecto y la dirección de obra fue llevado a cabo por el ICGC y la coordinación de seguridad y salud por Redcivil SL. El coste de la obra geotècnica (PEC sin IVA) fue de 990.464,30 €.

3. ESTRATEGIA DE MONITORIZACIÓN Y ALERTA

Paralelamente a los trabajos de estabilización que se estaban ejecutando en la ladera VE07, FGC inicia también en carácter de urgencia, una estrategia de prevención de incidencias basada en la monitorización de las laderas más prioritarias de la línea.

El planteamiento de la estrategia de monitorización parte del hecho de que las medidas de protección están diseñadas para unas acciones nominales de riesgos geológicos y geotécnicos. Pero en algunos casos, existe la posibilidad que se puedan producir eventos mayores que puedan superarlas y para los que es inviable plantear una protección garantista. Por tanto, se debe considerar que en toda intervención sobre el terreno queda un riesgo residual de fallo por superación de los escenarios de diseño.

La estrategia de monitorización (Figura 9), tiene por misión aportar una seguridad complementaria en estas circunstancias. Así como la protección estructural aporta una seguridad a toda la infraestructura ferroviaria, un sistema de detección de incidencias y alerta aporta una seguridad adicional a la circulación ferroviaria, orientada a evitar descarrilamientos.



Figura 9. Esquema de la estrategia de monitoreo para la ladera VE07 y la línea férrea.

Los sistemas implementados fueron el de alarma aspa-flecha instalado sobre barreras dinámicas y estáticas y la monitorización de grandes masas en la ladera VE07. También se efectuaron pruebas para averiguar la idoneidad de aprovechar la fibra óptica que transcurre a lo largo del trazado para la detección de perturbaciones en la línea. A continuación, se exponen por separado.

3.1. Sistema de monitoreo de barreras y alarma Aspa-flecha

La finalidad del dispositivo de alarma es la detección automática de desprendimientos o cualquier otro movimiento de masa en las barreras de protección y activar un aviso al maquinista con suficiente antelación para poder adaptar la marcha y evitar el impacto en el caso de ocupación de las vías.

La detección automática de desprendimientos implica dotar a las barreras de protección dinámicas o estáticas, de dispositivos que detecten las deformaciones, roturas o sobrepresiones que se puedan producir en la barrera como consecuencia de desprendimientos de tierras y bloques. El sistema de detección de dicha perturbación se complementa con un controlador que activa una señal luminosa a nivel de vía y un aviso de la incidencia al Telecomando ubicado a la estación de Balaguer el cual movilizará en caso necesario, los servicios de mantenimiento y control.

En la opción adoptada, ya aplicada en otras partes de la red de FGC, el dispositivo está formado por un cable de acero fijado longitudinalmente a la barrera a media altura y anclada a diferentes puntos de la malla y un mecanismo detector que activa un impulso eléctrico en caso de movimiento de tracción del cable detector. La unidad de control está ubicada en un armario situado a nivel de vías el cual proporciona, en el caso de perturbación de la barrera, una respuesta a un semáforo ubicado a una distancia a 500 m de la ladera instrumentada, (Figura 10). La señal tipo Aspa-flecha, obliga a circular en condiciones de marcha a la vista, de modo que se pueda detener el tren a la vista de cualquier obstáculo en la vía.

El conjunto de conexiones entre el mecanismo detector – unidad de control – señal implementada es por cable y la alimentación de 220 V, lo que implicó la necesidad de instalar paneles solares en aquellos tramos del trazado sin suministro eléctrico.

El sistema se implementó en las barreras dinámicas situadas al pie de la ladera VE07 y se extendió al resto de barreras de 11 laderas y 2 taludes situados entre Balaguer y Tremp con un total de 3110 m de trazado instrumentado. El sistema se ha instalado preferentemente en barreras dinámicas existentes, pero en tramos sin este tipo de protección, se ha instalado barreras simples de tipo estático ligero de muy poca capacidad de retención, pero que permiten la función de detección de incidencias de alcance de obstáculos a la vía.



Figura 10. De izquierda a derecha: Señal, dispositivo y cables sobre barrera estática que forma el sistema de aspaflecha.

3.2. Auscultación del macizo

Acabados los trabajos de refuerzo de los frentes rocosos de la pared de ladera VE07, se llevó a cabo la instalación de la instrumentación de dos agujas rocosas parcialmente separadas del macizo por fisuras posteriores con obertura superiores a los 0.5 m. Una de ellas, situada en la parte posterior de la aguja desprendida el 12 de marzo.

Dicha instalación la promovió FGC como participante en el proyecto europeo de investigación y desarrollo Int5Gent (Integrating 5G enabling technologies in a holistic service to physical layer 5G system platform) dentro del programa Horizon2020, junto con la empresa WorldSensing, fabricante de los sistemas de red. La instalación sobre terreno la realizó el ICGC.

La instrumentación es de tipo WSN (*wireless sensor network*) es decir, formada por una red de sensores de contacto que miden variables del terreno o ambientales pero que se comunican sin cableado (Janeras et al. 2016). El sistema está formado en primera instancia por sensores de tipo fisurómetros, extensómetros y termistores. Éstos están conectados aisladamente o en agrupaciones muy cercanas a nodos de lectura que actúan como datalogger local midiendo, registrando y enviando, datos a una *gateway* que ejerce la función de *datalogger* central o *hub*, siendo estas comunicaciones por radio mediante el protocolo LoRa (Long Range). El sistema lo completan una estación meteorológica formada por un pluviómetro y un termómetro ambiental situados a nivel de las vías sobre una caseta de control donde también se situó la *gateway* de comunicaciones que transmite todos los datos por telefonía vía internet.

Se instalaron 5 puntos de control distribuidos en diferentes puntos de las fisuras posteriores de las agujas (Figura 11), 3 fisurómetros de pistón de 10 mm de rango y 2 extensómetros de hilo de acero inoxidable de rango 2000 mm, todos potenciométricos. Al ser medidas 1D que sólo permiten detectar movimientos longitudinales entre sus extremos, se instalaron orientados de tal forma que detectaran cambios en la abertura de las fisuras indicativos de movimientos de vuelco y en sentido vertical, correspondiente a un deslizamiento por pérdida de capacidad portante de las base de las agujas.

En pared se instalaron 4 nodos de 4 canales cada uno, ya que los puntos F4 y F5 comparten nodo. Para la lectura de los datos del sensor de temperatura ambiental y el pluviógrafo se han utilitzado 2 *piconodos* también conectados por radio a la Gateway. Los nodos minimizan el consumo eléctrico para bastar una alimentación mediante pilas de 3,4 V, mientras que la *gateway* se alimenta mediante transformador conectado a la red de 220V de la caseta de vía.

Se establecieron umbrales de aviso que en tiempo real informan mediante correo electrónico de las perturbaciones que los sobrepasen (Figura 12). A diferencia del sistema del apartado anterior, éste no puede considerarse un sistema de alerta primeriza, puesto que tanto las mediciones, como los ciclos de envío de datos son de tipo estático, concierta cadencia sin inmediatez. Se trata de un sistema de auscultación que tiene por objeto mostrar el comportamiento del macizo rocoso a largo plazo, para el estudio y análisis de indicios de inestabilidad.

El sistema fue puesto en servicio operativo en noviembre de 2021 y, hasta la fecha, los valores no muestran desplazamientos significativos de las masas. Los pequeños movimientos detectados están asociados a cambios tanto de la temperatura ambiental como de la roca, (Figura 12).



Figura 11. De izquierda a derecha: Nodo con un fisurómetro y dos termistores del punto F4; vista de la distribución de la instrumentación; y detalle de la estación meteorológica a nivel de vía.



Figura 12. Grafica de las lecturas de los fisurómetros en los primeros 5 meses de funcionamiento.

3.3 Sistema DAS (Distributed Acoustic Sensing)

La incidencia de la ladera VE07 puso de manifiesto la necesidad de detectar perturbaciones a la vía que puedan comportar una obstaculización. Como hemos visto, la línea ferroviaria, en una gran longitud, discurre por terrenos montañosos, lejos de otras infraestructuras y población. Mediante el sistema de detección y alarma en barreras se consigue un monitoreo en tramos de especial peligrosidad de las laderas. Pero el resto de trazado no está exento de dinámicas de ladera y del terreno que, aunque con menor magnitud que el evento de 2021, pueden generar incidencias sobre la circulación. En los tramos con barreras monitorizadas, ha sido necesario tender línea eléctrica, no obstante, la fibra óptica ya está presente en uniformidad entre Balaguer a Tremp dado que es necesaria para el establecimiento de comunicaciones. Esto abrió la posibilidad de aprovecharla para fines de auscultación.

A tal efecto se realizó una prueba piloto del sistema de monitoreo DAS (Distributed Acoustic Sensing) con el objetivo de determinar si el cable de fibra óptica tendido en la canalización paralela a las vías podía ser utilizable mediante dicho sistema para la detección de movimientos o perturbaciones del terreno próximos a las vías. Esta podría ser una alternativa en forma de sensor distribuido para detección de desprendimientos en las zonas de grandes laderas situadas en el tramo Sant Llorenç de Montgai y Cellers de 27 km de longitud. Esta prueba fue efectuada por OPTRAL, bajo la dirección técnica de FGC (Optral, 2021).

El sistema consta de 3 elementos: un cable sensor de fibra óptica que actúa como sensor distribuido y que ya existe en la infraestructura (no se instaló para ese propósito); un equipo interrogador acústico que se instaló en la localidad de Balaguer a un extremo del tendido del cable y cuya función es inyectar un pulso laser en una de sus fibras y analizar la señal óptica retrodispersada en la fibra; y, finalmente, una plataforma software que permite post-procesar la señal retrodispersada y visualizarla en una consola tipo PC.

Se simularon 3 tipologías de escenarios: desprendimientos, deslizamientos de tierras y caída de árboles. Los ensayos se realizaron en la estación de Sant Llorenç de Montgai a 9,8 km de Balaguer por tener un buen acceso y espació suficiente. Los desprendimientos se simularon haciendo caer bloques de diferentes masas y alturas con retroexcavadora a puntos a distancia controlada del trazado del ferrocarril. Los deslizamientos se simularon

arronjado tierras y balasto a la zona próxima a la cuneta y la caída de árboles haciendo impactar troncos y traviesas sobre las vías, (Figura 13).

La prueba también sirvió para detectar la sensibilidad del método en la detección del paso del tren a lo largo de la infraestructura y de eventos propios de la infraestructura como son los trabajos de mantenimiento en el entorno de vía y detección de tráfico en pasos a nivel o carreteras próximas.

La identificación de los eventos mediante la tecnología DAS se realizó considerando la localización del evento y mediante su "firma acústica" que resulta de su intensidad (impacto), duración y su contenido espectral. La respuesta del sistema a los diferentes eventos se analizó utilizando las siguientes gráficas:

Diagrama de waterfall (Energía): permite monitorizar a tiempo real todos los eventos, su intensidad (definida con código de colores: desde el azul, menor intensidad, al rojo, máxima intensidad) y ubicarlos en el espacio (distancia del evento al equipo interrogador) y en el tiempo (evolución temporal del evento: el evento puede ser puntual o continuo en el tiempo). Esta gráfica va acumulando información conforme pasa el tiempo como si fuera una cascada. En dicha gráfica se identificó la trayectoria y la velocidad del tren en las rampas (positivas si se aleja o negativas si se acerca al equipo interrogador) y en el paso por tramos de túnel.

Gráfica de magnitud de strain versus espacio: es una gráfica que muestra la magnitud de la señal óptica a analizar en un instante dado en todo el trazado de fibra (los 50 km en este caso) y posiciona el evento y su intensidad en la coordenada espacial. En esta gráfica, permitió detectar la amplitud de vibración generada por los coches en pasos a nivel y las vibraciones del cable generadas dentro de un túnel por el paso del tren.

Gráfica de magnitud de strain versus tiempo: es una gráfica complementaria a la anterior, que muestra la señal generada por un evento en un punto específico y permite visualizar su evolución temporal y la forma de onda. Gráfica de contenido frecuencial del evento: cada evento tiene una "firma acústica" que identifica el tipo de evento en base a cómo se distribuye la energía del evento en el dominio frecuencial y cuál es su intensidad. En este caso permitió detectar los impactos simulados en las inmediaciones de la estación de Sant Llorenç.



Actividad Tunei mantenimiento

Figura 13. De izquierda a derecha: zona de pruebas simulando deslizamiento de tierras, vista de la canal y el cable de fibra en su interior, gráficas de detección de eventos.

Los resultados obtenidos en la prueba piloto en la línea del ferrocarril de Lleida – La Pobla de Segur fueron satisfactorios y permiten tener una perspectiva prometedora sobre la aplicación de la tecnología DAS para la detección de eventos al entorno de la infraestructura.

No obstante, para la detección de desprendimientos o deslizamientos sería necesario la ejecución de nuevos ensayos en los tramos de interés con el objetivo de definir el umbral mínimo por impacto para obtener la máxima sensibilidad del sistema. Ajustando mediante el incremento gradual de dicho umbral durante un cierto periodo de tiempo, se logrará ajustar correctamente el sistema y evitar las falsas alarmas.

En el caso de detectarse tramos con menor sensibilidad de detección, el sistema permite la flexibilidad de poder ejecutar una extendida local de cable de fibra del tramo requerido en condiciones de instalación más favorables y conectarlo al resto de cable para tener la continuidad. A la vista de los resultados, se propuso continuar con

el proyecto de implantación de este sistema de monitoreo, siendo los próximos pasos el diseño y ejecución de nuevas pruebas sistemáticas y el diseño de les particularidades del sistema a lo largo de todos los tramos de interés.

4. CONCLUSIONES

Toda protección presenta un nivel de defensa para cubrir todas las situaciones adversas ordinarias, pero hay que asumir que existen situaciones adversas extraordinarias que pueden superar el nivel de defensa, ya sea por capacidad o por cobertura. Este fue el caso del desprendimiento producido en la ladera VE07, donde la magnitud de la masa en movimiento superó las protecciones ejecutadas.

Para restablecer el servicio ferroviario en el tramo afectado en dicho incidente, se optó previamente por una purga sistemática de la ladera, siendo los cojines inflables la mejor solución para sanear grandes masas rocosas separadas del macizo por grandes aberturas posteriores. Para la protección del tren accidentado como de las vías durante el saneo, los paneles de malla de cable cubiertos de neumáticos resultó ser una buena alternativa.

Para la fijación de grandes masas rocosas se optó por combinar los anclajes profundos de alta resistencia con el cubrimiento con malla de cable y fajas de cables. Debido a lo recóndito del paraje donde se sitúa la ladera, el uso de helicóptero fue imprescindible, incrementando el coste de la intervención, pero mejorando rendimientos.

El aumento de la seguridad de la línea frente a movimientos de masa se consiguió mediante la monitorización y detección de eventos y activación de señal semafórica de alerta al maquinista. Este sistema se implementó al pie de las laderas más significativas de la línea, instrumentando las barreras mediante cable detector de incidencias. En la ladera VE07, también se auscultación masas rocosas de gran magnitud mediante fisurómetros que actuarán con el mismo fin.

El aprovechamiento de la fibra óptica también es una alternativa de monitoreo, aunque es necesario pruebas en diferentes puntos del tazado para ajustar la sensibilidad del sistema.

REFERENCIAS

- ICGC, 1993. Tall geològic del Pirineu central 1:200 000. Servei Geològic de Catalunya i Institut Cartogràfic de Catalunya (SGC-ICC), 62 pp.
- ICGC, 2004. Mapa geològic de Catalunya 1:25.000. Figuerola de Meià 328-1-1 (65-25). Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya
- ICGC, 2021. Informe final de les obres d'estabilització d'emergència de la part sud del tram afectat pel despreniment del dia 12 de març de 2021 del vessant VE07 de la línia Lleida La Pobla de Segur dels FGC. Informe del Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya, código AO-0012/21, 88 pp.
- ICGC, 2021. Informe final de les obres d'estabilització d'emergència de la part nord del tram afectat pel despreniment del dia 12 de març de 2021 del vessant VE07 de la línia Lleida La Pobla de Segur dels FGC. Informe del Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya, código AO-0020/21, 125 pp.
- Janeras, M., Jara, J.A., López, F., Marcè, A., Carbonell, T., Elvira, A., 2016, Development of a wireless sensor network for rock mass deformation monitoring in the Montserrat Massif. In: 3rd RSS Rock Slope Stability conference, Lyon 2016.
- López, F., Prat, E., Janeras, M., Buxó, P., Palau, J., Martínez, P., Ferré, A., Marín, J., 2009. Seguimiento y mitigación del riesgo geológico en la línea del ferrocarril Lleida – La Pobla de Segur. In: E. Alonso, J. Corominas, M. Hürlimann (Editores) VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Barcelona, octubre de 2009. CIMNE
- OPTRAL, 2021. Informe de prueba piloto de detección de eventos en ingraestructura ferroviaria mediante fibra óptica FGC. Informe de la oficina técnica Optral OSolutions, 16 pp.
- Santana, D., Pons, J., Rodríguez, H., Prat, E., López, F., Janeras, M., Buxó, P., Comellas, J., Ferré, A., Paret, D., 2017. Plataforma on-line para el seguimiento geológico y geotécnico de la red ferroviaria de FGC. In:
 E. Alonso, J. Corominas, M. Hürlimann (Editores) IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Santander, junio de 2017. CIMNE

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS EN DESLIZAMIENTOS INDUCIDOS POR SISMOS MEDIANTE EL MÉTODO DE NEWMARK EXTENDIDO

Haizea RUIZ DE AZUA (1), Núria M. PINYOL (1,2), y Gaia DI CARLUCCIO (1,2)

 (1) Departamento de Ingeniería civil y Ambiental Universitat Politècnica de Catalunya haizea.r.m@gmail.com nuria.pinyol@upc.edu gaia.di.carluccio@upc.edu

(2) Centre de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)

RESUMEN

Es habitual en la práctica analizar la estabilidad de taludes y laderas afectadas por sismos mediante el método de Newmark, el cual permite estimar los desplazamientos acumulados. El método consiste en simplificar el deslizamiento a un bloque apoyado sobre un plano inclinado por el que puede deslizar al someterse a una aceleración en la dirección paralela al plano. El desplazamiento acumulado se calcula mediante la doble integración de la aceleración del bloque obtenida a partir de las ecuaciones de equilibrio. No se incluyen los desplazamientos ladera arriba, dejando así el análisis del lado de la seguridad.

En este trabajo se extiende el método de Newmark con el objetivo de introducir los siguientes aspectos: (a) la variación de la resistencia con la velocidad: (b) la presurización térmica debido a la disipación del trabajo friccional en calor y, en consecuencia, la reducción de la resistencia disponible; y (c) la superposición de dos superficies de deslizamiento preferentes.

La variación de la resistencia afecta los deslizamientos acumulados. El incremento con la velocidad de corte previene la acumulación de deslizamientos, mientras que la interacción térmica, cuando tiene lugar, puede inducir la caída de la resistencia y se desencadena un deslizamiento acelerado catastrófico.

El análisis con dos superficies de deslizamiento se plantea de manera que a cada bloque se asocia una presión de agua distinta, para considerar la posibilidad de niveles freáticos colgados, y valores diferentes de resistencia. El análisis ha permitido discutir diferentes escenarios de interacción entre los dos bloques y su efecto en los resultados.

1. INTRODUCCIÓN

Una de las principales causas de daños producidos por deslizamientos son episodios sísmicos. Sin embargo, predecir con precisión qué laderas son susceptibles a dicha carga dinámica y la magnitud del movimiento inducido sigue siendo en la actualidad un reto por alcanzar (Jibson, 2011). El análisis de estabilidad de taludes y laderas bajo la acción sísmica se ha llevado a cabo desde diferentes enfoques. Jibson (2011) proporciona una visión retrospectiva de dichos métodos agrupándolos en: análisis pseudoestático, análisis tenso-deformacionales, y análisis de desplazamiento permanente. En este último se basa en el método original de Newmark (1965).

El método de Newmark, para el cálculo de los desplazamientos acumulados inducido por sismos, está ampliamente usado en la práctica, en el que simplifica el deslizamiento a un bloque apoyado sobre un plano inclinado. Dicho método, tal y como se describe en mayor detalle en este artículo, consiste en resolver la ecuación de movimiento del bloque incluyendo una fuerza actuando en su centro gravitacional expresada en términos de la aceleración sísmica del terremoto. La doble integración de la aceleración resultante del bloque permite estimar los desplazamientos acumulados. En el método original se caracteriza por: (a) no incluir los desplazamientos cuesta arriba para dejar el análisis del lado de la seguridad; (b) suponer rígido el material movilizado y sin variación de sus propiedades durante el movimiento; (c) suponer constante la resistencia de la superficie basal; (d) no incluir fenómenos acoplados como la generación de presión de agua durante el movimiento.

En este trabajo se evalúan los desplazamientos acumulados inducidos por un sismo mediante una extensión del método de Newmark relajando algunas de las hipótesis establecidas en el método original. En concreto, se evalúa la variación de la resistencia disponible en el plano basal de deslizamiento. Se conoce que, en realidad, la resistencia residual disponible puede variar en función de las propiedades intrínsecas del material involucrado, así como de los efectos acoplados (deformaciones, presión intersticial y temperatura) que tienen lugar, especialmente, en problemas de grandes desplazamientos y velocidades. La resistencia a corte depende de factores como la tensión normal (Bishop *et al.*, 1971; Chandler, 1977; Stark y Eid, 1997, Toyota *et al.*, 2009), desplazamiento acumulado (Lemos *et al.*, 1986; Stark y Eid, 1994; Toyota *et al.*, 2009), tasa de deformación de corte (Tika *et al.*, 2017). Estos factores, a excepción de la tensión normal, no se incluyen al definir la resistencia disponible según la ley de Mohr-Coulomb.

La variación de la resistencia con la velocidad tiene un efecto en la cinemática del deslizamiento (Angeli *et al.*, 1996; Leroueil, 2001; Wang *et al.*, 2010; Lucas *et al.*, 2014). En concreto, el endurecimiento (incremento) de la resistencia residual previene la aceleración de los deslizamientos y un movimiento de reptación (Corominas *et al.* 2005; Pinyol *et al.*, 2017). Por el contrario, el reblandecimiento de la resistencia desde un valor pico a uno residual, típicamente asociado a primeras roturas, conduce a fenómenos de rotura progresiva y a la aceleración de deslizamientos (Gens y Alonso, 2006; Troncone, 2005).

Por otro lado, la resistencia disponible depende de la variación de la presión intersticial inducida por el propio movimiento. Los mecanismos no drenados de licuefacción estática, por ejemplo, conducen a deslizamientos de tierra tipo flujos. Hung *et al.* (2014), Picarelli *et al.* (2008) y Ng (2009) discuten este fenómeno y se presentan ejemplos de casos reales. Otro efecto acoplado que puede inducir la acumulación de exceso de presión de poros y, en consecuencia, la pérdida de la resistencia es la presurización térmica debido al incremento de la temperatura por el trabajo friccional generado y disipado en forma de calor en las bandas de corte donde se concentran las deformaciones (Vardoulakis 2000, 2002; Pinyol y Alonso, 2010a). Este proceso puede desencadenar a un fenómeno retroalimentado y a la aceleración catastrófica de los deslizamientos (Veveakis *et al.*, 2007; Pinyol y Alonso, 2010b; Alonso *et al.*, 2016; Alvarado *et al.*, 2019; Seguí *et al.*, 2020).

También se evalúan, en este artículo, los desplazamientos acumulados bajo la hipótesis de dos superficies potenciales de deslizamiento superpuestas, cada una definida con sus propias propiedades resistentes.

En todos los casos analizados se evalúa el método de Newmark y su extensión, teniendo en cuenta los aspectos mencionados, para un sismo con el acelerograma (aceleración horizontal) mostrado en la Figura 1 (aceleración pico $0.38g \text{ m/s}^2$, donde g es la aceleración de la gravedad).



Figura 1. Acelerograma del sismo utilizado en los cálculos (g: aceleración de la gravedad).

2. DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS SEGÚN EL MÉTODO DE NEWMARK

El método de Newmark estima los desplazamientos acumulados de un bloque que desliza sobre una superficie inclinada, sujeto a la acción sísmica definida mediante una fuerza. Dicha fuerza se expresa en función de la masa del bloque movilizado, m, y la aceleración del sismo expresado en términos de la aceleración de la gravedad, g: $k \cdot g$. En la formulación original del método de Newmark, la fuerza del sismo se definió paralela a la superficie de deslizamiento. Si se incluye la componente normal del sismo, se puede generalizar el método y definir la fuerza sísmica según una dirección definida por el ángulo α (Figura 2). El efecto de considerar la componente perpendicular a la ladera en un análisis tipo Newmark se discute en Inglés *et al.* (2006).

Bajo la hipótesis de condiciones residuales (cohesión nula) y para la geometría indicada en la Figura 2 (deslizamiento de profundidad *D* y plano de inclinación β) con una fuerza debido al sismo definida en el plano horizontal ($\alpha = \beta$), la ecuación de movimiento que permite calcular la aceleración del bloque es:

$$W\sin\beta - (W\cos\beta - kW\sin\alpha - \gamma_w h_w \cos^2\beta)\tan\phi' + kW\cos\alpha = \frac{W}{g}\frac{dv}{dt}$$
(1)

donde W es el peso del bloque ($W = \gamma_s D \cos \beta$) y P_w la presión de agua debida a un nivel freático paralelo a la superficie de deslizamiento $P_w = \gamma_w h_w \cos^2 \beta$ (siendo γ_s y γ_w el peso específico del suelo, sin distinguir zona saturada y no saturada, y del agua, respectivamente). Teniendo en cuenta estas expresiones y la definición del término $r_u = \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_s D}$, la Ec.1 resulta en:

$$\tan\beta + (r_u - 1)\tan\phi' + k\frac{\sin\alpha}{\cos\beta}\tan\phi' + k\frac{\cos\alpha}{\cos\beta} = \frac{a}{g\cos\beta}$$
(2)



Figura 2. Esquema de fuerzas actuantes en el deslizamiento plano con el efecto del sismo.

Se evalúa el factor de seguridad del deslizamiento antes de la aplicación del sismo, como el cociente de la resistencia disponible y la resistencia movilizada en términos de $tan\phi'$:

$$FS = \left(1 - \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_s D}\right) \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} = (1 - r_u) \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$
(3)

El movimiento del bloque se inicia debido a la acción sísmica cuando la aceleración del sismo, junto

con las fuerzas desestabilizadoras, exceden la resistencia al corte a lo largo de la superficie basal. El coeficiente sísmico a partir del cual la ladera pierde estabilidad y se inicia el movimiento se denomina coeficiente sísmico crítico, k_c . Este coeficiente se obtiene imponiendo equilibrio estricto (aceleración nula) en la Ec.1:

$$k^{critico} = \frac{\tan\phi'\left(1 - \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_s D}\right) - \tan\beta}{\left(\frac{\sin\alpha}{\cos\beta}\tan\phi' + \frac{\cos\alpha}{\cos\beta}\right)} = \frac{(1 - r_u)\tan\phi'\cos\beta - \sin\beta}{\sin\alpha\tan\phi' + \cos\alpha} = \frac{(FS - 1)\sin\beta}{\sin\alpha\tan\phi' + \cos\alpha}$$
(4)

De la Ec.4 se deduce que la aceleración del sismo crítica que inicia el movimiento del bloque deberá ser mayor cuanto mayor sea el factor de seguridad de la ladera en el momento de la aplicación del sismo.

Teniendo en cuenta estas ecuaciones, la aceleración del bloque resulta en:

$$a(t) = g(\sin\alpha \tan\phi'(t) + \cos\alpha)[k(t) - k^{critico}(t)]$$
(5)

A partir de la doble integración de la aceleración en el tiempo se estima el desplazamiento acumulado, sin tener en cuenta el desplazamiento ladera arriba.

3. INCREMENTO DE LA RESISTENCIA CON LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN

En este apartado se modifica el método de Newmark para incluir la variación de la resistencia disponible en el plano de deslizamiento. En concreto, se considera el endurecimiento (incremento de la resistencia) con la velocidad de corte.

De acuerdo con Bowden y Tabor (1964), Wedage *et al.* (1998) y Rice *et al.* (2001) entre otros, el incremento de la resistencia con la velocidad se puede asignar al ángulo de fricción según una ley exponencial:

$$\tan \phi'_{\nu} = \tan \phi'_{min} + (\tan \phi'_{max} - \tan \phi'_{min})(1 - e^{-\chi \nu})$$
(6)

Esta expresión de la tangente del ángulo de fricción con la velocidad se incluye en la formulación de Newmark presentada en el apartado anterior (Apartado 2) y se integra numéricamente para obtener el desplazamiento acumulado. Bajo la hipótesis de ángulo de fricción no constante, el valor del coeficiente sísmico crítico varía en el tiempo debido a su dependencia con la velocidad.

El efecto del incremento de resistencia sobre el desplazamiento acumulado se evalúa para un deslizamiento plano caracterizado por los siguientes valores de los parámetros: D = 70m, $\beta = 15^{\circ}$, $\gamma_s = 20$ kN/m³, $\gamma_w = 10$ kN/m³. La variación de la resistencia con la velocidad considerada se muestra en la Figura 3 ($\chi = 0.1$ mes/mm, $\phi'_{min} = 16^{\circ}$, $\phi'_{max} = 18^{\circ}$), inspirado en los ensayos experimentales publicados en Tika *et al.* (1996), Kenney (1967), Wang *et al.* (2010), Schulz y Wang (2014) y Scaringi *et al.* (2018b).



Figura 3. Dependencia del ángulo de fricción con la velocidad.

Se define una altura del nivel de agua de $h_w = 3m$, lo que implica un factor de seguridad correspondiente a la situación previa a la aplicación del sismo $FS_0 = 1.05$. Considerando el accelerograma mostrado en la Figura 1, que define la aceleración horizontal del sismo. La Figura 4 muestra la velocidad del deslizamiento y el desplazamiento acumulado. El incremento de la resistencia conlleva un aumento del coeficiente crítico, una reducción de la aceleración del deslizamiento y, en consecuencia, reducción de las velocidades alcanzadas durante el sismo y del recorrido.



Figura 4. Efecto del endurecimiento en (a)la velocidad y (b) el desplazamiento acumulado para $FS_0 = 1.05$.

Considérese ahora el mismo deslizamiento para un nivel de agua de $h_w = 12m$. En este caso, el factor de seguridad correspondiente antes de la aplicación del sismo es inferior a 1 ($FS_0 = 0.98$). Debido al incremento de resistencia con la velocidad, el deslizamiento se mantiene a velocidad constante. Esta velocidad se obtiene resolviendo la ecuación de movimiento (Ec. 1) e imponiendo aceleración nula y la resistencia según la Ecuación 6, tal y como se discute en Pinyol *et al.* (2017). El desplazamiento acumulado es mayor respecto al caso anterior, como es de esperar, al ser menor el factor de seguridad inicial, pero el incremento de resistencia disponible debido al endurecimiento (Fig. 6) permite representar la situación en la que, aun siendo la ladera inestable (FS < 1), los parámetros resistentes de la superficie de deslizamiento consiguen cesar su avance.



Figura 5. Velocidades y desplazamientos acumulados para $FS_0 = 0.98$.



Figura 6. Variación en el tiempo del ángulo de fricción.

4. PRESURIZACIÓN TÉRMICA

Se incluye en este apartado el análisis tipo Newmark incluyendo el efecto de la presurización térmica debido al trabajo friccional generado en la superficie de deslizamiento. Se consideran las ecuaciones de gobierno descritas en Pinyol y Alonso (2010) y se simplifican bajo las siguientes hipótesis:

- a) Medio poroso incompresible.
- b) Condiciones no drenadas, por lo que no se contempla el efecto de la disipación del exceso de presión de agua, u_w , durante el deslizamiento.
- c) Condiciones adiabáticas, por lo que no se considera el flujo de calor del interior de la banda de corte donde se genera por la localización de las deformaciones.

Estas hipótesis también se impusieron en Pinyol y Alonso (2009) donde se propone una solución analítica para la estimación de la velocidad de deslizamientos planos sin incluir el efecto del sismo.

La introducción de la presurización térmica en el análisis tipo Newmark consiste en considerar los siguientes aspectos una vez desestabilizado el deslizamiento por el efecto de la acción sísmica: (a) calcular el calor generado por unidad de volumen y tiempo durante el movimiento imponiéndolo igual al trabajo friccional disipado en la banda de corte (producto de la tensión de corte y la velocidad de deformación); (b) resolver la ecuación de balance de masa y energía en el interior de la banda de corte y evaluar el incremento de temperatura y de presión de agua; (c) calcular la resistencia disponible según la ley Mohr-Coulomb teniendo en cuenta el exceso de presión generado; (d) resolver la ecuación de movimiento dinámica que incluye la acción sísmica teniendo en cuenta la resistencia disponible. Es de destacar que el coeficiente crítico no es constante debido a la variación de la resistencia. Los desplazamientos acumulados se calculan, como en las hipótesis originales en el método de Newmark, sin incluir los desplazamientos ladera arriba. Sin embargo, para dejar el análisis del lado de la seguridad, los desplazamientos en ambas direcciones originan trabajo friccional y se incluye en el cálculo de la generación de calor.

Una vez se inicia el movimiento, para un valor de k superior al k_c , el desplazamiento relativo en la banda de corte basal genera calor (Fig.7a) que se convierte en un incremento de temperatura y la generación de excesos de presión (debido a la dilatación térmica) (Fig. 7b). Al aumentar la presión de poros, se reduce la tensión efectiva y, por ello, la componente friccional de la resistencia al corte (Fig. 7c) y la aceleración del deslizamiento (Fig. 7d). Al segundo, la presión de agua lleva a la caída a valores prácticamente nulos de la resistencia que explica el cese de la generación de calor y de la acumulación de presión de agua. Al imponer condiciones no drenadas, la presión de agua no se disipa. El resultado es que el deslizamiento alcanza una velocidad catastrófica y los 100 m de recorrido en poco segundos.



Figura 7. Resultados obtenidos para el problema termo-hidro-mecánico bajo condiciones dinámicas.

Se introduce para este caso la ley de endurecimiento de la resistencia con la velocidad de deformación discutida en el apartado anterior. El efecto es únicamente apreciable al inicio del movimiento (Fig. 8) donde la mayor resistencia permite retrasar la aceleración. Una vez activados los fenómenos termohidro-mecánicos acoplados, su efecto en la velocidad y recorrido del deslizamiento es despreciable.



Figura 8. Resultado del análisis incluyendo la presurización térmica y la variación del ángulo de fricción con la velocidad de corte. Se comparan los resultados con el caso de ángulo de fricción constante.

5. SUPERPOSICIÓN DE DOS SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO EN EL ANÁLISIS SÍSMICO

Se desarrolla una extensión del método de Newmark para incluir dos superficies deslizantes sujetas a una distribución independiente de presión del agua tal y como se muestra en la Figura 9. Solo se considera la componente horizontal de la aceleración sísmica para calcular los desplazamientos permanentes.



Figura 9. Esquema del problema dinámico con superficies de deslizamiento superpuestas.

El sistema al cual se aplican las ecuaciones dinámicas consiste en dos bloques caracterizados por diferentes espesores $(D_1 y D_1)$, niveles de agua situados en $h_{w1} y h_{w2} y$ ángulos de fricción $(\phi'_1 y D_1)$

 ϕ'_2). Los factores de seguridad antes de la aplicación del sismo correspondientes a cada bloque se definen como:

$$FS_1 = \left(1 - \frac{\gamma_w h_{w1}}{\gamma_s D_1}\right) \frac{\tan \phi'_1}{\tan \beta} = (1 - r_{u1}) \frac{\tan \phi'_1}{\tan \beta}$$
(7)

$$FS_{2} = \left(1 - \frac{\gamma_{w}h_{w2}}{\gamma_{s}(D_{1} + D_{2})}\right) \frac{\tan\phi'_{2}}{\tan\beta} = (1 - r_{u2})\frac{\tan\phi'_{2}}{\tan\beta}$$
(8)

La aceleración del bloque superior se expresa en función de la aceleración del bloque inferior (a_2) y la aceleración relativa $(a_{1/2})$ del bloque 1 con respecto al bloque 2. La aceleración sísmica crítica por debajo de la cual el bloque superior permanece estable $(k_1^{crítico})$ puede obtenerse mediante la siguiente expresión (Ec.9), suponiendo $a_2 + a_{1/2} = 0$:

$$\tan\beta + (r_{u1} - 1)\tan\phi'_{1} + k\frac{\sin\alpha}{\cos\beta}\tan\phi'_{1} + k\frac{\cos\alpha}{\cos\beta} = \frac{(a_{1/2} + a_{2})}{g\cos\beta}$$
(9)

$$k_1^{cr(tico} = \frac{(SF_1 - 1)\sin\beta}{\sin\alpha\tan\phi'_1 + \cos\alpha}$$
(10)

Combinando ambas expresiones la aceleración del bloque superior se traduce en:

$$a_{1/2} + a_2 = g\left(\sin\alpha \tan\phi'_1 + \cos\alpha\right)(k - k_1^{cr(tico)}) \tag{11}$$

Mediante el desarrollo de la ecuación de equilibrio dinámico para el bloque inferior, y considerando $a_2 = 0$, se obtiene la expresión de la condición de movimiento en la superficie basal inferior:

$$k_{2}^{critico} = \frac{-\tan\beta + \left(\frac{D_{1}}{D_{2}} + 1\right)\tan\phi'_{2} - \frac{D_{1}}{D_{2}}\tan\phi'_{1} + \frac{\gamma_{w}h_{w1}}{\gamma_{s}D_{2}}\tan\phi'_{1} - \frac{\gamma_{w}h_{w2}}{\gamma_{s}D_{2}}\tan\phi'_{2}}{-\frac{D_{1}}{D_{2}}\frac{\sin\alpha}{\cos\beta}\tan\phi'_{1} + \frac{\cos\alpha}{\cos\beta} + \frac{\sin\alpha}{\cos\beta}\tan\phi'_{2}\left(\frac{D_{1}}{D_{2}} + 1\right)}$$
(12)

Por último, combinando ésta con la ecuación de equilibrio dinámico, la expresión de la aceleración del bloque inferior se formula de la siguiente manera:

$$a_2 = g\left(-\frac{D_1}{D_2}\sin\alpha\tan\phi'_1 + \cos\alpha + \sin\alpha\tan\phi'_2\left(\frac{D_1}{D_2} + 1\right)\right)(k - k_2^{critico})$$
(13)

La formulación presentada recoge la existencia de tres posibles escenarios: (I) ambos bloques se mueven presentando diferente aceleración $(a_{1/2}, a_2 \neq 0)$ cuando $k_1^{crítico} < k \ yk_2^{crítico} < k$; (II) sólo el bloque superior se mueve y desliza con respecto al bloque inferior $(a_{1/2} \neq 0 \ ya_2 = 0)$ cuando $k_1^{crítico} < k \ yk_2^{crítico} > k$; (III) los bloques superior e inferior se mueven juntos $(a_{1/2} = 0 \ ya_2 \neq 0)$ cuando $k_1^{crítico} > k \ yk_2^{crítico} < k$.

La Figura 10 muestra el desplazamiento acumulado calculado bajo dos combinaciones de factores de seguridad de los dos bloques considerados. En el primer caso, cuando $SF_1 > SF_2$ (Fig. 10a) se cumplen las condiciones del escenario III. Los dos bloques se mueven juntos y no hay desplazamiento relativo entre ellos. Por el contrario, cuando $SF_1 < SF_2$ ocurre el escenario I (Fig. 10b). En este caso, se puede observar que, teniendo en cuenta la interacción entre los bloques superior e inferior, se obtienen desplazamientos permanentes mayores (0.97 m) que los valores que se obtendrían con el método de Newmark convencional cuando se aplica a una superficie deslizante caracterizada por un SF = 1.09, y un espesor $D = D_1 + D_2$ (0.13 m).



Figura 10. Resultados del método de Newmark extendido a dos superficies superpuestas. Desplazamientos acumulados de los bloques superior e inferior y desplazamientos relativos del bloque superior con respecto al inferior para dos combinaciones de factores de seguridad: (a) escenarios III; (b) escenario I.

6. CONCLUSIONES

Se ha desarrollado el método de Newmark (1963) para el cálculo de los desplazamientos acumulados en un deslizamiento plano bajo la acción del sismo. Las ecuaciones se presentan en términos del Factor de Seguridad inicial, cuando llega el terremoto. Para los casos en el que la estabilidad se evalúa en función del nivel del agua, es de interés expresar las ecuaciones, tal y como se muestra en el artículo, en función de r_u .

La consideración de la variación de la resistencia durante el movimiento de un deslizamiento bajo la aplicación de un sismo afecta a su evolución y al recorrido. Esto se ha podido observar en el análisis presentado en este artículo en el que se ha extendido el método de Newmark incluyendo la variación de la resistencia con la velocidad de deformación y la presurización del agua intersticial por calentamiento.

Se observa como el incremento de la resistencia con la velocidad de corte, aunque sea relativamente pequeña, unos dos grados, predice un menor recorrido. Este efecto es poco relevante cuando se consideran los efectos del calor si se evalúa el deslizamiento final. Bajo las hipótesis consideradas, el movimiento generado por la acción sísmica es suficiente para la caída prácticamente total de la resistencia por presurización térmica del agua intersticial. Ello conlleva la aceleración del deslizamiento. Debido a la hipótesis de deslizamiento plano, sin incluir el posible efecto estabilizador de la geometría, se calcula un recorrido extremadamente alto.

Por último, se ha presentado una solución analítica que tiene en cuenta, en el cálculo de los desplazamientos acumulados de Newmark, la presencia de dos bloques deslizantes y superpuestos. Se observa que los desplazamientos calculados bajo está hipótesis pueden ser mayores que los obtenidos bajo la hipótesis de una única superficie.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo financiero a CIMNE proporcionada por el programa CERCA/ Generalitat de Catalunya.

El segundo autor, profesor Agregado Serra Húnter, agradece la financiación del Departamento de Recerca i Universitats de la Generalitat de Catalunya.

Esta publicación es parte del proyecto de I+D+i RTI2018-097365-B- financiado por MCIN/ AEI/10.13039/501100011033, "FEDER Una manera de hacer Europa".

REFERENCIAS

- Alonso, E. E., Zervos, A. & Pinyol, N. M., 2016. Thermo-poro-mechanical analysis of landslides: from creeping behaviour to catastrophic failure. *Géotechnique* 66 (3): 202–219.
- Alvarado, M., Pinyol, N. & Alonso, E., 2019. Landslide motion assessment including rate effects and thermal interactions: revisiting the Canelles landslide. *Canadian Geotechnical Journal* 56(9): 1338-1350.
- Angeli M.G., Gasparetto P., Menotti R.M., Pasuto A. & Silvano S., 1996. A visco-plastic model for slope analysis applied to a mudslide in Cortina d'Ampezzo, Italy. *Quat J EngGeol* 29: 233–240.
- Bishop, A. W., Green, G. E., Garga, V. K., Andresen, A. & Brown, J. D., 1971. A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. *Géotechnique* 21(4): 273–328.
- Bowden, F. & Tabor, D., 1964. The friction and lubrication of solids. *Geophys. Res.* New York, NY, USA: Oxford University Press
- Chandler, R. J., 1977. Back analysis techniques for slope stabilization works: A case record. *Géotechnique* 27(4): 479–495.
- Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A., Lloret, A., & Gili, J., 2005. Prediction of Ground Displacements and Velocities from Groundwater Level Changes at the Vallcebre Landslide (Eastern Pyrenees, Spain). *Landslides* 2, (2): 83–96. https://doi.org/10.1007/s10346-005-0049-1.
- Gens, A. & Alonso, E.E., 2006. Aznalcóllar Dam Failure. Part 2: Stability Conditions and Failure Mechanism. *Géotechnique* 56 (3): 185–201.
- Hungr, O., Leroueil, S. & Picarelli, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides* 11(2): 167-194.
- Ingles, J., Darrozes, J. & Soula, J.-C., 2006. Effects of the Vertical Component of Ground Shaking on Earthquake-Induced Landslide Displacements Using Generalized Newmark Analysis. *Engineering Geology* 86: 134–147. https://doi.org/10.1016/j. enggeo.2006.02.018.
- Jibson, R.W., 2011. Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes a retrospective. *Engineering Geology* 122: 43–50.
- Kenney, T.C., 1967. The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils. In: *Proceedings of Geotechnical Conference*, Oslo, vol. 1. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, pp. 123–129.
- Lemos, L. J. L., 1986. The effect of rate on the residual strength of soil. PhD thesis, University of London.
- Leroueil, S., 2001. Natural slopes and cuts: Movement and failure mechanisms. *Géotechnique* 51(3): 197-243.
- Lucas, A., Mangeney, A. & Ampuero, J.P., 2014. Frictional velocity-weakening in landslides on earth and on other planetary bodies. *Nat Commun.* 5:3417. doi: 10.1038/ncomms4417.
- Mitchell, J. K., 1976. Fundamentals of soil behaviour. New York, NY, USA: John Wiley & Sons
- Newmark, N. M., 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. Géotechnique 15(2): 139-160.
- Ng, C.W.W., 2009. What is static liquefaction failure of loose fill slopes? In *The First Italian Workshop on Landslides, Napoli, 8-10* June 2009. NAPOLI Dop-piavoce. Studio editoriale. Vol. 1, pp. 43–51. ISBN:9788889972120.
- Picarelli, L., Olivares L. & Avolio, B., 2008. Zoning for flowslide and debris flow in pyroclastic soils of Campania Region based on infinite slope analysis. *Engng Geol.* 102(3–4): 132–141.
- Pinyol, N.M. & Alonso, E.E., 2009.Deslizamientos acelerados. Criterios de ocurrencia. VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables 25 años. Alonso, E., Corominas, J. y Hürlimann, M. (eds.). Barcelona, 27-30 de Octubre de 2009. Vol. 1, 61-94. ISBN: 978-84-96736-75-7. Invited Conference.
- Pinyol, N.M., & Alonso, E.E., 2010a. Criteria for rapid sliding II. Thermo-hydromechanical and scale effects in Vaiont case. *Engineering Geology*, 114(3–4): 211–227. doi:10.1016/j.enggeo.2010.04.017.
- Pinyol, N.M., & Alonso, E.E., 2010b. Fast planar slides. A closed-form thermohydro- mechanical solution. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 34: 27–52.
- Pinyol, N.M., Scoppettuolo & M.E., Alonso, E.E., 2017. Mecanismos que controlan la velocidad de los

deslizamientos. *IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. 27-30 June 2017, Santander, Spain. E.E. Alonso, J. Corominas& M. Hürlimann (eds.), pp. 1313-1320.

- Rice, J. R., Lapusta, N. & Ranjith, K., 2001. Rate and state dependent friction and the stability of sliding between elastically deformable solids. *J. Mech. Phys. Solids* 49 (9): 1865–1898.
- Segui, C., Rattez, H. & Veveakis, M., 2020. On the stability of deep-seated landslides. The cases of Vaiont (Italy) and Shuping (Three Gorges Dam, China). J. Geophys. Res. Earth Surf. 125, e2019JF005203.
- Scaringi, G., Hu, W., Xu, Q. & Huang, R., 2018a. Shear-rate-dependent behavior of clayey bimaterial interfaces at landslide stress levels. *Geophysical Research Letters* 45: 766–777.
- Scaringi, G., Hu, W. & Xu, Q., 2018b. Discussion on: 'Experimental Study of Residual Strength and the Index of Shear Strength Characteristics of Clay Soil. *Engineering Geology* 242: 218–221.
- Scaringi, G. & Di Maio, C., 2016. Influence of displacement rate on residual shear strength of clays. *Procedia Earth Planet Science* 16: 137–45.
- Schulz, W.H. & Wang, G., 2014. Residual Shear Strength Variability as a primary Control on Movement of Landslides Reactivated by Earthquake-Induced Ground Motion: Implications for Coastal Oregon, U.S. Journal of Geophysical Research: Earth Surface Research 119:1617–1635.
- Shibasaki, T., S. Matsuura, S. & Hasegawa, Y., 2017. Temperature- dependent residual shear strength characteristics of smectite-bearing landslide soils. J. Geophys. Res. Solid Earth 122: 1449–1469.
- Stark, T. D., & Eid, H. T., 1994. Drained residual strength of cohesive soils. J. Geotech. Eng. 120(5): 856–871.
- Stark, T. D., & Eid, H. T., 1997. Slope stability analyses in stiff fissured clays. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 123(2): 335–343.
- Tika, T.E., & Hutchinson, J.N., 1999. Ring shear tests on soil from the Vaiont landslide slip surface. *Geotechnique* 49(1): 59–74. doi:10.1680/geot.1999.49. 1.59.
- Tika, T.E., Vaughan, P.R., & Lemos, L.J., 1996. Fast shearing of pre-existing shear zones in soil. *Géotechnique* 46(2): 197–233. doi:10.1680/geot.1996.46.2.197.
- Toyota, H., Nakamura, K., Sugimoto, M. & Sakai, N., 2009. Ring shear tests to evaluate strength parameters in various remoulded soils. *Géotechnique* 59(8): 649–59.
- Troncone, A., 2002. Numerical analysis of a landslide in soils with strain-softening behaviour. *Géotechnique* 55(8): 585–596.
- Vardoulakis, I., 2000. Catastrophic landslides due to frictional heating of the failure plane. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials* 5(6): 443–467.
- Vardoulakis, I., 2002. Dynamic thermo-poro-mechanical analysis of catastrophic landslides. *Geotechnique* 52(3): 157–171. doi:10.1680/geot.2002.52.3.157.
- Veveakis, E., Vardoulakis, I., & Di Toro, G., 2007. Thermoporomechanics of creeping landslides: The 1963 Vaiont slide, northern Italy. *Journal of Geophysical Research* 112(F3): F03026. doi:10.1029/2006JF000702.
- Wang, G., A. Suemine, & Schulz, W. H., 2010, Shear-rate-dependent strength control on the dynamics of rainfall-triggered landslides, Tokushima Prefecture, Japan, Earth Surf. *Processes Landforms* 35(4): 407– 416, doi:10.1002/esp.1937.
- Wedage, A., Morgenstern, N.R. & Chan, D.H., 1998. A strain rate dependent constitutive model for clays at residual strength. *Canadian Geotechnical Journal* 35 (2): 364–373.

EFECTO DE LA ORIENTACIÓN EN LA RESPUESTA DE TALUDES ANTE ACCIONES CLIMÁTICAS: EXPERIMENTO DE CAMPO Y MODELACIÓN

C. Villarraga (1), V. Guazichaca (2), R. Oorthuis (3), J. Vaunat (4), A. Lloret (4), M. Hürlimann (3)

(1) INTEINSA, Medellín, Colombia claudia.juliana.villarraga@gmail.com

(2) Diconsgeotecnico Cia. Ltda, Loja, Ecuador vfguachizaca@gmail.com

(3) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universidad Politècnica de Catalunya raul.oorthuis@upc.edu marcel.hurlimann@upc.edu

 (4) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
 Universidad Politècnica de Catalunya – Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería jean.vaunat@upc.edu antonio.lloret@upc.edu

RESUMEN

En este artículo, se presenta un experimento de campo diseñado para estudiar los fenómenos de interacción termo-hidráulicos suelo-atmosfera en taludes de dos orientaciones distintas: norte y sur. El experimento consiste en un terraplén instrumentado sometido a condiciones meteorológicas naturales (radiación solar, atmosférica y del suelo, infiltración, escorrentía, evaporación, evapotranspiración y viento.). Se han obtenido series de datos de larga duración y alta frecuencia (medidas cada 5 mins durante 4 años) incluyendo variables atmosféricas, temperatura. contenido de agua, potencial del agua y flujo de calor a distintas profundidades en el suelo, Los datos se han interpretado numéricamente mediante el código Elementos Finitos (Code_Bright) que resuelve problemas acoplados termo-hidro-mecánicos e incluye una condición de contorno específica para modelar acciones atmosféricas. Los resultados del modelo numérico se pueden comparar favorablemente con las mediciones y proporcionan valiosas informaciones sobre el efecto de la orientación de la ladera para su respuesta frente a acciones climáticas presentes y futuras.

1. INTRODUCCIÓN

Las acciones climáticas inducen variaciones importantes en el estado hídrico y térmico de la zona más superficial de taludes naturales o antrópicos. Estas variaciones pueden inducir inestabilidades superficiales (deslizamientos por placa, coladas y otros procesos erosivos) o bien afectar las presiones de agua en más profundidad, a su vez relacionadas con la posibilidad de una rotura del talud.

Las interacciones entre el suelo y la atmósfera incluyen flujos de masa y de calor: radiación solar, atmosférica y del suelo, infiltración, escorrentía, evaporación, evapotranspiración y efecto del viento (Blight, 1997). Además, la vegetación juega a menudo un papel adicional no despreciable al interceptar parte de la lluvia, limitar la escorrentía, liberar vapor a la atmósfera y proporcionar al suelo un refuerzo de raíces, cuando no crea asentamientos o aumenta la permeabilidad del suelo por agrietamento (Noilhan y Planton , 1989).

Para evaluar la importancia de estos fenómenos, se ha desarrollado un experimento de campo. Consiste en un terraplén instrumentado con dos caras orientadas respectivamente norte y sur y sometido a las condiciones meteorológicas naturales. En ese artículo, se presenta y discute los resultados experimentales correspondientes a los dos primeros años del experimento, con énfasis sobre el efecto de la orientación del talud para su estado hidráulico.

Para evaluar mejor los fenómenos de interacción suelo-atmósfera, los datos obtenidos del campo experimental se interpretan mediante un modelo numérico que considera las ecuaciones hidrotermales acopladas de intercambio. Con este fin, se ha utilizado el código Elementos Finitos Code_Bright (Olivella et al, 1994) dónde se ha incluido un módulo de interacciones atmosféricas. Los resultados del modelo numérico se pueden comparar favorablemente con las mediciones, lo que valida la necesidad de considerar un acoplamiento termohidráulico para evaluar los cambios de contenido de agua en el talud. Adicionalmente, el modelo numérico permite indagar en los procesos diferenciados ocurriendo en las caras norte y sur del terraplén.

2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO A GRAN ESCALA

El terraplén estudiado se construyó a principios de 2017 en el Parc UPC Agròpolis, situado en la llanura deltaica del río Llobregat. Mide 18 m de largo, 12 m de ancho y 2,4 m de altura. Para considerar la máxima y mínima radiación solar posible, se orientó su eje mayor en dirección esteoeste y las laderas instrumentadas en dirección sur y norte. (Oorthuis, 2016).

La estructura del terraplén consiste en un núcleo granular de más o menos 2 m de altura, recubierto por una geomembrana impermeable de polietileno, que tiene como objetivo proteger el núcleo central de las infiltraciones del agua. Sobre la membrana se colocó una capa de suelo de 50 a 70 cm de espesor. Las pendientes corresponden a una relación 3H:2V.

Los dos aspectos principales que afectan la respuesta de un terraplén sometido a solicitaciones atmosféricas son la radiación solar y la vegetación. Para estudiar sus respectivos efectos, se consideraron 4 áreas monitoreadas: orientación norte sin vegetación (NnV), orientación norte con vegetación (NV), orientación sur sin vegetación (SnV) y orientación sur con vegetación (SV) (ver Figura 1).



Figura 1 Descripción del experimento a gran escala dividido en cuatro particiones evidenciado las 4 áreas monitorizadas SV, SnV, NV y NnV. Se indica la posición relativa de los cuatro perfiles verticales de monitorización (cuadrados rojos) y la position de la estación meteorológica (V. Guachizaca, et al, 2018).

Cada área monitoreada tiene un perfil vertical instrumentado (cuadrados rojos en la figura 1) que se extiende hasta los primeros 60 cm por debajo de la superficie del terraplén, en la capa colocada sobre la geomembrana. Cada perfil está equipado con medidas de temperatura, succión o presión de líquido y contenido de agua a diferentes profundidades.

Además, en la parte superior del terraplén se sitúa una estación meteorológica con medidas de temperatura, radiación solar, precipitación pluvial y velocidad del viento. La información obtenida de esta estación meteorológica se puede complementar con la información obtenida de la estación meteorológica situada en el municipio de Viladecans, situada a 1,3 km de distancia del lugar. En las dos caras no vegetadas se ha además instalado dos medidores de velocidad de viento y de radiación solar.

3. MODELACIÓN NUMÉRICA

Con el objetivo de interpretar y tener un mayor conocimiento de los procesos involucrados en la respuesta del terraplén ante la acción climática, se ha desarrollado en paralelo un modelo numérico hidrotérmico utilizando el código Elementos Finitos Code_Bright (Olivella et al, 1994).

Las interacciones suelo-atmósfera abarcan procesos acoplados hidrotérmicos que incluyen flujos advectivos, convectivos y difusivos, laminares y turbulentos, que cruzan la interfaz entre el suelo y el aire. En el enfoque simplificado considerado en este trabajo, estos diferentes flujos se simulan mediante una condición de contorno no lineal (Vaunat et al, 2017). Así mismo, se analiza solo las zonas sin vegetación del terraplén (NnV y SnV), dejando la modelación del efecto de la vegetación para análisis futuras.

Para simplificar el cálculo, la geometría propuesta representa solo la parte superior del terraplén, es decir, la zona instrumentada sobre el geotextil. La Figura 2 presenta la geometría considerada para el modelo numérico. La malla considerada consta de 500 elementos. Se ha refinado cerca de la interfase suelo-atmósfera, donde los gradientes y los flujos son más importantes.



Figura 2 Geometría, malla y condiciones de contorno consideradas para el modelo numérico.

La condición de contorno de interacción suelo-atmósfera (ISV) se alimenta por registros meteorológicos. Para este propósito, los datos meteorológicos monitoreados en el sitio se comparan en la Figura. 3 con las proporcionadas por el servicio meteorológico de la estación del pueblo más cercano de Viladecans. Por su similitud y por el mayor plazo de registro disponible en la estación de Viladecans, esta última es la que se ha introducido en la modelación.

Por otra parte, las medidas meteorológicas proporcionan la radiación solar incidente atravesando una superficie horizontal y se debe aplicar una corrección en función de la inclinación (DIP) y la dirección (DIP direction) del talud para las superficies inclinadas correspondientes a los taludes del terraplén. La condición de contorno atmosférico considerada en CODE_BRIGHT incluye una corrección automática del flujo de calor normal debido a la radiación solar controlada por el ángulo y la dirección de la pendiente dada como parámetro de entrada de la condición.

En consecuencia, se han prescrito en el modelo tres tipos de condiciones de contorno ISV para las caras sur, superior (horizontal) y norte del terraplén (Figura 2). Además, en la parte inferior del talud, se ha prescrito una condición de contorno de flujo de agua nulo para modelar el efecto de la geomembrana impermeable, mientras que en este nivel se han impuesto las temperaturas registradas cerca de la geomembrana.



Figura 3 Comparación entre registros atmosféricos monitorizados in situ y en la estación de Viladecans: a) temperatura; b) lluvia.

Los parámetros del suelo se han definido con base en resultados experimentales obtenidos en pruebas de laboratorio o mediciones de campo (Guachizaca, 2018). Se resumen en la Tabla 1. En particular, la curva de retención, que es uno de las principales leyes de control para la evolución de la succión y del contenido de agua bajo solicitación climática, se ha determinado directamente a partir de medidas campo de contenido de agua y de succión medidos en puntos cercanos dentro del terraplén (Figura 4). La gran dispersión observada en la figura para la relación contenido de agua-succión se atribuye al retardo existente entre la respuesta de las medidas de succión y contenido de agua. Como los períodos de secado son mucho más largos que los períodos de humedecimiento debido a las lluvias, se espera que, para un contenido de agua fijo, el equilibrio de succión se alcance en los puntos de mayor succión. Como tal, la curva de retención del modelo se ha definido como la envolvente superior de todas los puntos relacionado succión con contenido de agua. Para un mejor ajuste de las medidas en el rango bajo de succión (entre 10 y 100 kPa) se



Figura 4 Curva de retención de agua considerada en el modelo.

| Parameter Constitutive law | Label (unit) | Valor |
|---|------------------------------|---------|
| Porosity | φ(-) | 0.3 |
| Intrinsic permeability Darcy's law | $K(m^2)$ | 8.5e-16 |
| Liq. phase rel. permeability Van Genuchten model | λ (-) | 0.26 |
| Water retention curve Double porosity WRC | P_{0M} (MPa) | 0.01 |
| | λ _M (-) | 0.01 |
| | P_{0m} (MPa) | 0.01 |
| | λ_{μ} (-) | 0.01 |
| | W | 0.01 |
| | S _{rl} (-) | 0. |
| | S _{ls} (-) | 1.0 |
| Diffusive flux of vapour Fick's law | $D(m^{2}.s^{-1}.K^{-n}.Pa)$ | 5.90e-6 |
| | τ (-) | 1.0 |
| | n (-) | 2.3 |
| Conductive flux of heat | $\lambda_{sat} (W.m.K^{-1})$ | 2.5 |
| Fourier's law | $\lambda_{dry} (W.m.K^{-1})$ | 3.0 |

Tabla 1 Propiedades del material.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Una problemática general en la modelación de las interacciones suelo-atmósfera es la definición del estado inicial termo-hidráulico porque viene determinado por las interacciones ocurriendo en un periodo anterior al inicio del cálculo y de duración desconocida. Sin embargo, en este caso particular, dónde la fecha de construcción del terraplén (11 de enero de 2017) y el contenido de agua de compactación es conocida, se ha podido modelar la evolución previa a la instalación de los perfiles de monitoreo, usando el registro meteorológico de Viladecans como referencia para la condición ISV. De esta forma, se obtiene un estado inicial en el momento del inicio de la medidas equilibrado con la solicitación atmosférica.

La Figura 5 presenta la comparación entre la evolución temporal de las temperaturas calculadas

y medidas para la vertiente norte a dos profundidades diferentes: cerca de la superficie (1 cm de profundidad) y en el medio de la capa del suelo (36 cm de profundidad). Se puede observar que el modelo numérico reproduce generalmente bien la evolución de la temperatura bajo la carga climática. Sin embargo, las temperaturas de verano parecen estar sobreestimadas en aproximadamente 3 grados centígrados.

La Figura 6 presenta los resultados para la vertiente sur. El modelo vuelve a reproducir bien la variación de temperatura durante el año, aunque las sobreestima ligeramente durante el período estival a 36 cm de profundidad. Además, en ese caso, las temperaturas superficiales también se subestiman en algunos grados durante el invierno.

Es interesante señalar la diferencia entre la temperatura alcanzada en la superficie en la vertiente norte y sur. Debido a los diferentes ángulos de incidencia de la radiación solar, se han alcanzado temperaturas de hasta 50 °C durante el día en verano en la cara sur mientras que en la cara norte se mantienen temperaturas por debajo de los 40 °C. El modelo numérico reproduce bien este efecto.



Figura 5 Evolución temporal de la temperatura para la vertiente norte: a) 1 cm de profundidad; b) 36 cm de profundidad.



Figura 6 Evolución de la temperatura para la vertiente sur: a) 1 cm de profundidad; b) 36 cm de profundidad.



Figura 7 Evolución del contenido de agua para la vertiente norte a) 16 cm de profundidad b) 56 cm de

profundidad.

La Figura 7 y la Figura 8 muestran la evolución temporal del contenido de agua a diferentes profundidades (16 cm y 56 cm) para las laderas norte y sur, respectivamente. Se puede observar que el modelo numérico es capaz de reproducir relativamente bien la evolución medida del contenido de agua para ambos taludes, aunque el secado parece ser más rápido en el modelo que en el campo. Un aspecto interesante es el retraso y la atenuación con la profundidad del cambio en el contenido de agua durante las precipitaciones: a 16 cm, los cambios en el contenido de agua ocurren rápidamente en respuesta a los eventos de lluvia, incluso cuando son cortos, mientras que los cambios a 56/57 cm solo son causados por fuertes lluvias o largos periodos de precipitación.

El experimento y el modelo evidencian además de forma consistente que los valores del contenido de agua son más bajos en el lado sur que en el lado norte. Este efecto está directamente relacionado con las temperaturas más altas y la consiguiente mayor evaporación para la vertiente sur. Esto indica que, desde un punto de vista general, perfiles hídricos simétricos son poco esperables en terraplenes operativos. Esto puede tener consecuencias en términos de deformaciones inducidas por el clima en las infraestructuras terrestres.



Figura 8 Evolución del contenido de agua para la pendiente norte: a) 16 cm de profundidad; b) 57 cm de profundidad.

Finalmente, la evolución temporal de las presiones de los líquidos se muestra en la Figura 9 y la Figura 10 para las pendientes norte y sur, respectivamente. Aunque el modelo reproduce bastante razonablemente la evolución general de la succión a las distintas profundidades del terraplén, la concordancia no es tan estrecha en cuanto a contenidos de agua. Actualmente es difícil analizar en detalle el motivo de las discrepancias, ya que se ha detectado que la respuesta de campo de los sensores de presión intersticial se retrasa en el tiempo con respecto a los sensores de contenido de agua. Se necesita más procesamiento de datos para obtener conclusiones preliminares. Sin
embargo, se espera que la histéresis en la curva de retención sea un fenómeno importante para explicar la evolución del tiempo de succión, ya que las succiones calculadas parecen ser más sensibles a las lluvias pequeñas que las mediciones (ver, por ejemplo, la evolución del tiempo durante el período comprendido entre diciembre de 2017 y julio de 2017). 2018), lo que sugiere que la tasa de cambios hídricos es diferente durante los procesos de secado y humidificación.



Figura 9 Evolución de la presión del líquido a 16 cm de profundidad en el talud sur.



Figura 10 Evolución de la presión del líquido a 11 cm para talud norte.

5. CONCLUSIÓN

Comprender la respuesta de las laderas bajo las acciones atmosféricas es un aspecto clave para la evaluación y pronóstico de deslizamientos superficiales y pérdida de masa. Con el objetivo de tener más conocimientos sobre los mecanismos en la base de la interacción ISV, se ha procedido a la realización de un experimento de gran escala consistente en un terraplén instrumentado con taludes orientado norte y sur y sometido a solicitaciones atmosféricas naturales.

Se ha propuesto un modelo numérico de elementos finitos para reproducir la respuesta observada en el terraplén experimental al cabo de dos años. El modelo numérico parece reproducir bien la evolución de la temperatura, el contenido de agua y la presión del líquido resultantes de las interacciones entre el terraplén y la atmósfera, y esto para diferentes orientaciones de taludes (norte y sur).

Este ejercicio permite, por un lado, validar el modelo numérico desarrollado. Por otro lado, proporciona una herramienta para interpretar los mecanismos en la base de la respuesta monitoreada durante el experimento a gran escala. En particular, ha puesto en evidencia el efecto del ángulo de incidencia de la radiación solar sobre la respuesta hidráulica del terraplén, la

asimetría introducida por este efecto en la distribución del contenido de agua dentro de la estructura de la tierra y la importancia de un procesamiento detallado de las mediciones de la presión del agua en presencia de efectos humectantes para tener en cuenta los retrasos en la respuesta instrumental.

AGRADECIMIENTOS

El estudio fue financiado por el proyecto de investigación nacional "Slope mass-wasting under climate change" (smucphy.upc.edu) otorgado por el Gobierno de España (número de referencia del proyecto BIA 2015-67500-R) y cofinanciado por AEI/FEDER, UE.

REFERENCIAS

- Blight. G. (2018) "Interactions between the atmosphere and the earth" Géotechnique, 47(4): 715–767, 1997.
- Casini, F., Vaunat, J., Romero, E. (2012) "Consequences on water retention properties of double porosity features in a compacted silt", Acta Geotechnica, 7(2): 139-150.
- Guachizaca V, Villarraga C.J, Vaunat J., Lloret M., Saaltink M. "Water and heat fluxes in embankments under climatic". Workshop of Code_bright, CIMNE, Barcelona, Spain, 8 p; 2018.
- Guachizaca Contento V. F., "Análisis de las interacciones suelo-vegetación-atmósfera en un talud experimental," Master thesis, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, Spain. 2018
- Noilhan J., Planton, S. "A simple parameterization of land surface processes for meteorological models" Mon. Weather Rev., 17:536–549, 1989.
- Olivella, S., Carrera, J., Gens, A. and Alonso, E. E. (1994) "Nonisothermal multiphase flow of brine and gas through saline media" Transp. Porous Media, 15(3): 271–293.
- Oorthuis, G. R. "Diseño de un experimento a gran escala para estudiar el efecto de las interacciones suelovegetación-atmósfera en laderas", Master thesis, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, Spain. 2016
- Vaunat, J., Ruiz, D., Samat, S., Saaltink, M., Virely, D. (2017). "Soil-atmosphere interactions. Comprehensive modelling and practical rules", JTC1 Workshop on Advances in Landslide Understanding, May 24 – 26, Barcelona, Spain.

EFECTO DE LA VELOCIDAD DE CORTE Y LA TEMPERATURA EN LA RESISTENCIA RESIDUAL

Luis GARCIA (1), Núria M. PINYOL (1), y Antonio LLORET (1)

 (1) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Universitat Politècnica de Catalunya nuria.pinyol@upc.edu, luis.miguel.garcia@upc.edu, antonio.lloret@upc.edu

RESUMEN

La resistencia residual del suelo es un parámetro relevante para poder interpretar los deslizamientos y evaluar su potencial de reactivación y su evolución. Se han desarrollado numerosos estudios que han puesto de manifiesto que esta resistencia se ve influenciada por factores externos tales como el confinamiento, la presión de poros, la velocidad del deslizamiento y la temperatura.

En particular, el efecto que genera el cambio de velocidad en la resistencia residual podría proporcionar una explicación razonable a la variación de la velocidad de deslizamientos activos. Varios autores han evidenciado, a nivel de ensayos de laboratorio un aumento de la resistencia a lo largo de la superficie de rotura que puede llegar a mantener un deslizamiento bajo velocidad constante.

El efecto de la temperatura ha sido poco estudiado, pero en los últimos años se ha observado que puede tener un efecto significativo en la estabilidad de deslizamientos y, en concreto, en la variación de la velocidad en deslizamientos someros activos.

El presente artículo analiza la dependencia de la resistencia residual con la velocidad de corte y la temperatura. La resistencia se evalúa mediante ensayos de corte anular. A pesar de la complejidad en la interpretación de los resultados, se ha evidenciado un incremento de la fricción residual con el aumento de la velocidad de corte y con la reducción de la temperatura.

1. INTRODUCCIÓN

La evolución de la resistencia friccional de los materiales involucrados en deslizamientos controla su generación y movimientos. Los trabajos experimentales indican que la resistencia residual en suelos depende de varios factores que afectan las fuerzas internas a nivel de grano. Así, la resistencia varía según la mineralogía, la forma y tamaño de las partículas y las propiedades índice (Lupini et al., 1981; Mesri and Cepeda-Diaz, 1986; Di Maio and Fenellif, 1994; Stark and Eid, 1994, 1997; Tiwari and Marui, 2005; Stark and Hussain, 2013) así como también de las propiedades químicas y reológicas del fluido que ocupa total o parcialmente los poros (Kenney, 1967; Moore, 1991; Di Maio and Fenellif, 1994; Tiwari et al., 2005; Scaringi and Di Maio, 2016). Dado un suelo definido por sus propiedades intrínsecas, la resistencia al corte depende de factores externos como la tensión aplicada (Bishop et al. 1967, 1971; Chandler, 1977; Stark and Eid, 1997, Toyota et al., 2009), desplazamiento acumulado (Lemos et al., 1985; Stark and Eid, 1994; Toyota et al., 2009;), velocidad de deformación de corte (Tika et al. 1996,1999, Scaringi and Di Maio, 2016, Scaringi et al., 2018, entre muchos otros)

y la temperatura (Shibasaki et al. 2017). El comportamiento observado es, a menudo, complejo y alejado de una simple relación lineal con la tensión normal efectiva, como se acostumbra a emplear al aplicar la ley de resistencia Mohr-Coulomb.

El efecto de los desplazamientos acumulados sobre la resistencia tiene un claro y bien conocido efecto en el caso de primeras roturas. Se observa una pérdida de resistencia que lleva a fenómenos de rotura progresiva (Terzaghi and Peck, 1948; Taylor, 1948; Skempton, 1964; Bjerrum and Bishop, 1967; Palmer and Rice, 1973; Stark and Eid, 1994; and Puzrin and Gemonovich, 2005). Existen varias contribuciones en las que se identifica la rotura progresiva en casos reales y se analiza numéricamente (Potts et al., 1990, 1997; Gens and Alonso, 2006; Troncone, 2005, Troncone et al., 2014). La dependencia de la velocidad de deformación de corte se considera en el caso del estudio de la evolución del movimiento en deslizamientos activos (Leroueil, 2001; Wang et al., 2010; Lucas et al., 2014; Alonso et al., 2016). Los incrementos de la resistencia con la velocidad de movimiento pueden evitar la aceleración del deslizamiento de la masa inestable. Pinyol et al. (2017) examinaron este efecto par el caso de tres deslizamientos planos en la pasada edición de este simposio.

El efecto intrínseco sobre la resistencia de la temperatura ha sido menos estudiado, aunque en los últimos años se observa un incremento en el interés de este aspecto y se ha reconocido un cierto efecto de la temperatura en la evolución de movimiento de masas de suelo (Shibasaki et al., 2016 and 2017; Lombardo et al., 2019; Seguí and Veveakis, 2020, 2021; and Loche et al., 2022). La Figura 1 (Scaringi and Loche, 2022) muestra cómo en los últimos años se ha producido un incremento notable de las publicaciones acerca del efecto de la temperatura en la estabilidad de taludes.

Este artículo muestra el efecto de la velocidad de corte y la temperatura sobre la resistencia residual mediante la recopilación de datos experimentales publicados y aporta nuevos datos de ensayos de corte residual con el equipo de Bromhead (1979) en los que se controla la velocidad y temperatura.



Figura 1. Número de publicaciones según la Web of Science Core Collection database (Clarivate, USA) al introducer en el buscador las palabras clave "Temperature AND shear strength AND clay" y "Temperature AND landslide OR slope stability" (Scaringi and Loche, 2022)

2. EFECTO DE LA VELOCIDAD DE CORTE

La Figura 2 recopila, a partir de un gran número de publicaciones, la resistencia al corte residual medida en diferentes tipos de materiales en función de la velocidad de corte aplicada en ensayos de corte directo, ensayos de corte residual y ensayos rotatorios. En la parte superior de la figura, se indica la clasificación para deslizamientos presentada por Cruden y Varnes, (1996) y actualizada en Hungr et al. (2014) según su velocidad desde muy lenta a muy rápida.

Los resultados de la Figura 2 se representan con referencia al valor de la resistencia media a velocidad lenta (entre 0.01 y 0.025 mm/min). La resistencia se mantiene constante en este rango. Incrementos de la velocidad de corte hasta 1 mm/min inducen, por lo general, incrementos de resistencia de hasta

un 50%. Para valores mayores de la velocidad el efecto no es claro. En algunos casos la resistencia aumenta (efecto positivo) y en otros disminuye significativamente. Aunque los fenómenos que ocurren a nivel de banda de corte son complejos (dilatancia, contractancia, flujo de agua y reordenación de partículas) se pueden evaluar tendencias generales. Hay que tener en cuenta que a velocidades altas puede ser relevante el efecto acoplado del incremento de presión intersticial generada durante el corte debido a la generación de calor por disipación del trabajo friccional (Uriel Romero and Molina, 1977; Voight and Faust, 1982; Vardoulakis, 2000, 2002; Veveakis et al. 2007; Goren and Aharonov; 2007, 2009; Pinyol and Alonso, 2010a-b, Goren et al., 2010, Cecinato et al., 2011, He et al., 2015, Alonso et al., 2016; Pinyol et al., 2018 and Segui et al., 2020). El trabajo fricción se disipa en forma de calor e induce un incremento de la temperatura que lleva a la dilatación del medio saturado. El cambio de volumen del agua, en condiciones no drenadas o parcialmente drenadas puede inducir incrementos de la presión de agua que reducen la tensión efectiva y, por tanto, la resistencia. En este artículo no se analiza este efecto, sino el efecto intrínseco de la velocidad de corte sobre la fricción. Se desconoce si en los ensayos de corte referenciado en los que se aplican velocidades altas, del orden de 10³ mm/min, este efecto acoplado tiene lugar.



Figura 2. Resistencia residual normalizada con el valor de la resistencia medida a velocidad 0.01 - 0.025 mm/min.

Para este trabajo se han realizado ensayos de corte anular realizados en un equipo de Bromhead 1979 para tres tipos de materiales que se muestran en la Figura 3. Se trata de una arena de playa de Castelldefels (Barcelona) (SP), una arcilla de de la superficie de rotura del deslizamiento de Canelles (CL, LL=40%, IP=23%; %<2µm=30) (Pinyol *et al.*, 2012) y de la arcilla de alta plasticidad Boom (CH, LL=56%, IP=27%; %<2µm=45) (Romero, 1999).

No se observó ningún efecto de la velocidad en la resistencia de la arena. Por lo contrario, las arcillas, de baja y alta plasticidad, mostraron un efecto positivo y la velocidad de corte incrementa el ángulo de resistencia residual alrededor de 1 grado cada vez que aumenta esa velocidad en un factor de 10, (algo más en la arcilla de Boom que en la de Canelles).

Es interesante distinguir los ensayos según el contenido de finos como se muestra en la Figura 5 donde además de los resultados de la Figura 1 se ha incorporado los obtenidos en el presente estudio. Puede observarse que el efecto de la velocidad en la resistencia es prácticamente nulo en suelos sin finos. A excepción de los ensayos publicados por Lemos (1989) para velocidades superiores a 100 mm/min. Estos ensayos, junto a los de Tika (1989 a,b) muestra un ligero efecto negativo para contenidos de finos entre el 10% y el 30% y tiende a aumentar en suelos con un contenido de finos mayor del 40-50% con velocidades altas (mayores de 1 mm/min).





Figura 3. Arena y polvo de las dos arcillas ensayadas.

Figura 4. Variación de la resistencia con la velocidad en los materiales ensayados: Arcilla Boom y Canelles.





Figura 5. Efecto de la velocidad de corte en la resistencia en función del contenido de finos de las muestras ensayadas, referenciadas en la Error! Reference source not found..

3. EFECTO DE LA TEMPERATURA

Shibasaki et al. (2016) discute, basándose de casos documentados de deslizamientos activos de poco espesor, inferior a 10 m, que la velocidad de deslizamiento no se puede explicar únicamente en función de la variación de la presión de agua y observa una correlación con la temperatura. En concreto, analiza el caso del deslizamiento de Touge (Japón). Se observa en la Figura 6 que los periodos en los que el deslizamiento está activo (indicadas en gris) y se registraron deslizamientos, éstos coinciden con una reducción de la temperatura. Los cambios en la presión de agua durante estos periodos no son relevantes excepto en el tercer periodo en el que la velocidad de desplazamiento es mayor. Un año después, Shibasaki et al. (2017) presentaron una investigación experimental donde se confirma con ensayos de laboratorio realizados sobre el material de la superficie de rotura un efecto de la resistencia con la temperatura.



Figura 6. Registros de desplazamiento acumulado, lluvias, presión de poros, temperatura del terreno y profundidad de la nieve en el deslizamiento de Touge (Shibasaki et al., 2016)

En este trabajo, el efecto de la temperatura se ha medido en ensayos de corte residual sobre el material involucrado en el deslizamiento de Canelles. La temperatura se controla enfriando o calentando el agua de la muestra en un rango de variación entre 5°C y 50°C. Los resultados se muestran en la Figura 7. Se observa que la resistencia disminuye un grado aproximadamente con un incremento o disminución de la temperatura de 46°.



Figura 7. Variación de la resistencia al corte de la arcilla de Canelles medida en ensayo de corte residual durante (a) enfriamiento (descenso de la temperatura de 44.8°C) y (b) calentamiento (incremento de la temperatura de 46.4°C).

12. CONCLUSIONES

En este trabajo se discuten el efecto de la velocidad de corte y la temperatura en la resistencia residual de los suelos a partir de ensayos de laboratorio y se presentan nuevos resultados. Se observa que en materiales con finos, al aumentar la velocidad la resistencia se incrementa, efecto favorable para la estabilización o reducción de la velocidad de un deslizamiento. En el caso de los materiales ensayados, se observa una tendencia creciente de la resistencia con el logaritmo de la velocidad de corte. El efecto es ligeramente mayor en la arcilla Boom, de mayor plasticidad, que en la arcilla de Canelles.

El efecto de la temperatura en la resistencia a lo largo de superficies de deslizamiento, menos estudiado en la literatura, pero con un interés creciente en la comunidad científica, puede ser significativo de acuerdo a los ensayos presentados realizados en la arcilla de plasticidad media de Canelles. La variación de unos 45°C de temperatura, entre 5°C y 50°C, conlleva una variación del ángulo de fricción de 1° de manera que al enfriar, aumenta la resistencia y al calentar, la resistencia baja. Una explicación de este comportamiento se puede asociar al cambio de viscosidad del agua que llena lo poros. Se trata de unos primeros resultados que deben ser complementados con nuevos experimentos y sobre otro tipo de materiales para evaluar el efecto de la mineralogía y granulometría así como el efecto combinado de la velocidad y la temperatura.

REFERENCIAS

- Alonso, E. E., Zervos, A. and Pinyol, N. M., 2016. Thermo-poro-mechanical analysis of landslides: from creeping behaviour to catastrophic failure. *Géotechnique* 66 (3), 202–219.
- Bishop, A. W., 1967. Progressive failure-with special reference to the mechanism causing it. *Proc Geotech*. *Conf.*, Oslo 2:142–50.
- Bishop, A. W., Green, G. E., Garga, V. K., Andresen and A., Brown, J. D., 1971. A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. *Géotechnique* 21(4), 273–328.
- Bjerrum, L., 1967. Progressive failure in slopes in overconsolidated plastic clays and clay shales. J. Soil Mech. Found. Div. 93, 3–49.
- Blanpied, M. L., Tullis, T. E., and Weeks, J. D., 1998. Effects of slip, slip rate, and shear heating on the friction of granite. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 103(1), 489–511. https://doi.org/10.1029/97jb02480

Bromhead, E., 1979. A simple ring shear apparatus. Ground Engineering, 12(5), 40-44.

Bucher, F., 1975. Die Restscherfestigkeit naturlicher Boden, ihre Ein-ussgrossen und Beziehungen als

Ergebnis experimenteller Untersuchungen. Mitt. Inst. Grundbau Bodenmechanik Eidg. Technische Hochsch. ZuErich, No. 103.

- Bhat, D.R., 2013. Effect of shearing rate on residual strength of Kaolin clay. *Electron. J. Geotech. Eng. (EJGE)* 18, 1387–1396.
- Bhat, D.R. and Yatabe, R., 2015. Effect of shearing rate on residual strength of landslide soils. *Eng. Geol. Soc. Territ.* 2, 1211–1215.
- Campanella, R.G. and Mitchell, J.K., 1968. Influence of temperature variations on soil behavior. *J. Soil Mech. Found*. Div. ASCE 94, 709–734.
- Cecinato, F., Zervos, A. and Veveakis, E., 2011. A thermomechanical model for the catastrophic collapse of large landslides. *Int. J. Numer. Methods Eng.*, 1507–35.
- Chau, K. T., 1995. Landslides modeled as bifurcations of creeping slopes with nonlinear friction law. *International Journal of Solids and Structures*, 32(23), 3451–3464. https://doi.org/10.1016/0020-7683(94)00317-P
- Chandler, R. J., 1977. Back analysis techniques for slope stabilization works: A case record. *Géotechnique* 27(4), 479–495.
- Chester, F. M., 1994. Effects of temperature on friction: Constitutive equations and experiments with quartz gouge. *Journal of Geophysical Research*, 99(B4), 7247. https://doi.org/10.1029/93JB03110
- Chester, F. M., and Higgs, N. G., 1992. Multimechanism friction constitutive model for ultrafine quartz gouge at hypocentral conditions. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 97(B2), 1859–1870. https://doi.org/10.1029/91JB02349
- Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A, Lloret, A. and Gili, J. A., 2005. Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain). *Landslides 2*, No. 2, 83–96.
- Cruden D.M. and Varnes D.J., 1996. Landslide types and processes. In: Turner AK, Schuster RL (eds) Landslides investigation and mitigation. *Transportation research board, US National Research Council*. Special Report 247, Washington, DC, Chapter 3, pp. 36–75
- Deying L., Yin K., Glade, T., and Leo C., 2017. Effect of over-consolidation and shear rate on the residual strength of soils of silty sand in the three Gorges Reservoir. *Scientific Reports*. 7:5503, doi: 10.1038/s41598-017-05749-4.
- Dieterich, J. H., 1979. Modeling of rock friction 1. Experimental results and constitutive equations. *Journal of Geophysical Research*, 84(B5), 2161–2168. https://doi.org/10.1029/JB084iB05p02161
- Di Maio, C., and Fenellif G. B., 1994. Residual strength of kaolin and bentonite: The influence of their constituent pore fluid, *Geotechnique*, 44(2), 217–226, doi:10.1680/geot.1994.44.2.217.
- Duong N. T., Suzuki M., and Hai N. V., 2018. Rate and acceleration effects on residual strength of kaolin and kaolin-bentonite mixtures in ring shearing. *Soils and Foundations* 58. 1153–1172.
- Duong, N. T. and Hai, N. V., 2021. Residual strength of weakly cemented kaolin clay in multi-stage ring shear Test. *Arabian Journal for Science and Engineering*. https://doi.org/10.1007/s13369-021-06132-2
- Gens, A. and Alonso, E. E., 2006. Aznalcóllar dam failure. Part 2: stability conditions and failure. *Géotechnique* 56: 185-201
- Ghahremannejad, B., 2003. Thermo-mechanical behaviour of two reconstituted clays. *Ph.D. thesis*, University of Sydney, Australia.
- Goren, L., Aharonov, E. and Anders, M. H., 2010. The long runout of the Heart Mountain landslide: heating, pressurization, and carbonate decomposition. J. Geophys. Res.: Solid Earth 115, No. B10, B10210.
- Goren, L., and Aharonov E., 2007. Long runout landslides: The role of frictional heating and hydraulic diffusivity. *Geophys. Res. Lett.*, 34, L07301, doi:10.1029/2006GL028895.
- Goren, L., and Aharonov E., 2009. On the stability of landslides: A thermoporo-elastic approach. *Earth Planet*. Sci. Lett., 277, 365–372, doi:10.1016/j.epsl.2008.11.002.
- Gratchev, I. and Sassa, K., 2015. Shear strength of clay at different shear rates. J. Geotech. Geoenviron. Eng. (ASCE) 141 (5), 1–3.
- He, S. M., Liu, W. and Wang, J., 2015. Dynamic simulation of landslide based on thermo-poro-elastic approach. *Comput. Geosci.* 75,24–32.
- Hungr, O., Leroueil, S. and Picarelli, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides 11*, 167–194. https://doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y
- Hu, W., Wang, G., Xu, Q., Scaringi, G., McSaveney, M., and Hicher, P. Y., 2017. Shear resistance variations in experimentally sheared mudstone granules: A possible shear-thinning and thixotropic mechanism. *Geophysical Research Letters*, 44, 11,040–11,050. https://doi.org/10.1002/2017GL075261
- Hueckel, T., and Baldi, G., 1990. Thermoplasticity of saturated clays: experimental constitutive study. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(12): 1778–1796. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:12(1778).
- Hueckel, T., and Pellegrini, R., 1989. Modeling of thermal failure of saturated clays. In Proceedings of the

International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG. pp. 81–90.

- Ikari, M. J., 2019. Laboratory slow slip events in natural geological materials. *Geophysical Journal International*, 218(1), 354–387. https://doi.org/10.1093/gji/ggz143
- Kato, N., 2001. Effect of frictional heating on pre-seismic sliding: a numerical simulation using a rate-, stateand temperature-dependent friction law. *Geophysical Journal International*, 147(1), 183–188. https://doi.org/10.1046/j.0956-540x.2001.01531.x
- Kenney, T. C., 1967. The influence of mineralogical composition on the residual strength of natural soils. *Proc. Geotech. Conf Shear Properties of Natural Soils and Rocks*, Oslo, 123-129.
- Kenney, T. C., 1977. Residual strength of mineral mixtures. *In Proceedings of the 9th International Conference* on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 155–160, Japanese Geotechnical Society, Tokyo.
- Khosravi, M., Meehan, C. L., Cacciola, D. V. and Khosravi, A., 2013. Effect of fast shearing on the residual shear strengths measured along preexisting shear surfaces in Kaolinite. *Geotechnical Special Publication* No. 231, pp. 245–254.
- Kimura, S., Nakamura, S., Vithana, S.B. and Sakai, K., 2013. Shearing rate effect on residual strength of landslide soils in the slow rate range. *Landslides 11* (6), 969–979.
- Lapham, W. W., 1989. Use of temperature profiles beneath streams to determine rates of vertical ground-water flow and vertical hydraulic conductivity U.S. Geol. Surv. *Water-Supply Pap.*, pp. 2337.
- La Gatta, D. P., 1970. Residual strength of clays and clay shales by rotation shear tests. *Harvard Soil Mechanics Series*, No. 86, Cambridge.
- La Gatta, D. P., 1971. The effect of rate of displacement on measuring the residual strength of clay. *Contract report* 5-71-5. Vicksburg: US Army Waterways Experiment Station.
- Lemos, L. J. L., Skempton, A. W. and Vaughan, P. R., 1985. Earthquake loading of shear surfaces in slopes. *In Proc 11th Int. Conf. Soil Mech.*, San Francisco 4 (pp. 1955–1958).
- Lemos, L. J. L., 1986. The effect of rate on the residual strength of soil. PhD thesis, University of London.
- Lemos, L.J.L., 2003. Shear behavior of pre-existing shear zones under fast loading insights on the landslide motion. *Proceedings International Workshop on Occurrence and Mechanisms of Flow-like Landslides in Natural Slopes and Earth Fills*, pp. 229–236.
- Lemos, L.J.L. and Vaughan, P.R., 2004. Shear behaviour of pre-existing shear zones under fast loading. *Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference*, pp. 510–521.
- Leroueil, S., 2001. Natural slopes and cuts: Movement and failure mechanisms. Géotechnique 51(3), 197-243.
- Lian, B., Peng, J., Wang, X., and Huang, Q., 2018. Influence of shearing rate on the residual strength characteristic of three landslides soils in loess area. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss.* https://doi.org/10.5194/nhess-2018-270.
- Li, D., Yin, K., Glade, T. and Leo, C., 2017. Effect of over-consolidation and shear rate on the residual strength of soils of silty sand in the Three Gorges Reservoir. *Sci. Rep.* 7, 1–11.
- Linker, M. F. and Dieterich, J. H., 1992. Effects of variable normal stress on rock friction: observations and constitutive equations. *Journal of Geophysical Research*, 97(B4), 4923–4940. https://doi.org/10.1029/92JB00017
- Li, Y.R., Wen, B.P., Aydin, A. and Ju, N.P., 2013a. Ring shear tests on slip zone soils of three giant landslides in the three gorges project area. *Eng. Geol.* 154, 106–115.
- Li, Y.R., Chan, L.S., Yeung, A.T. and Xiang, X.Q., 2013b. Effects of test conditions on shear behaviour of composite soil. *Proc. ICE Geotech.* Eng., 1–11
- Lombardo, L., Bakka, H., Tanyas, H., van Westen, C., Mai, P.M. and Huser, R., 2019. Geostatistical modeling to capture seismic-shaking patterns from earthquake induced landslides. J. Geophys. Res. Earth Surf. 124, 1958–1980. https://doi.org/10.1029/2019JF005056.
- Loche, M., Scaringi, G., Yunus, A.P., Catani, F., Tanyas, H., Frodella, W., Fan, X. and Lombardo, L., 2022. Surface temperature controls the pattern of post-earthquake landslide activity. I. https://doi.org/10.1038/s41598-022-04992-8.
- Lupini, J. F., Skinner, A. E. and Vaughan, P. R., 1981. The drained residual strength of cohesive soils. *Geotechnique* 31(2), 181-213.
- Marone, C., 1998. Laboratory-derived friction laws and their application to seismic faulting. *Annu. Rev. Earth Planet.* Sci. 26, 643–696.
- Mesri, G. and Cepeda-Diaz, F., 1986. Residual shear strength of clays and shales. *Géotechnique*, 36(2), 269–274.
- Moore, R., 1991. The chemical and mineralogical controls upon the residual strength of pure and natural clays. *Géotechnique* 41(1), 35-47.
- Yavari N., Tang A. M., Pereira J.-M. and Hassen G., 2016. Effect of temperature on the shear strength of soils and the soil–structure interface. *Canadian Geotechnical Journal* 53(7). doi: 10.1139/cgj-2015-0355.
- Nakamura, S., Gibo S., Egashira K., and Kimura S., 2010. Platy layer silicate minerals for controlling residual

strength in landslide soils of different origins and geology, Geology, 38(8), 743-746,

- Oorthuis, R., Vaunat, J., Hürlimann, M., Lloret, A., Moya, J., Puig-Polo, C. and Fraccica, A., 2021. Slope orientation and vegetation effects on soil thermo-hydraulic behavior. An experimental study. *Sustainability 13, 14*. https://doi.org/10.3390/su13010014.
- Palmer, C. and Rice, J. R., 1973. The growth of slip surfaces in the progressive failure of overconsolidated clay. *Proc. Royal Society*. 332, 527–48.
- Petley D. J., 1966. The shear strength of soils at large strains. PhD thesis. University of London.
- Pinyol, N. M. and Alonso, E. E., 2010. Criteria for rapid sliding II. Thermo-hydro-mechanical and scale effect in Vaiont case. *Eng. Geol.* 114 (3-4), 211–27.
- Pinyol, N. M., Alonso, E. E., Corominas, J. and Moya, J., 2012. Canelles landslide: modelling rapid drawdown and fast potential sliding. *Landslides* 17 (1), 33–51.
- Pinyol, N.M., Scoppettuolo, M.E. and Alonso, E.E., 2017. Mecanismos que controlan la velocidad de los deslizamientos. *IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. 27-30 June 2017, Santander, Spain. E.E. Alonso, J. Corominas & M. Hürlimann (eds.), pp. 1313-1320
- Potts, D. M., Dounias, G. T. and Vaughan, P. R., 1990. Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment. *Géotechnique* 40: 79–101.
- Potts, D., Kovacevic, N. and Vaughan, P., 1997. Delayed collapse of cut slopes in stiff clay. *Géotechnique* 47, 953–82.
- Puzrin, A. M. and Germanovich, L. N., 2005. The growth of shear bands in the catastrophic failure of soils. *Proc. R. Soc. A. Math. Phys. Eng. Sci.* 461: 1199–228.
- Ramiah, B. K., Davalu, N. K. and Purushothamaraj, P., 1970. Influence of chemicals on residual strength of silty clay. Soils Fdns 10, No. 1, 25-36.
- Richardson, E., and Marone, C., 1999. Effects of normal stress vibrations on frictional healing. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 104(B12), 28859–28878. https://doi.org/10.1029/1999JB900320
- Romero, E., 1999. Characterisation and thermo-hydro-mechanical behavior of unsaturated Boom Clay: An experimental study. *PhD Thesis*. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
- Romero U. S., Molina, R., 1977. Kinematic aspects of Vaiont slide. *In: Proceedings of the 3rd international conference of the ISRMR*. Denver, CO, USA: National Academy of Sciences 2B, 865–70.
- Ruina, A., 1983. Slip instability and state variable friction laws. *Journal of Geophysical Research*, 88(B12), 10359–10370. https://doi.org/10.1029/JB088iB12p10359
- Sassa, K., Fukuoka, H., Lee, J. H. and Zhang, D. X., 1991. Measurement of the apparent friction angle during rapid loading by the high-speed high-stress ring shear apparatus interpretation of the relationship between landslide volume and the apparent friction during motion. *Proc. 6th Int. Symp. Landslides*, Christchurch, N.Z. 1, 545–552.
- Saito, R., Fukuoka, H. and Sassa, K., 2006. Experimental study on the rate effect on the shear strength. Disaster Mitigat. Debris Flows Slope Fail. *Landslides*, 421–427.
- Saito, R., Sassa, K. and Fukuoka, H., 2007. Effect of shear rate on the internal friction angle of silica sand and bentonite mixture samples. *Landslides J. Jpn. Landslide Soc.* 44 (1), 33–38.
- Samuelson, J., Elsworth, D., and Marone, C., 2011. Influence of dilatancy on the frictional constitutive behavior of a saturated fault zone under a variety of drainage conditions. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 116(10). https://doi.org/10.1029/2011JB008556
- Schulz, W. H., McKenna J. P., Kibler J. D., and Biavati G., 2009b. Relations between hydrology and velocity of a continuously moving landslide—Evidence of pore-pressure feedback regulating landslide motion, *Landslides* 6(3), 181–190, doi:10.1007/s10346-009-0157-4.
- Seguí, C., Rattez, H., and Veveakis, M., 2020. On the stability of deep-seated landslides. The cases of Vaiont (Italy) and Shuping (Three Gorges Dam, China). J. Geophys. Res. Earth Surf. 125, e2019JF005203.
- Seguí, C. and Veveakis, M., 2021. Continuous assessment of landslides by measuring their basal temperature. *Landslides* 18, 3953–3961. https://doi.org/10.1007/s10346-021-01762-x.
- Scaringi, G. and Loche M., 2022. A thermo-hydro-mechanical approach to soil slope stability under climate change. *Geomorphology* vl. 401-108108. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2022.108108
- Scaringi, G. and Maio, C. Di., 2016. Influence of displacement rate on residual shear strength of clays. *Procedia Earth Planet Science* 16, 137–45.
- Scaringi, G., Hu, W., Xu, Q. and Huang, R., 2018. Shear-rate-dependent behavior of clayey bimaterial interfaces at landslide stress levels. *Geophysical Research Letters* 45, 766–777.
- Shibasaki, T., and Yamasaki, T., 2010. Experimental investigation on temperature effect on residual strength characteristics of soils [in Japanese], J. Jpn. Landslide Soc., 47(5), 255–264, doi:10.3313/jls.47.255.
- Shibasaki, T., S. Matsuura, S. and Hasegawa, Y., 2017. Temperature- dependent residual shear strength characteristics of smectite-bearing landslide soils. J. Geophys. Res. Solid Earth 122, 1449–1469.
- Shibasaki, T., Matsuura, S. and Okamoto, T., 2016. Experimental evidence for shallow, slow-moving

landslides activated by a decrease in ground temperature. *Geophysical Research Letter 43*, 6975–6984. Skempton, A. W., 1964. Fourth Rankine lecture: long-term stability of clay slopes. *Géotechnique* 14, 77–102.

Solberg, P. and J. D. Byerlee, 1978. A note on the rate sensitivity frictional sliding of Westerly granite. *Can. J. Earth Sci.*, 15, 361-375.

- Stark, T. D. and Eid, H. T., 1994. Slope stability analyses in stiff fissured clays. J. Geotech. Geoenviron. Eng.123, 335-43.
- Stark, T. D. and Hussain, M., 2013. Empirical Correlations: Drained Shear Strength for Slope Stability Analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 139, 853–62.
- Stark, T. D. and Eid, H. T., 1997. Slope stability analyses in stiff fissured clays. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 123(2), 335–343.
- Suzuki, M., Yamamoto, T. and Kai, Y., 2009. Rate effect on residual state strength of clay related with fast landslide. *Int. Symp. On Prediction and Simulation methods for Geohazard mitigation*, pp. 347–352.
- Suzuki, M., Hai, N.V. and Yamamoto, T., 2017. Ring shear characteristics of discontinuous plane. *Soils Found*. 57 (1), 1–22.
- Suzuki, M., Tsuzuki, S. and Yamamoto, T., 2007. Residual strength characteristics of naturally and artificially cemented clays in reversal direct box shear test. *Soils and Foundations*, 47(6), pp. 1029–1044.
- Suzuki, M., Yamamoto, T., Tanikawa, K., Fukuda, J. and Hisanaga, K., 2001. Variation in residual strength of clay with shearing speed. *Mem. Fac. Eng. Yamaguchi Univ.*, 52(1), 45–49.
- Taylor, D., 1948. Fundamentals of Soil Mechanics. Ist ed., John Wiley & Sons, New York, USA.
- Terzaghi K. and Peck R., 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons.
- Tika, T. E. and Hutchinson, J. N., 1999. Ring shear tests on soil from the Vaiont landslide slip surface. *Geotechnique*, 49(1), 59–74. https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.1.59
- Tika, T. E., Vaughan, P. R., and Lemos, L. J. L., 1996. Fast shearing of pre-existing shear zones in soil. *Geotechnique*, 46(2), 197–233. https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.2.197.

Tika, T. E., 1989a. The effect of rate of shear on the residual strength of soil. PhD thesis, University of London.

- Tika, T. E., 1989b. Ring shear tests 4/89-11/89. Internal report. London: Imperial College.
- Tiwari, B., and Marui, H., 2005. A new method for the correlation of residual shear strength of the soil with mineralogical composition. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 131(9), 1139–1150
- Tiwari, B., Tuladhar, G. R. and Marui, H., 2005. Variation in residual shear strength of the soil with the salinity of pore fluid. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 131(12), 1445–1456.
- Toyota, H., Nakamura, K., Sugimoto M. and Sakai, N., 2009. Ring shear tests to evaluate strength parameters in various remoulded soils. *Géotechnique* 59(8) 649–59.
- Troncone A., Conte E. and Donato A., 2014. Two and three dimensional numerical analysis of the progressive failure that occurred in an excavation-induced landslide. *Eng Geol.* 183:265-275.
- Wang L., Yan E., Huang X., Wang X. and Liu Y., 2016. Positive Rate Effect on Residual Strength of Slid Soils. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* (21.18), pp 5975-5985.
- Wang, G., Suemine, A. and Schulz, W. H., 2010. Shear-rate-dependent strength control on the dynamics of rainfall-triggered landslides, Tokushima Prefecture, Japan. *Earth Surf Process Landforms* 35(4), 407–16.
- Wang, Y. F., Dong, J. J., and Cheng, Q. G., 2017. Velocity-dependent frictional weakening of large rock avalanche basal facies: Implications for rock avalanche hypermobility? *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 122, 1648–1676. https://doi.org/10.1002/2016JB013624
- Vardoulakis I., 2000. Catastrophic landslides due to frictional heating of the failure plane. *Mech Cohesive frictional Mater.* 5, No. 6, 443–67.
- Vardoulakis I., 2002. Dynamic thermo-poro-mechanical analysis of catastrophic landslides. *Geotechnique* 52, No. 3, 157–71.
- Valdez, R. D., Kitajima, H. and Saffer, D. M., 2019. Effects of temperature on the frictional behavior of material from the Alpine Fault Zone, New Zealand. *Tectonophysics*, 762, 17–27.
- Veveakis, E., Vardoulakis, I., Di Toro, G., 2007. Thermoporomechanics of creeping landslides: The 1963 Vaiont slide, northern Italy. J. Geophys. Res. 112, No. F3, F03026.
- Voight, B. and Faust, C., 1982. Frictional heat and strength loss in some rapid landslides. *Geotechnique 32*, 43–54.
- Yamasaki, T., Mayumi T. and Yoshita E., 2000. Ring shear characteristics of high purity clay minerals: Correlation with natural slip surface clay [in Japanese], *J. Jpn. Landslide Soc.*, 37(2), 30–39, doi:10.3313/jls1964.37.2_30.

ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LOS PROCESOS DE INESTABILIDAD Y EROSIÓN QUE HAN AFECTADO A LOS DESMONTES DE LA LAV MADRID PUERTA DE ATOCHA – VALENCIA JOAQUIM SOROLLA, EN LAS PROXIMIDADES DE LA POBLACIÓN DE CARRASCOSA DEL CAMPO (CUENCA)

Geotechnical study of the instability and erosion processes that have affected the slopes of the HSR Madrid Puerta of Atocha - Valencia Joaquim Sorolla, close to the town of Carrascosa del Campo (Cuenca).

Manuel Bermejo Martínez (1), Manuel Jiménez Fernández (2), Ignacio Encinas Sánchez (3)

(1) Eyser Ingenieria. Técnico del departamento de geotecnia. Geólogo. Ingeniero Geólogo (UCM). m.bermejo@eyseringeniera.es.
(2) Eyser Ingenieria. Presidente de Eyser Ingenieria. Ingeniero de Caminos Canales y puertos. m.jimenez@eyseringeniera.es.
(3) Eyser Ingenieria. Gerente de Eyser Ingenieria. Geólogo. Ingeniero Geólogo (UCM). . i.encinas@eyseringeniera.es.

Resumen: En el presente artículo se expone el estudio geológico-geotécnico realizado para determinar las patologías que han afectado a los taludes de los desmontes situados en la Línea de Alta Velocidad (LAV) Madrid- Levante, próximos a la localidad de Carrascosa del Campo (Cuenca). Este estudio fue realizado entre noviembre de 2021 y enero de 2022.

En el tramo de línea investigado entre los PP.KK. 141+800 a 145+415 se han estudiado dos desmontes excavados en materiales terciarios entre el Eoceno y el Oligoceno, constituidos litológicamente por limos arcillosos con intercalaciones de arenas, areniscas, lutitas, yesos, margas y calizas.

El interés de este artículo radica en el análisis de los factores condicionantes y desencadenantes de las patologías que afectan a los desmontes, consistentes en procesos de erosión con generación de incisiones lineales, regueros y cárcavas, en las facies limo-arenosas. Por otro lado, los desmontes también se han visto afectados por procesos de inestabilidad con la ocurrencia de deslizamientos de tipo superficial que afectan a sus taludes, en las facies de materiales más cohesivos (limo – arcillosas y margosas). Estos procesos se han generado desde la construcción de la línea en el año 2009 y se han ido corrigiendo puntualmente. A pesar de que las patologías no afectan a la estabilidad general de los taludes si generan infinidad de problemas secundarios, de los cuales destaca la colmatación de las cunetas de drenaje longitudinal, que necesitan un continuo mantenimiento. En este artículo también se han incluido las medidas de estabilización propuestas en el proyecto constructivo, en base a los análisis de estabilidad realizados, así como las medidas para limitar los procesos de erosión que se generan en los taludes.

Palabras clave: Estabilidad de taludes, erosión, limos arcillosos terciarios, línea de alta velocidad.

Abstract: This article presents the geological-geotechnical study carried out to determine the pathologies that have affected the slopes located in the Madrid-Levante High Speed Railway (HSR), close to the town of Carrascosa del Campo (Cuenca). The research was carried out in two new excavated slopes located between PP.KK. 141+800 to 145+415. The slopes are excavated in tertiary age (Eocene and the Oligocene) mainly silty clay material, this is frequently intercalated with thin sand, sandstone and shale layers. Gypsum, marl and limestone also appear sporadically distributed with in the formation. The objective of the research work is to study the main conditioning and triggering factors producing different pathologies in the slopes. These pathologies are: erosion of the soft sility sand with the generation of linear incisions, trails and gullies, and numerous superficial mass movements developed mainly in the cohesive materials (silty clay) affecting the cut slops. It can be observed from the reviewed studies, these processes have been generated since the construction of the railway in 2009, and have been correcting promptly. Although, these processes do not affect the general stability of the slopes, they contribute to develope secondary problems like clogging of the longitudinal drainage channels, that need continuous maintenance. In this paper it is also included the stabilization measures proposed for the construction phase of the project, based on the results of the stability analyzes, as well as the proposed measures to limit the erosion processes on the slopes.

Key words: Slope stability, erosion, tertiary silt clay, high speed railway

INTRODUCCIÓN

En el presente artículo se presenta el estudio geotécnico, de dos desmontes de la línea de L.A.V.

040. Bifurcación Torrejón de Velasco - Valencia Joaquim Sorolla, en el paraje denominado Campos del Paraíso. Los desmontes están afectados por una serie de patologías que afectan a sus taludes, que se resumen en la presencia de inestabilidades por deslizamientos superficiales, erosiones, regueros y acarcavamientos en la cara del talud, así como, desperfectos y roturas de las cunetas de drenaje. Los desmontes se han denominado 1 y 2 y se encuentran entre los PP.KK. 141+680 a 142+980 y PP.KK. 144+390 a 145+380, respectivamente. El estudio se realizó entre enero y marzo de 2022.

El tramo de línea de FF.CC. estudiado comprende dos desmontes de taludes 2,2H:1V (26°), con alturas que llegan a alcanzar una altura máxima de 18,0 - 19,0 m. El desmonte 1 se ha excavado en materiales del Paleógeno formados por limos arenosos a arenas limosas y areniscas, con niveles calizos intercalados desde el inicio al P.K. 142+130, a partir de dicho punto afloran en el talud limos arcillosos con intercalaciones margosas y de yesos, con afloramientos de areniscas ocasionales. El desmonte 2 está excavado en materiales del paleógeno y neógeno, desde el inicio al P.K. 144+800 están formados por margas arcillosas, areniscas, arenas limosas y limos arcillosos con intercalaciones de margas y yesos. A partir del P.K. 144+800 la formación es del Mioceno inferior y está formada por arcillas limosas con yesos, gravas rojizas, y arenas limos - arcillosas con yesos.

Problemática existente: en ambos desmontes, se han producido inestabilidades superficiales en materiales tipo suelo. Estas inestabilidades han sido tratadas con anterioridad, pero se han vuelto a generar en ambos taludes. Así mismo el desmonte está afectado por procesos de erosión en sus taludes que generan regueros y cárcavas llegan a colmatar las cunetas de drenaje longitudinal situadas al pie de los taludes. Las cunetas además presentan tramos con roturas y desperfectos apreciables. Estas patologías evolucionarán a medio y largo plazo de manera desfavorable y se generen problemas más acusados en los taludes. La colmatación de las cuentas supone un riesgo de desbordamiento de las mismas, que pueden generar erosiones y arrastres en la banqueta de balasto.

Debido a estos problemas se realiza un estudio geotécnico, para conocer la génesis de las patologías y proponer a nivel de proyecto constructivo las medidas más eficaces para su solución definitiva.

ENCUADRE GEOLÓGICO REGIONAL

La zona de estudio se localiza desde un punto de vista geológico regional en la cuenca de Loranca. Se trata de una cuenca intramontañosa dentro de la Cordillera Ibérica, separa la Sierra de Altomira del frente de la Serranía de Cuenca y se encuentra rellena por depósitos detríticos terciarios continentales, con algunos episodios químicos o mixtos. Esta depresión constituye una unidad paleogeográfica separada de la Fosa del Tajo. Los materiales se encuentran inclinados o basculados hacia el Este, acompañando a la estructura del macizo rocoso de Altomira, de la cual se encuentra ligada en su evolución tectónica y que se refleja en las discordancias existentes en la serie estratigráfica.



Fotografia 1. Desmonte 2. P.K. 144+760. Vista panorámica del deslizamiento en dirección Madrid. Talud derecho. Autor: Bermejo M.



Fotografia 2. Desmonte 2. P.K. 144+720. Talud izquierdo con erosiones, regueros y acarcavamientos. Autor: Bermejo M.



Fotografía 3. Desmonte 1. P.K. 141+805. Estado de la cuneta rota y deteriorada y con sedimentos. Lado izquierdo. Autor: Bermejo M.

Existe una discordancia visible entre la serie paleógena y neógena, que marca la estructuración de la cuenca, como consecuencia del plegamiento de la Sierra de Altomira. La Cuenca está constituida por sedimentos del terciario continental los de edad paleógena (más antiguos) están formados por yesos a muro y calizas y arcillas con algunos yesos intercalados, todo ello con una gran variedad de facies, debido a la inestabilidad de las cuencas durante la sedimentación. El neógeno (Mioceno) se depositó en una cuenca endorreica, en medios de abanicos aluviales húmedos, que pasan a zonas de lagos temporales, coronando la sedimentación típica de caliza del páramo.

Tectónicamente forma un extenso sinclinorio relleno de materiales terciarios. Al Este del mismo aparece un predominio de estructuras tabulares, pertenecientes a la Serranía de Cuenca occidental. Estructuralmente se define por un conjunto de fallas inversas con saltos importantes, que definen una depresión de contorno elipsoidal, cuyo eje mayor se orienta en sentido NNO-SSE.

ESTRATIGRAFÍA

El desmonte 1 de estudio se sitúa en materiales del terciario (Paleógeno) y no aparecen estructuras tectónicas relevantes.

El **paleógeno inferior** esta formado por limos arenosos, arenas y areniscas con niveles calizos intercalados. Aparecen en discordancia sobre los materiales cretácicos más antiguos. Predominan lo limos arenosos con cemento carbonatado con tonos pardos a amarillentos, que aparecen bien estratificados en capas que pueden alcanzar los 2,5 a 3,0 m de potencia. Los limos arcillosos tienen cristales de yeso dispersos o en niveles centimétricos. Pueden presentar niveles de yesos masivos y de aspecto granular, con tonos grises a marrones que intercalan lutitas marrones a rojizas con cristales de yeso, el espesor llega a los 80 m de potencia. Las areniscas presentan niveles decimétricos a métricos y pueden incluir intercalaciones de yesos, en conjunto dan una superficie alomada con resaltes que corresponden a los paquetes más cementados.

El **paleógeno superior** es una serie formada por limos arcillosos con intercalaciones margosas y yesos, que se disponen discordantes sobre el paleógeno inferior. A nivel de detalle en la zona de estudio son una sucesión de arcillas y lutitas de tonos rojizos y versicolores que incluyen margas abigarradas que intercalan niveles centimétricos de areniscas de grano fino con cemento carbonatado y tonalidad blanquecina. Los niveles de arenisca presentan grano medio a grueso y corresponden a cuerpos canalizados que desaparecen lateralmente por lo que su potencia y disposición espacial es muy irregular.

En el desmonte de estudio en ambos taludes se han venido realizando obras de estabilización de los movimientos detectados con **materiales antrópicos de distinta naturaleza**.



FIGURA 1 Extracto del plano geológico a escala 1.1.000 del desmonte 1. Autores: Bermejo M & Encinas I.

El desmonte 2 se ha excavado en materiales del terciario (paleógeno y neógeno) y no aparecen estructuras tectónicas relevantes.

Las **formacion paleogena**: Se trata de una serie formada por limos arcillosos con intercalaciones margosas y yesos, que se disponen discordantes sobre el paleógeno inferior. A nivel de detalle en la zona de estudio son una sucesión de arcillas y lutitas de tonos rojizos y versicolores que incluyen margas abigarradas que intercalan niveles centimetricos de areniscas de grano fino con cemento carbonatado y tonalidad blanquecina. Los niveles de arenisca presentan grano medio a grueso y corresponden a cuerpos canalizados que desaparecen lateralmente por lo que su potencia y disposición espacial es muy irregular. La **formaciones neógena** es del mioceno inferior. Se trata de materiales distales de abanicos aluviales, que dan lugar a arcillas limosas y arenas limo - arcillosas con yesos. Presentan tonalidades rojizas que son características en el paisaje de la zona. En algunos puntos incluyen gravas y arenas con matriz limo - arcillosa que corresponden a episodios canalizados. También se distinguen margas y margas limolíticas rojizas y marrones con pasadas de gravas y arenas. El contacto con la formación anterior en el desmonte de estudio es discordante y se produce a partir del P.K. 144+880 aproximadamente.



FIGURA 2 Extracto del plano geológico a escala 1.1000 del desmonte 2. Autos: Bermejo M & Encinas I.

HIDROGEOLOGÍA

Las zonas de estudio se incluyen dentro de la Cuenca Alta del Guadiana, si bien muy próxima al límite con la cuenca del Júcar, cuya divisoria de agua se localiza en el cerro del Puerto de Cabrejas en la alineación montañosa del Sur. Presenta un clima tipo continental mediterráneo templado con unas temperaturas medias entre 11° y 13°C, las precipitaciones medias rondan los 700 mm. Los desmontes de estudio se encuentran en el sistema acuífero Nº18 (Borde Occidental de la Ibérica). Este sistema, está formado por materiales terciarios de los cuales únicamente los detríticos de grano grueso a medio (areniscas y conglomerados) pueden constituir potenciales niveles acuíferos con escaso interés hidrogeológico, poco o nada explotados en la actualidad. Los sedimentos del Paleógeno y Neógeno normalmente presentan una permeabilidad muy baja a media - baja, normalmente se consideran zonas sin acuíferos o que pueden dan lugar a acuíferos aislados de interés local (niveles calizos y granulares), donde los caudales extraídos son exiguos y las captaciones quedan en seco en periodos de estiaje. Algunos niveles más competentes de conglomerados y/o areniscas, aunque no presentan una permeabilidad muy significativa por porosidad, en ocasiones están fracturados, con diaclasas de disposición subvertical, que favorecen la infiltración de la escorrentía superficial y la circulación horizontal del agua subterránea, dando lugar a potenciales acuíferos, aunque de bajo interés hidrogeológico. Esto niveles funcionan como una acuífero multicapa, donde los niveles de arenisca y conglomerado están delimitados por lutitas, arcillas y limos de muy baja a permeabilidad, por lo que las capas permeables se encuentran aisladas y desconectadas hidráulicamente. Los depósitos fluviales cuaternarios, también pueden dar lugar a pequeños niveles acuíferos superficiales y de poco interés.

GEOMORFOLOGÍA

Los desmontes de estudio se encuentran en la Cuenca Intermedia, formada por materiales terciarios terrígenos, de naturaleza arcillosa, con niveles conglomerados detríticos (arenisca у ambos cementados) más competentes. Los materiales paleógenos terciarios se encuentran plegados y siguen las directrices de la Sierra de Altomira (N-S), mientras que los neógenos presentan una morfología en mesas dando lugar a un relieve horizontal y tabular evolucionado (cerros de cima cónica), en donde destacan incisiones producidas por la red de drenaje.

Las formas de modelado más resaltables son las de origen fluvial que originan valles amplios con fondo plano, los conos de deyección, aluviales y las incisiones verticales. Las formas de ladera están representadas por coluviones y deslizamientos de escasa entidad en el área de estudio.

El área donde se encuentran los desmontes de estudio, se caracteriza por presentar litologías con una alternancia de materiales más y menos competentes (areniscas y conglomerados, frente a lutitas, limos y arcillas), que producen resaltes de las capas duras, más resistentes a la erosión, dejando formas de modelado con cornisas, escarpes, taludes, rellanos y hombreras. Los materiales duros coinciden con relieves culminantes, donde aparecen plataformas estructurales formando cuestas o cimas de cerros, mesas y muelas.

En ocasiones los escarpes, por erosión, se encuentran degradados y se pierden lateralmente. En la masa lutítica es frecuente la aparición de pequeñas depresiones entre las capas resistentes a la erosión, que finalmente dan lugar a vaguadas donde se acumula depósitos coluviales y coluvio - aluviales.

Por otro lado, los cauces y arroyos cortan las superficies morfológicas, dando lugar a formas

abarrancadas por efecto de las aguas de arroyada y escorrentía, tanto en las laderas naturales como en los taludes artificiales. La incisión de las aguas de escorrentía puede ser importante, con barrancos de algunos metros de profundidad, donde la velocidad del agua es elevad**a**.

TRABAJOS REALIZADOS

El estudio requirió realizar una serie de trabajos de investigación que se basaron principalmente en el análisis de la información disponible y en trabajos de campo.

De la información disponible destaca el "Anejo Geológico – Geotécnico del proyecto de construcción del nuevo acceso de alta velocidad de Levante. Madrid – Castilla La Mancha – Comunidad Valenciana – Región de Murcia. Tramo: Madrid – Fuentes. Subtramo: Campos del Paraíso – Horcajada". Consultor: INTECSA & INARSA" del año 2009 y el "Proyecto construido del Nuevo Acceso ferroviario de Alta Velocidad a Levante. Madrid – Castilla La Mancha – Comunidad Valenciana – Región de Murcia. Tramo Madrid-Fuentes. Subtramo Campos del Paraíso – Horcajada". Consultor, INECO, año 2011.

Del **desmonte 1** se analizó la siguiente información: 17 calicatas, 3 penetrómetros dinámicos y 6 sondeos mecánicos, con toma de muestras y ensayos "in situ". Las investigaciones realizadas en el año 2004 y en el año 2005 (tanto para estructuras con para trazado). Además se cuenta con la información de los ensayos de laboratorio de las muestras tomadas durante la campaña de campo, necesarias para la caracterización de las distintas unidades geotécnicas consideradas. Las investigaciones geotécnicas y ensayos laboratorio disponibles, permitieron caracterizar geotécnicamente las formaciones litológicas. Para el desmonte 1 se distinguieron dos unidades geotécnicas:

Unidad Pa-1: limos arenosos, arenas y areniscas con niveles calizos intercalad. Se clasifica como CL y CH (en ocasiones SM, según USCS). Golpeo del N30_{SPT} = 54. Densidad seca media de 1,64 gr/cm³, la densidad natural de 1,99 gr/cm³. Humedad natural media de 14,86%. Resistencia a compresión simple R.C.S = 7,60kg/cm². Del corte directo CD (con consolidación y drenaje) se obtiene una cohesión efectiva c'= 0,34 kg/cm² y un ángulo de rozamiento interno efectivo $\Phi'=$ 25°. De los ensavos triaxiales (tipo CU, consolidado y sin drenaje), se obtiene una cohesión c = $0.38 \text{ kg/cm}^2 \text{ y}$ un ángulo de rozamiento interno total de $\Phi' = 30,6^{\circ}$. Contenido en sulfatos 0,84%, carbonatos 57,0% y materia orgánica de 0,29%. Presión de hinchamiento de $0,43 \text{ kg/cm}^2$. De los ensayos edométricos se deduce un índice de poros inicial de $e_0 = 0,447$, un índice de compresión Cc = $0,07 \text{ kg/cm}^2$ y un índice de entumecimiento de Cs = $0,02 \text{ kg/cm}^2$. Índice de colapso de Ic = 0.28. En cuanto a la compactación se obtuvo de los ensayos Proctor modificado una densidad máxima de 1,87 g/cm³, para una humedad óptima de 13,07 %. El índice CBR al 95% resulto 4,34 (2,49% de hinchamiento) y para el 100% el valor fue 8,62 (7,92 % de hinchamiento.

Unidad Pa-2: Limos arcillosos con intercalaciones margosas y de yesos y afloramientos de arenisca. Se clasifica como CL y CH (en ocasiones ML y SC, según USCS). Golpeo del N 30_{SPT} = 43. Densidad seca media de 1,65 gr/cm³, la densidad natural de 2,01 gr/cm³. Humedad natural media de 16,48%. Resistencia a compresión simple R.C.S = 6,73 kg/cm². Del corte directo CD (con consolidación y drenaje) se obtiene una cohesión efectiva c'= 0.43 kg/cm^2 y un ángulo de rozamiento interno efectivo $\Phi' = 31,34^{\circ}$. Contenido en sulfatos 0,18%, carbonatos 40,74% y materia orgánica de 0,42%, sales solubles 3,32% y contenido en yesos 12,23%. Presión de hinchamiento de 0,45 kg/cm². De los ensayos edométricos se deduce un índice de poros inicial de $e_0 = 0,460$, un índice de compresión Cc = $0,10 \text{ kg/cm}^2$ y un índice de entumecimiento de Cs = 0,03 kg/cm². En cuanto a la compactación se obtuvo de los ensayos Proctor modificado una densidad máxima de 1,89 g/cm3, para una humedad óptima de 12,98 %. El índice CBR al 95% resulto 6,27 (3,21% de hinchamiento).

Del **desmonte 2** se analizó la siguiente información: 7 calicatas, 2 penetrómetros dinámicos y 5 sondeos mecánicos, con toma de muestras y ensayos "in situ". Las investigaciones realizadas en el año 2004 y en el año 2005 (tanto para estructuras con para trazado). Además se cuenta con la información de los ensayos de laboratorio de las muestras tomadas durante la campaña de campo, necesarias para la caracterización de las distintas unidades geotécnicas consideradas. Para el desmonte 1 se distinguieron dos unidades geotécnicas

Unidad MI-1.2: Arcillas limosas con yesos y arenas limos-arcillosas con yesos. Se clasifica como CL y CH (en ocasiones ML, MH y SC, según USCS). Golpeo del $N30_{SPT} = 33 - 34$. Densidad seca media de 1,62 gr/cm3, la densidad natural de 1,98 gr/cm3. Humedad natural media de 23,38%. Resistencia a compresión simple R.C.S = $3,72 \text{ kg/cm}^2$. De los ensayos triaxiales (tipo CU, consolidado y sin drenaje), se obtiene una cohesión c = 0.61 kg/cm^2 y un ángulo de rozamiento interno total de $\Phi' = 37,5^{\circ}$. Contenido en sulfatos 0,04%, carbonatos 38,73% y materia orgánica de 0,44%, sales solubles 0,68 %. Presión de hinchamiento de 1,50 kg/cm². De los ensayos edométricos se deduce un índice de poros inicial de $e_0 = 0,65$ un índice de compresión Cc = 0,18 kg/cm² y un índice de entumecimiento de Cs = 0,03 kg/cm². Índice de colapso de Ic = 0,06. En cuanto a la compactación se obtuvo de los ensayos Proctor modificado una densidad máxima de 1,80 g/cm³, para una humedad óptima de 13,94 %. El índice CBR al 95% resulto 9,11 (2,06% de hinchamiento) y para el 100% el valor fue 11,20 (3,80 % de hinchamiento.

Unidad Pa-2: caracterizada para el desmonte 1.

Los trabajos de campo consistieron en una inspección exhaustiva de ambos desmontes. Con los resultados de la inspección se realizó la cartografía geológico – geotécnica a escala 1.000 (figuras 1 y 2). Las patologías detectadas en los desmontes se adjuntaron en cuadros que describían la zona del talud afectada, la ubicación, la intensidad del año asignada (según clasificación de ADIF), la causa probable de su génesis, el número de evento y una fotografía. Además dichas patologías se han reflejado en u reportaje fotográfico y en planta en un plano a escala 1.1000, donde se las puede identificar por el número de evento mencionado.

FACTORES CONDICIONANTES Y DESENCADENANTES DE LAS PATOLOGÍAS OBSERVADAS

En la actualidad los desmontes están afectados por deslizamientos superficiales, reptaciones, flujos, erosiones que generan regueros y acarcavamientos, así como incisiones lineales, en los materiales terciarios que los componen.

El **desmonte 1** presenta una serie de deslizamientos superficiales coalescentes entre el P.K. 142+170 a 142+320 sobre todo en el talud derecho El **desmonte 2** presenta un deslizamiento de mayor entidad entre los PP.KK. 144+655 - 144+860. Por otro lado, la erosión que se produce en los materiales de naturaleza arenosa y areno – limosa, llega a colmatar las cunetas de drenaje, por lo que le mantenimiento de las mismas es continuo. Otras patologías detectadas es el estado de deterioro de las cunetas longitudinales de drenaje situadas en el pie de los taludes.

Para los procesos de inestabilidad y erosión observados en los taludes los factores desencadenantes son:

Influencia del agua. El nivel freático, en las lecturas realizadas en los sondeos (2009), se encuentra por encima de la plataforma ferroviaria a medio talud en ambos desmontes, e incluso puntualmente más alto. En la actualidad el nivel freático del proyecto se encuentra modificado por la excavación de los taludes, pero existirán flujos subterráneos transversales en el desmonte. En periodos de fuertes precipitaciones se puede producir una saturación parcial del terreno y total de los niveles más permeables de los taludes, e incluso en los niveles arcillosos aumento de la presión intersticial. La saturación parcial de los taludes se traduce en un aumento de su peso y una disminución de sus propiedades resistentes frente a los esfuerzos cortantes (disminución de las tensiones efectivas), por lo que se favorecen las inestabilidades. Además en periodos de pluviometría intensa los materiales llegan a alcanzar la humedad del límite líquido, por lo que en dicho estado "fluyen" y se forman coladas de barro que deslizan sobre el talud Las grietas de tracción situadas en las cabeceras de las inestabilidades, el material ya movilizado y los niveles granulares de las formaciones, tanto en las partes intermedias como en la coronación

de los taludes, son lugares favorables para la infiltración del agua procedente de las precipitaciones. El flujo sub-superficial a lo largo de las superficies de inestabilidad disminuye también las resistencias al esfuerzo de corte.

Influencia del clima. En los periodos de mayor precipitación se favorece en gran medida la inestabilidad del material por infiltración de las precipitaciones y saturación de los materiales excavados en suelos. En períodos climáticos y estacionales secos (estiaje) se produce una ralentización de las posibles inestabilidades llegando incluso a detenerse de forma temporal. Los periodos de humedad - sequedad generan un hinchamiento y retracción de los materiales que influyen en generar una capa o nivel de alteración, más susceptible a tener procesos de inestabilidad.

Influencia de la orografía. La geometría de diseño ejecutada en los desmontes estudiados $(2,2H:1V / 26^{\circ})$, excavados en formaciones lutíticas terciarias, pueden ser suficientes por sí solas y puntualmente como para producir fenómenos de inestabilidad en este tipo de materiales. El ángulo de Los taludes se ha medido en la inspección de campo en algunos puntos del talud comprobándose que es algo mayor 30° (3,5H:1V), lo que agrava el problema de la instabilidad, en dichas zonas. Por otro lado, estos ángulos de talud dejan un área de exposición a fenómenos de meteorización de los materiales muy amplia.

Naturaleza litológica de los materiales frente a la erosión. Los suelos que comprenden los desmontes de estudio son, en algunos de sus niveles, de naturaleza arenosa y limo-arenosa. Este tipo de suelos son susceptibles erosionarse frente a su exposición a las aguas de escorrentía, siendo frecuente ver en taludes realizados en estos materiales la aparición de regueros, cárcavas, incisiones lineales y material depositado al pie de los taludes. La formación Pa-2, presentan una erosionabilidad, mientras que las Pa-1 y Mi-1.2, puede tener una erosionabilidad alta, en sus facies granulares (ambos según el diagrama triangular para la determinación de la textura con indicación de la erosionabilidad. (Manual de Estabilización y revegetación de taludes. López J. Entorno Gráfico). En su mayoría los materiales tienen una susceptibilidad media a la erosión, pero las facies limosas y arenosas (clasificadas como SM y ML) presentan una susceptibilidad alta a la erosión.

Con el fin de evitar los problemas de erosión, que, por aparición de regueros y cárcavas, que pueden originar inestabilidades y arrastres importantes de material, hubiera sido conveniente adoptar taludes menores de 20º que hubiesen permitido la regeneración vegetal de los mismos, ya que la regeneración vegetal es la medida más eficaz para evitar el arrastre de partículas. La pendiente de 30º, es generalmente admitida como la máxima para una correcta implantación de la vegetación. Características geotécnicas de los materiales. Los materiales terciarios que afloran en los desmontes (Unidad Pa-1, Unidad Pa-2 y Unidad MI 1.2), están formados fundamentalmente por lutitas y margas, con intercalaciones de areniscas, y limos con más o menos cementación. A nivel general son susceptibles de generar roturas de tipo circular (tipo suelo) o circular translacional en el caso de que encuentren una superficie o plano de discontinuidad que controle el movimiento en una parte del deslizamiento. Dentro de las formaciones hay niveles de mayor competencia que pueden actuar como niveles de mayor estabilidad. La existencia de niveles competentes en superficie puede aportar peso a los materiales subyacentes y ser zonas favorables para la infiltración de las aguas de precipitación y escorrentía. A nivel de detalle estos materiales se meteorizan con facilidad y una vez alterados, son susceptibles de generar procesos de reptación, solifluxión y flujos (que son muy abundantes en los desmontes), que producen inestabilidades locales.

Factores antrópicos. La modificación por causas antrópicas de las condiciones hidrogeológicas naturales en el terreno, de las sobrecargas en la cabecera del talud y de las masas de tierra en el pie del desmonte durante su excavación y retaluzado de bermas, caminos etc. son factores que intervienen en el equilibrio de masas y modifican las condiciones iníciales del terreno. La existencia de grietas de tracción en las inestabilidades detectadas, así como el esponiamiento general de los materiales una vez movilizados, produce la infiltración de las aguas de escorrentía por estos puntos preferentes al régimen subterráneo. Los movimientos de tierras efectuados para la ejecución de bermas, escolleras y otros elementos de contención, produce un paso de maquinaria y las distintas geometrías que adoptan los taludes, en los trabajos de contención efectuados hasta el momento, pueden también producir situaciones de inestabilidad puntual que afecten a las inestabilidades inventariadas.

La conjunción de todos estos factores indicados ha dado lugar al debilitamiento de las formaciones lutíticas y generado su actual estado de inestabilidad puntual en los desmontes, que se traduce en las patologías observadas.

ÁNALISIS DE ESTABILIDAD

Se han realizado análisis de estabilidad de los desmontes en las inestabilidades consideradas más desfavorables, para el desmonte 1, talud derecho situado en el P.K. 142+250 y para el desmonte 2. Talud derecho situado en el P.K. 144+735. Para los análisis de estabilidad se utilizado el programa Slide (V.07) y el criterio de rotura de Morh - Coulomb. Para establecer las propiedades de las formaciones implicadas se hizo un análisis retrospectivo (*back analysis*) hasta alcanzar la condición de equilibrio

| PERFIL | TIPO DE ANÁLISIS | FS | PROF. TIPO ROTURA | PARAM. GEOTEC. | | |
|-----------------------|--|-------|---|---|--|--|
| D1 P.K. 142+250 | SITUACIÓN INICIAL (Equilibrio límite. Back Analysis) | 1,00 | Circular superficial + grieta de tracción en cabecera | UPa-2A: $\rho_s = 1,50 \text{ g/cm}^3$ $\rho_{ap} = 1,80 \text{ g/cm}^3$ $c = 0,073 \text{ kp/cm}^2 / \phi = 22$ UPa-2S: $\rho_s = 1,6 \text{ g/cm}^3$ $\rho_s = 2.01 \text{ g/cm}^3$ | | |
| | ESCOLLERA AL PIE DEL TALUD + RELLENO GRANULAR EN TRASDÓS | 1,528 | Circular superficial + grieta de tracción en cabecera | $\begin{array}{l} \mu_{sp} = 2.06 \ germ^2 / \phi = 31^{\circ} \\ c = 0,43 \ kp/cm^2 / \phi = 31^{\circ} \\ \textbf{PL:} \ \rho_{s} = 1,65 \ g/cm^3 \\ \rho_{sp} = 2.0 \ 1 \ g/cm^3 \\ c = 0,43 \ kp/cm^2 / \phi = 31^{\circ} \\ \textbf{Es:} \ \rho_{s} = 2.0 \ g/cm^3 \\ \rho_{sp} = 2.1 \ g/cm^3 \\ c = 0,15 \ kp/cm^2 / \phi = 45^{\circ} \\ \textbf{RG:} \ \rho_{s} = 2.0 \ g/cm^3 \\ \rho_{sp} = 2.1 \ g/cm^3 \\ c = 0,30 \ kp/cm^2 / \phi = 41^{\circ} \end{array}$ | | |
| D2 P.K. 144+760 | SITUACIÓN INICIAL (Equilibrio límite) | 0,989 | Circular superficial + grieta de tracción en cabecera | UPa-2A: $\rho_s = 1,50 \text{ g/cm}^3$ $\rho_{ap} = 1,80 \text{ g/cm}^3$ $c = 0,073 \text{ kp/cm}^2 / \phi = 22^\circ$ UPa-2S: $\rho_s = 1,60 \text{ g/cm}^3$ $\rho_{ap} = 2.01 \text{ g/cm}^3$ | | |
| | LADERA DESMONTADA | 1,853 | Circular superficial + grieta de tracción en cabecera | $\begin{array}{l} \begin{array}{l} r_{**} & r_{*} = 0.43 \ \text{kp/cm}^2 / \phi = 31^{\circ} \\ \textbf{UMA-A:} & r_{s} = 1.60 \ \text{g/cm}^3 \\ p_{ap} = 1.85 \ \text{g/cm}^3 \\ \textbf{c} = 0.36 \ \text{kp/cm}^2 / \phi = 30^{\circ} \\ \textbf{UMA-S:} & \rho_{*} = 1.70 \ \text{g/cm}^3 \\ \rho_{ap} = 2.1 \ \text{g/cm}^3 \\ \textbf{c} = 0.40 \ \text{kp/cm}^2 / \phi = 31^{\circ} \\ \textbf{PL:} & \rho_{s} = 1.65 \ \text{g/cm}^3 \\ \sigma_{ap} = 2.01 \ \text{g/cm}^3 \\ \textbf{c} = 0.43 \ \text{kp/cm}^2 / \phi = 31^{\circ} \end{array}$ | | |

límite FS = 1. Los resultados de estos análisis figuran en la tabla 1 y en las figuras 3 a 6.

TABLA 1. Factores de seguridad obtenidos para distintos supuestos. UPa-2A: Arcillas limosas y lutitas alteradas UPa-2S: Arcillas limosas y lutitas sanas. UMA-A: Margas arcillosas alteradas. UMAs: Margas arcillosas sanas. PL: Plataforma de L.A.V. ES: Escollera



FIGURA 3. Desmonte 1. Análisis retrospectivo ("Back Analysis") realizado en el perfil del P.K. 142+250, según los datos de los materiales de la tabla 1, considerando la presión de poros (Hu), según la superficie del nivel freático y grieta de tracción en cabecera. F.S. = 1,00, para la rotura de tipo circular – superficial Autor: Bermejo M & Encinas I.

Como resultado de estos análisis se propuso ejecutar en el modelo del desmonte 1, una solución consistente en un muro de escollera en el pie. El muro de escollera tiene unas dimensiones de 2,5 m de base y 1,5 m en cabecera, va cimentada 1,5 m estando el cimiento hormigonado, en el trasdós del mismo, la altura total es de 4,5 m (incluyendo el cimiento de 1,5 m) con un relleno granular en el trasdós. En dicha solución se obtuvo un FS= 1,528, que se considera suficiente en el largo plazo (figura 5).



FIGURA 4. Desmonte 2. Análisis retrospectivo ("Back Analysis") realizado en el perfil del P.K. 144+760, según los datos de los materiales de la tabla 1, considerando la presión de poros (Hu), según la superficie del nivel freático y grieta de tracción en cabecera. F.S. = 0,989, para la rotura de tipo circular – superficial Autores: Bermejo M & Encinas I.



FIGURA 5. Desmonte 1. Análisis de estabilidad realizado en el perfil del desmonte 1, tras la escollera propuesta al pie del deslizamiento y un material granular en el trasdós del muro F.S. \approx 1,528, para la rotura existente en el talud. Según los datos del modelo 2, considerando Hu. Autores: Bermejo M & Encinas I.

Como resultado de estos análisis se propuso ejecutar en el modelo del desmonte 2, una solución consistente en movimiento de tierras, un retaluzado mecánico con la creación de una berma intermedia. En dicha solución se obtuvo un FS= 1,853, que se considera suficiente en el medio y largo plazo para la estabilización definitiva del talud (figura 6).



FIGURA 6. Desmonte 2. Análisis de estabilidad realizado en el perfil del desmonte 2, tras el retaluzado mecánico propuesto en el talud F.S. \approx 1,853, para la rotura existente en el talud. Según los datos del modelo 5, considerando Hu. Autores: Bermejo M & Encinas I.

CONCLUSIONES

Los análisis de estabilidad realizados, han reflejado distintas formas de acometer las soluciones adoptadas para tomar medidas de estabilización en los desmontes de estudio. No obstantes las patologías observadas eran variadas en los taludes y se adoptaron distintas soluciones en el proyecto constructivo, dichas medidas se apuntan a continuación.

Las medidas adoptar para la solución o mitigación de Los problemas que afectan a los desmontes de estudio, se encaminaron a mejorar las condiciones de estabilidad de los materiales en los taludes e impedir en la medida de lo posible su alterabilidad y procesos de erosión. Como medida secundaria se mejoraron las condiciones del drenaje superficial y subálveo. Además se decidió sustituir la cuneta de drenaje de pie de desmonte, que se encontraba bastante deteriorada por una nueva cuneta de anchura considerable para que el mantenimiento de limpieza se pueda realizar con maquinaria convencional. Por último los drenes horizontales perforados, en muchos casos no se encuentran operativos, por lo que su funcionalidad como elemento de drenaje se encuentra limitada.

Para evitar los procesos de erosión superficial y meteorización que afectan a los desmontes, en sus niveles de composición limo – arenosa, se optó por las siguientes acciones:

- Excavación de materiales alterados y retranqueos con el fin de retirar el material de alteración.
- Mallas geotextiles anti-erosión, para impedir el proceso.
- Mejora de las medidas de drenaje para que la escorrentía no llegue a la cara del talud.

Para evitar las inestabilidades superficiales que afectan al desmote, en sus niveles de composición arcillosa, y sobre todo en su talud derecho, se optó por las siguientes acciones:

- Retaluzados para obtener un ángulo de configuración de talud más estable.
- Construcción de bermas intermedias. o Retirada de los materiales deslizados o con indicios de deslizamiento.
- Muros de escollera al pie de los materiales deslizados.
- Relleno de material granular en el trasdós de los muros de escollera para evitar la degradación de los taludes.
- Excavación de materiales alterados y retranqueos con el fin de retirar el material de alteración.

Para la mejora de las cunetas se optó como medida más eficaz por:

 Sustitución de las cunetas por cuentones de mayor capacidad.

En muchos puntos del desmonte se habían instalado drenes horizontales, situados mayormente en las formaciones de carácter arenoso o areniscoso. Dichos drenes se encentraban en mal estado o rotos, por lo que su funcionalidad estaba limitada. Para la mejora de los drenes horizontales se optó por

• Construcción de zanjas drenantes en sustitución de los drenes horizontales



FIGURA 7. Secciones tipo de tratamientos en el desmonte 1. Perfiles P.K. 141+900 y P.K. 142+250. Autores: Bermejo M & Encinas I.



FIGURA 8. Sección tipo de tratamientos en el desmonte 2. Perfil P.K. 144+760. Autores: Bermejo M & Encinas I.

REFERENCIAS

- Díaz Molina M.; Lendinez González A; Gabaldón López V. (1991). Mapa Geológico de España 1:50.000, hoja nº 606 (Huete). IGME, Madrid.
- Vera. J. A. (2004) Geología de España S.G.E. (Sociedad Geológica de España) e I.G.M.E. (Instituto Geológico y Minero de España).
- Ministerio de Fomento (2009). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. . Serie Monografías. 2009.
- Ministerio de Fomento (2007). *Guía para el Proyecto y Ejecución de Muros de Escollera en Obras de Carretera*. Serie Normativas.
- López Gimeno C (2008). Manual de Estabilización y revegetación de taludes. Entorno Gráfico.

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UN TALUD A ESCALA REDUCIDA DURANTE MOJADO MEDIANTE IMÁGENES

Gerardo Morales (1), Núria M. Pinyol (1,2) y Antonio Lloret (1)

⁽¹⁾ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Universidad Politècnica de Catalunya (UPC) gerardo.morales@upc.edu nuria.pinyol@upc.edu antonio.lloret@upc.edu

⁽²⁾ Centre Internacional de Metodes Numerics en Enginyeria (CIMNE)

RESUMEN

El avance del conocimiento del comportamiento de taludes parcialmente saturados no solo requiere de la aplicación de modelos analíticos y numéricos, también requiere de modelos físicos. En esta área, el uso de modelos en escala reducida permite la visualización de aspectos clave como la rotura, desplazamientos y deformaciones. Para ello, existen diversos métodos de medición de los parámetros de interés. Adicionalmente al uso de sensores convencionales, las técnicas basadas en el análisis de imágenes digitales permiten medir velocidades y desplazamientos con ciertas ventajas. Recientemente se ha propuesto una metodología innovadora para medir el grado de saturación en muestras de suelo mediante el análisis de imágenes infrarrojas. El presente trabajo utiliza técnicas basadas en imágenes para evaluar el comportamiento de un talud a escala reducida durante el mojado. El artículo describe la metodología paso a paso incluyendo el sistema de cámaras e iluminación, la elaboración de la muestra, la adquisición de imágenes y el análisis de las mismas. Las técnicas utilizadas permiten observar los desplazamientos acumulados, velocidades y cambios en el grado de saturación asociados al proceso de mojado. Los resultados obtenidos mediante análisis de imágenes muestran concordancia con los parámetros obtenidos en mediciones puntuales con sensores convencionales.

1. INTRODUCCIÓN

Dentro de la mecánica de suelos, los deslizamientos son un campo ampliamente estudiado debido a sus consecuencias, entre las cuales usualmente se pueden observar afectaciones a infraestructura, pérdidas económicas y en algunos casos pérdidas de vidas humanas. La estabilidad de un talud, usualmente descrita mediante la determinación de un factor de seguridad, se relaciona directamente con la resistencia del terreno que es altamente dependiente del nivel de succión (Bishop & Blight, 1963; Bishop & Morgenstern, 1960; Fredlund *et al.*, 1978). Por este motivo resulta crítico comprender los procesos de mojado y secado del suelo. Esto es especialmente relevante cuando se estudian deslizamientos inducidos por lluvia, en los cuales la infiltración disminuye las succiones en el terreno y a su vez reducen la resistencia del suelo.

En este sentido, los trabajos experimentales que involucran modelos físicos aportan un enfoque realista de lo que pasa en el terreno. Por ejemplo, el estudio de un talud natural realizado por Springman *et al.* (2013) demuestra la influencia climática y de la lluvia estacional en el factor de seguridad global de dicho talud, para ello se analiza la data de tensiómetros, sensores tipo TDR, piezómetros y demás aparatos instalados a profundidades previamente definidas. Otro ejemplo se puede encontrar en los ensayos realizados por Olivares *et al.* (2009) en el cual se investiga, mediante

un modelo ensayado en un canal de prueba, la mecánica de deslizamientos tipo flujo inducidos por lluvia en un material granular no saturado, en este caso se utilizaron tensiómetros, sensores tipo TDR y transductores de presión de poro para levantar los datos relevantes al mojado, mientras que para el análisis de deformaciones se utilizaron sensores laser y técnicas de correlación basadas en imágenes digitales, específicamente el *Particle Image Velocimetry*.

Evidentemente el levantamiento de datos es fundamental para el análisis de este tipo de problemas, en especial cuando su estudio se realiza desde un enfoque experimental. Para el levantamiento de datos es usual encontrar sistemas de instrumentación basados en el uso de sensores convencionales debido a la diversidad de mediciones que se pueden realizar (contenido de agua, succión, presión de poro, desplazamiento lineal, fuerza y otros), sin embargo presentan algunas limitaciones. Por ejemplo, la instalación y ubicación de los sensores no es trivial ya que depende de la respuesta esperada de un ensayo particular. Adicionalmente, en modelos físicos de pequeña escala, se pueden introducir alteraciones al ensavo debido a la relación de tamaños que existe entre el sensor y el modelo, que en algunos casos puede llegar a ser tal que la presencia del sensor representa la introducción de una "estructura" en el modelo a pequeña escala, alterando así la respuesta mecánica del modelo físico. Debido a las limitaciones anteriormente mencionadas y a la creciente complejidad en ensavos de laboratorio en escala reducida, los sistemas de instrumentación y adquisición de datos requieren de una continua mejora y modernización, en este aspecto, el uso de técnicas de correlación de imágenes digitales se ha extendido dentro de la comunidad científica para la medición de parámetros de manera continua y no invasiva. En la actualidad existen códigos que permiten la medición de deformaciones y desplazamientos en experimentos geotécnicos (Pinyol & Alvarado, 2017; Stanier et al., 2016; Thielicke & Stamhuis, 2014) basados en el análisis de imágenes consecutivas. Más recientemente, Parera et al. (2021) proponen una metodología innovadora que permite la medición de grados de saturación en muestras de suelo mediante el uso de imágenes infrarrojas en el rango SWIR del espectro electromagnético.

El presente artículo expone el estudio de un ensayo de laboratorio a escala reducida 1g. El modelo físico desarrollado corresponde a una presa de tierra sometida al incremento de nivel freático aguas arriba. El comportamiento del modelo ha sido analizado mediante técnicas basadas en imágenes digitales. Imágenes en el rango visual son utilizadas para analizar las deformaciones y desplazamientos con la técnica PIV-NP, mientras que la variación en el grado de saturación se determina a partir de imágenes infrarrojas en el rango SWIR del espectro electromagnético. Adicionalmente, se colocan sensores de humedad en el modelo para validar los resultados obtenidos a partir de las imágenes infrarrojas.

2. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES

2.1. TÉCNICAS PIV Y PIV-NP

En el campo experimental se ha implementado y mejorado el uso de técnicas de medición basadas en imágenes debido a que, en comparación con los sensores convencionales, ofrecen la ventaja de medir datos de manera continua, no invasiva y en toda la superficie del experimento. Por ejemplo, el *Particle Image Velocimetry* (PIV) propuesto por Adrian (1991) en el área experimental de la mecánica de fluidos, ha sido implementado de manera satisfactoria para el cálculo de desplazamientos y deformaciones en experimentos geotécnicos a través de códigos abiertos como PIVlab (Thielicke & Stamhuis, 2014) y GeoPIV-RG (Stanier *et al.*, 2016).

El método PIV calcula el desplazamiento a nivel de pixeles que se da entre imágenes subsecuentes. Para ello divide un fotograma inicial (imagen de referencia) en porciones denominadas *subsets* y detecta los pixeles que forman cada porción, posteriormente cada subset se localiza en el fotograma consecutivo (imagen objetivo) mediante algoritmos de búsqueda. Al aplicar una calibración definiendo referencias de distancia real e intervalos de tiempo entre fotogramas, se logra obtener vectores de velocidad, desplazamiento y deformaciones unitarias en puntos de referencia fijos ubicados en el centro de cada subset. Por otro lado, Pinyol & Alvarado (2017) han propuesto la técnica PIV-NP para capturar otros aspectos interesantes del movimiento como los desplazamientos acumulados, velocidades, aceleraciones y deformaciones en partículas numéricas (NP) que representan porciones del material observado. El PIV-NP realiza un post proceso de los resultados del PIV obtenidos mediante un enfoque Euleriano con puntos de referencia fijos en el espacio e incorpora un enfoque Lagrangiano que permite realizar un seguimiento de las partículas numéricas en puntos de referencia que se desplazan con el material, lo cual resulta conveniente para el estudio de problemas de grandes deformaciones.

2.2. METODOLOGÍA SWIR-SR

Más recientemente, Parera *et al.* (2021) proponen una metodología para medir grados de saturación en muestras de suelo que se fundamenta en la interacción reflectancia/absorción de la luz con respecto a moléculas de agua. La metodología, denominada SWIR-SR en este artículo, tiene como objetivo la medición del grado de saturación a partir de imágenes tomadas en el rango infrarrojo SWIR.

Inicialmente, se requiere una curva de calibración que correlacione el grado de saturación de una muestra de suelo con su reflectancia, cuantificada mediante el valor de gris de las imágenes infrarrojas. Se debe considerar que la reflectancia es función de variables relacionadas al suelo (composición mineralógica, granulometría, porosidad, densidad), presencia de agua (grado de saturación, contenido de agua) y cantidad de luz incidente (intensidad de luz), por lo cual es importante que durante todo el proceso exista una intensidad de luz constante y uniforme.

Los trabajos de Knadel *et al.* (2014), Nolet *et al.* (2014), Parera (2019) y Parera *et al.* (2021) han demostrado que la absorción de luz en muestras de arena tiene mayor sensibilidad en el rango espectral de 1400-1550 nm y 1850-2050 nm. Por ello, para la aplicación de la metodología SWIR-SR se requiere de una fuente de iluminación que emita en ese rango y una cámara digital cuyo sensor funcione en el espectro infrarrojo. Idealmente se debe considerar un sensor que presente alta sensibilidad en el rango espectral mencionado.

El método SWIR-SR trabaja con información a nivel de pixel, por ello, la calidad de la imagen juega un rol de gran importancia para la aplicación del método. Por otro lado, en las imágenes infrarrojas puede existir contrastes importantes a nivel de pixel, generados por factores como la distribución granulométrica, la mineralogía o ruido de tipo sal-pimienta en el sensor de la cámara. Para corregir esto, Parera *et al.* (2021) proponen realizar un promedio pesado mediante la aplicación de un filtro de Gauss a la imagen, de modo que se pueda uniformizar el valor de gris para que sea representativo, no solamente de un píxel específico sino del área que rodea a dicho píxel (Fig. 1).



Figura 1. (a) Imagen en el rango visual, (b) en rango SWIR y (c) después de aplicar un filtro de Gauss en imágenes de una columna de arena de Castelldefels. (Parera *et al.*, 2021)

Para tomar en cuenta la variación en las condiciones de iluminación entre experimentos, la metodología plantea la normalización del valor de gris como se detalla en la Ec.1. Finalmente, se construye una curva de calibración *grado de saturación vs valor de gris normalizado*, aplicable a experimentos con distintas condiciones de iluminación, siempre que la iluminación sea uniforme durante cada ensayo.

$$GV_{norm} = \frac{GV - GV_{seco}}{GV_{sat} - GV_{seco}} \tag{1}$$

Por último, Parera *et al.* (2021) evaluaron el rol de la relación de vacíos en la reflectancia SWIR. Para esto se evaluaron muestras preparadas a un mismo contenido de agua, pero con diferente grado de saturación controlando el volumen de cada muestra. Sus resultados demuestran que la reflectancia no es controlada por el contenido de agua sino por el grado de saturación del suelo.

3. ENSAYO A ESCALA 1G

3.1. SUELO UTILIZADO

El suelo seleccionado es una arena fina de playa (Castelldefels, Cataluña, España). La Tabla 1 indica las propiedades del material. La curva de calibración *grado de saturación vs valor de gris normalizado* para este material es definida por Parera *et al.* (2021). Para ello, se prepararon muestras cilíndricas de 3.6 cm de altura y 7.1 cm de diámetro a una densidad seca de 1.390 g/cm³ con diferentes grados de saturación. Para asegurar que las muestras fueran sometidas a la misma intensidad de luz, los cilindros se ubicaron e iluminaron desde una posición fija con bombillas infrarrojas de 175W (Fig. 2). Para la captura de las imágenes en infrarrojo se utilizó la cámara CamIR de Scintacor, que cuenta con un sensor (Sony ICX445 1/3") sometido a un tratamiento de fósforo capaz de ofrecer picos de sensibilidad espectral en longitudes de onda de 1512 nm y 1540 nm.

| Densidad de las partículas Densidad seca (min – max) | $[g/cm^3]$ $[g/cm^3]$ | 2.665 1.442 – 1.795 | | | |
|---|--------------------------|------------------------|--|--|--|
| Porosidad (max – min) | - | 0.459 - 0.326 | | | |
| Granulometría | | | | | |
| D10 | | 0.254 | | | |
| D30 | [mm] | 0.311 | | | |
| D60 | | 0.372 | | | |
| Permeabilidad saturada a | [m/s] | 2.10^{-4} | | | |
| una porosidad de 0.4 | [III/S] | 2 10 | | | |

Tabla 1. Propiedades de la arena ensayada.

Figura 2. Muestra para la obtención de la curva de calibración. (Parera et al., 2021)

Según Parera *et al.* (2021), las imágenes infrarrojas capturadas tendrán ruido debido a factores como la textura del suelo, los distintos colores de los granos y el tratamiento de fósforo aplicado al sensor de la cámara. Este ruido implica que el valor de gris de un pixel individual no sea representativo de la reflectancia general de un área de interés, y para corregirlo, se aplica un filtro de Gauss de modo que se obtenga un promedio pesado de los pixeles en el área de interés. La Tabla 2 presenta el contenido de agua, grado de saturación y el valor de gris una vez aplicado el filtro de Gauss a las muestras.

| Contenido de agua (%) | 0 | 0.73 | 2.63 | 5.26 | 10.53 | 15.79 | 21.05 | 26.35 | 30.00 |
|-------------------------------|-----|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Grado de saturación (%) | 0 | 2 | 7 | 15 | 30 | 44 | 60 | 73 | 100 |
| | | | | | | | | | |
| Intensidad de gris | 104 | 92 | 86 | 83 | 78 | 71 | 64 | 54 | 52 |

 Tabla 2. Valor de gris e imágenes infrarrojas filtradas de muestras analizadas con diferente contenido de agua y grado de saturación e igual densidad seca (Parera et al., 2021).

Para considerar factores ajenos al suelo que modifiquen las condiciones de iluminación (como puede ser la adición o sustracción de bombillas emisoras en el rango SWIR y variaciones de tensión eléctrica durante un experimento), se realiza una normalización del valor de gris con respecto a su valor máximo (seco) y mínimo (saturado). La Figura 3 muestra la curva de correlación entre grado de saturación y valor de gris normalizado para arena de Castelldefels.



Figura 3. Curva de calibración valor de gris normalizado vs grado de saturación. (Parera et al., 2021)

3.2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

El caso estudiado consiste en la evaluación del proceso de mojado de una presa elaborada con la arena fina de playa de Castelldefels, descrita en el punto anterior, mediante imágenes en infrarrojo en el rango SWIR. El experimento fue llevado a cabo en un tanque transparente de 1000 mm de largo, 400 mm de altura y 200 mm de espesor. Todas las paredes del tanque son de metacrilato a excepción de la pared frontal que es de vidrio y en la cual se colocaron ocho marcadores de distancia para su uso como referencia. El proceso de mojado fue realizado mediante el ingreso de agua de manera lateral, para ello se colocó un tubo ranurado en la pared lateral del tanque transparente a la altura de la base de la presa y se controló la velocidad del flujo de modo que el nivel freático aumentase a una velocidad aproximada de 17 mm/min. El modelo de la presa tiene altura una de 300 mm, su base tiene un ancho de 540 mm y la corona 100 mm, el talud aguas arriba es de 45° mientras el talud aguas abajo tiene mayor pendiente con 65°. La Figura 4 muestra el esquema del modelo.



Figura 4. Esquema del modelo ensayado.

El modelo fue construido mediante apisonamiento húmedo en capas, para lo cual previamente se demarcó la geometría del modelo con cinta de enmascarar en la ventana frontal del tanque transparente. El material fue preparado con un contenido de agua de 5% y fue depositado y apisonado en 7 capas de 50 mm de. Durante la construcción del modelo se cuantificó la masa depositada en cada capa, la densidad promedio obtenida fue de 1.42 g/cm^3 .

Para la captura de las imágenes en infrarrojo se utilizó la cámara CamIR de Scintacor descrita anteriormente. Las imágenes fueron tomadas en modo video con resolución de 640x480 pixeles a una velocidad de 30 fps. La iluminación del experimento empleó cinco bombillas de luz infrarroja de 175W, colocadas en posiciones fijas que permitieron obtener una iluminación uniforme en la superficie de la muestra. Una alternativa a las bombillas infrarrojas para la emisión de rayos SWIR puede ser la luz solar, sin embargo, su uso no es recomendado debido a la falta de control en la intensidad de luz, especialmente en ensayos de larga duración. Durante el experimento también se utilizó una cámara Canon EOS 600D en modo video con una resolución de 1280x1024 pixeles a una velocidad de 30 fps. Los fotogramas en el rango visual fueron empleados para analizar desplazamientos y velocidades de la muestra durante el ensayo. La Figura 5 muestra la configuración del experimento realizado.



Figura 5. Configuración general del ensayo.

Los resultados de grado de saturación obtenidos mediante imágenes infrarrojas fueron comparados con mediciones obtenidas por seis sensores de humedad capacitivos (tres sensores SKU:SEN0193 de DFRobot y tres sensores EC-5 de Meter). La ubicación de los sensores se muestra en la Figura 4. Los sensores de humedad capacitivos no miden de manera directa el contenido de agua del suelo sino los cambios en su constante dieléctrica, la cual es afectada principalmente por la presencia de agua. Para su uso, los sensores fueron previamente calibrados tomando las lecturas correspondientes a muestras con distintos contenidos de agua.

4. DESPLAZAMIENTOS Y VELOCIDADES

Para el análisis de desplazamientos y velocidades se utilizó la técnica PIV-NP. Los fotogramas analizados fueron extraídos del video en el rango visual. El análisis utiliza un total de 897 fotogramas, para el análisis se determinó una velocidad de fotogramas de 1 Hz (1 fps), a excepción del inicio de la rotura para el cual se utilizó una velocidad de 30 Hz (30 fps) por ser un proceso más rápido. Inicialmente, las imágenes capturadas en el rango visual brindan información que ayuda a describir la rotura observada. Por ejemplo, se puede determinar que la rotura se activó cuando el nivel de agua alcanzó una altura de 205 mm medida desde la base de la presa. Durante el proceso se logra determinar la aparición dos grietas que coincidieron con la ubicación de los sensores E2 y E1, a los 723 y 768 segundos de ensayo respectivamente. Por otro lado, las grietas delimitaron dos masas que se desplazaron de manera independiente durante el proceso de rotura (Figura 6). La primera de ellas, determinada por la grieta 1, aceleró inmediatamente después de la aparición de la grieta. Por su parte, la segunda masa mostro una velocidad menor durante el ensayo. Al finalizar el ensayo se midió el desplazamiento horizontal del pie del talud de 87 mm.



Figura 6. Geometría de la rotura de la muestra.

El análisis secuencial de imágenes mediante la técnica PIV-NP valida la mecánica de la rotura descrita anteriormente y permite profundizar en la interpretación de los resultados. La Figura 7(a) muestra resultados a los 723.167 segundos del ensayo, la posición deformada de las partículas numéricas en conjunto con el mapa de velocidades corrobora que la delimitación de primera de las masas inestables coincide con la aparición de la grieta 1. La velocidad máxima calculada fue de 45.3 mm/s, siendo la más alta registrada durante todo el ensayo. Por su lado, la Figura 7(b) muestra los resultados al finalizar el ensayo, se puede observar claramente las partículas numéricas que forman ambas masas inestables. El desplazamiento máximo acumulado es de 88.5 mm y se da en partículas de la primera masa inestable. Las partículas numéricas que se encuentran suspendidas se dan por errores de cálculo asociados a partículas reales de suelo que se adhieren a la ventana transparente durante el ensayo (Fig. 6).



Figura 7. Resultados PIV-NP. (a) Mapa de velocidades en t = 723.167 s, y (b) mapa de desplazamientos acumulados al final del ensayo.

Dentro de la muestra fueron incluidos trazadores representados por partículas (P) de color blanco, los resultados del PIV-NP son evaluados seleccionando las partículas numéricas (NP) correspondientes a los trazadores colocados en la muestra (Fig. 8). La partícula NP3, localizada en la primera masa inestable, llega a una velocidad máxima de 38.6 mm/s a los 723.2 segundos, su desplazamiento acumulado es de 66.3 mm. Por otro lado, la partícula NP5 ubicada en la segunda masa inestable, tiene un desplazamiento acumulado de 53.3 mm y una velocidad máxima de 2.5 mm/s.





Figura 8. (a) Trazadores colocados en la muestra. (b) Partículas numéricas en el PIV-NP, localizadas en puntos correspondientes a los trazadores físicos. (c) Desplazamiento acumulado de las partículas numéricas NP3 yNP5 durante el ensayo. (d) Velocidad de las partículas numéricas NP3 y NP5 durante el ensayo.

5. GRADO DE SATURACIÓN

El proceso de mojado tuvo una duración de 723 segundos, posterior a esto se dio la rotura. Para el análisis SWIR-SR se utilizó 723 fotogramas a una frecuencia de 1 Hz (1 fps) extraídos del video tomado con la cámara infrarroja. La Figura 9 presenta una comparación gráfica entre las imágenes en infrarrojo y los resultados obtenidos mediante la metodología SWIR-SR para 180 y 540 segundos.

La metodología SWIR-SR permite calcular el grado de saturación en todo el dominio del experimento a través de una matriz de resultados en coordenadas pixel o en coordenadas reales, para lo cual se requiere incluir marcadores de referencia con distancia conocida en la ventana transparente del modelo. En la Figura 9 la matriz de resultados se muestra de manera gráfica para permitir una interpretación cualitativa y cuantitativa, se puede observar que los resultados gráficos del SWIR-SR hacen posible la interpretación del avance del frente de saturación y de la zona capilar, lo cual representa una ventaja para el estudio experimental de flujo en medios parcialmente saturados y procesos hidro-mecánicos como pueden ser roturas asociadas a la degradación de la resistencia por pérdidas de succión durante procesos de mojado.



Figura 9. (a) Imagen infrarroja en t = 180 s. (b) Resultados SWIR-SR en t = 180 s. (c) Imagen infrarroja en t = 540 s. (d) Resultados SWIR-SR en t = 540 s.

Para evaluar la validez de los resultados, se compara los valores de grado de saturación medidos en puntos fijos a partir de las imágenes infrarrojas, con el valor medido en los sensores de humedad capacitivos instalados en el modelo. Las lecturas de los sensores y los resultados obtenidos con imágenes se comparan para un intervalo de tiempo que comprende desde el inicio del experimento hasta la llegada del frente de saturación a la posición de cada sensor. La Figura 10 muestra la comparación para algunos de los sensores instalados. Durante el proceso de mojado, el frente de saturación solo alcanza la posición de los sensores S1, S2, S3 y E3. Las lecturas de los sensores concuerdan con los valores de grado de saturación obtenidos con imágenes. Se puede observar que los resultados se ajustan de manera adecuada a las medidas tomadas con los sensores.



Figura 10. Validación de método SWIR-SR. Comparación entre mediciones con imágenes infrarrojas y mediciones con sensores.

6. CONCLUSIONES Y DISCUSIÓN

En este artículo se presenta el uso de imágenes para evaluar el comportamiento de un experimento a escala reducida en laboratorio de manera continua, no invasiva y en toda la superficie del ensayo. El análisis emplea la técnica PIV-NP (Pinyol & Alvarado, 2017) para calcular las velocidades y los desplazamientos acumulados mediante imágenes capturadas en el rango visual. Para determinar los cambios en el grado de saturación de la muestra se aplica la metodología SWIR-SR (Parera *et al.*, 2021) que emplea imágenes infrarrojas. El método es aplicado para la evaluación del proceso de mojado de una presa de arena fina de playa.

En el artículo se detalla la metodología experimental, incluyendo las propiedades del material ensayado y su calibración, el sistema de cámaras e iluminación, el proceso de construcción de la muestra y el uso de sensores de humedad para validar el grado de saturación obtenido mediante el SWIR-SR.

Los resultados obtenidos con la técnica PIV-NP aportan información de valor para describir la geometría de la rotura y permiten calcular las velocidades y desplazamientos acumulados a lo largo del ensayo. En el artículo se presenta la evolución de dos partículas numéricas (NP) a lo largo del ensayo. La partícula NP3 presenta un incremento súbito del desplazamiento a los 723.2 segundos del ensayo, en ese instante, su velocidad es de 38.6 mm/s siendo la máxima registrada para esa partícula a lo largo del ensayo. Por su parte, la metodología SWIR-SR ayuda a evaluar el proceso de mojado de la presa, ya que se logra la medición del grado de saturación en toda la superficie de la muestra y su evolución durante el mojado.

Para evaluar la validez de los resultados, se comparan mediciones puntuales de seis sensores de humedad con los resultados de grado de saturación obtenidos con la metodología SWIR-SR en puntos fijos correspondientes a la localización de cada sensor. Los resultados obtenidos con imágenes se ajustan a las mediciones de los sensores (Fig. 10).

El uso de imágenes digitales para la evaluación de experimentos a pequeña escala proporciona mediciones continuas, no invasivas y en toda la superficie del ensayo, lo que representa una ventaja con respecto al uso de sensores. A pesar de esto, durante su aplicación, pueden encontrarse algunas limitaciones que pueden llevar a resultados erróneos. Por ejemplo, en el ensayo presentado, las partículas de arena que se adhieren a la ventana transparente impiden el cálculo correcto de los desplazamientos a nivel de píxel en algunas zonas del experimento.

Por otra parte, en el ambiente de laboratorio se pueden esperar múltiples factores externos capaces de alterar el valor de gris de imágenes infrarrojas, algunos de ellos pueden ser la distribución no uniforme de la luz en la muestra debido al tipo de lámparas infrarrojas y los cambios en la intensidad de luz generadas por fluctuaciones de tensión eléctrica durante el ensayo. La presencia de materiales externos alrededor del experimento también puede influir en el valor de gris de las imágenes infrarrojas ya que puede alterar la reflectancia que percibe el sensor de la cámara. Estos factores deben ser considerados antes de la aplicación de la metodología SWIR-SR.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo financiero a CIMNE proporcionada por el programa CERCA / Generalitat de Catalunya, la asistencia de la comunidad de investigación MPM y el equipo de desarrollo de software de Anura3D.

El segundo autor, como profesor Lector Serra Húnter, agradece la financiación del Departament de Recerca i Universitats de la Generalitat de Catalunya.

Esta publicación es parte del proyecto de I+D+i RTI2018-097365-B- financiado por MCIN/ AEI/10.13039/501100011033, "FEDER Una manera de hacer Europa".

REFERENCIAS

- Adrian, R. J. (1991). Particle-imaging techniques for experimental fluid mechanics. *Annual Review* of Fluid Mechanics, 23(1), 261–304. https://doi.org/10.1146/annurev.fl.23.010191.001401
- Bishop, A. W., & Blight, G. E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Geotechnique*, 13(3), 177–197. https://doi.org/10.1680/geot.1963.13.3.177
- Bishop, A. W., & Morgenstern, N. (1960). Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique*, 10(4), 129–153. https://doi.org/10.1680/geot.1960.10.4.129
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978). Shear Strength of Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 313–321. https://doi.org/10.1139/t78-029
- Knadel, M., Deng, F., Alinejadian, A., Wollesen de Jonge, L., Moldrup, P., & Greve, M. H. (2014). The Effects of Moisture Conditions-From Wet to Hyper dry-On Visible Near-Infrared Spectra of Danish Reference Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 78(2), 422–433. https://doi.org/10.2136/sssaj2012.0401
- Nolet, C., Poortinga, A., Roosjen, P., Bartholomeus, H., & Ruessink, G. (2014). Measuring and modeling the effect of surface moisture on the spectral reflectance of coastal beach sand. *PLoS ONE*, *9*(11), 1–9. https://doi.org/10.1371/journal.pone.0112151
- Olivares, L., Damiano, E., Greco, R., Zeni, L., Picarelli, L., Minardo, A., Guida, A., & Bernini, R. (2009). An instrumented flume to investigate the mechanics of rainfall-induced landslides in unsaturated granular soils. *Geotechnical Testing Journal*, 32(2), 108–118.
- Parera, F. (2019). Advanced image analysis techniques for laboratory experiments on soils. *Ph.D. Thesis. Universitat Politècnica de Catalunya.* https://futur.upc.edu/27839677
- Parera, F., Pinyol, N. M., & Alonso, E. E. (2021). Massive, continuous, and non-invasive surface measurement of degree of saturation by shortwave infrared images. *Canadian Geotechnical Journal*, 58(6), 749–762. https://doi.org/10.1139/cgj-2019-0051
- Parera, F., Pinyol, N. M., & Alonso, E. E. (2021). Massive, continuous, and non-invasive surface measurement of degree of saturation by shortwave infrared images. *Canadian Geotechnical Journal*, 58(6), 749–762. https://doi.org/10.1139/cgj-2019-0051
- Pinyol, N.M., & Alvarado, M. (2017). Novel analysis for large strains based on particle image velocimetry. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(7), 933–944. https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0327
- Pinyol, N.M., & Alvarado, M. (2017). Novel analysis for large strains based on particle image velocimetry. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(7), 933–944. https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0327
- Springman, S. M., Thielen, A., Kienzler, P., & Friedel, S. (2013). A long-term field study for the investigation of rainfall-induced landslides. *Geotechnique*, 63(14), 1177–1193. https://doi.org/10.1680/geot.11.P.142
- Stanier, S. A., Blaber, J., Take, W. A., & White, D. J. (2016). Improved image-based deformation measurement for geotechnical applications. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(5), 727–739. https://doi.org/10.1139/cgj-2015-0253
- Thielicke, W., & Stamhuis, E. J. (2014). PIVlab Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB. *Journal of Open Research Software*, 2. https://doi.org/10.5334/jors.bl

Generación de curvas y superficies de rotura de taludes en suelos mediante curvas y superficies de Bezier

GERMÁN LÓPEZ PINEDA (1), ANA MARÍA. VILLENA RIVERA (2), ISIDRO OCETE RUIZ (2) Y CARLOS ÁLVAREZ CALVO (2)

 (1) Departamento de Mecánica, Área de Mecánica de los Médios Contínuos y Teoría de Estructuras EPS de Córdoba Universidad de Córdoba Departamento de Geotecnia, Cemosa, Ingeniería y Control <u>mellopig@uco.es</u>\<u>german.lopez@cemosa.es</u>

> (2) Departamento de Geotecnia Cemosa, Ingeniería y Control <u>ana.villena@cemosa.es</u> <u>isidro.ocete@cemosa.es</u> <u>carlos.alvarez@cemosa.es</u>

RESUMEN

Las curvas y superficies Bézier fueron descritas por primera vez en 1962 por el ingeniero francés Pierre Bézier y por Paul de Casteljou, quienes las utilizaron para el diseño de carrocerías de automóviles, aviones y cascos de barcos, esta tecnología matemática de descripción de generación de curvas y superficies se usa ampliamente en los actuales programas de CAD existentes y en programas de diseño 3D, videojuegos, etc.

Las superficies y las curvas de Bezier nos pueden ayudar a determinar mediante los datos de campo (instrumentación, sondeos, ensayos de penetración, observación superficial etc.) la modelización matemática de las zonas de rotura, ya sea mediante curvas para el estudio bidimensional de estabilidad o de las superficies completas en el caso de aplicar modelización 3D.Para la construcción de las curvas y superficies de Bezier se utilizan los denominados polinomios de Bernstein que permiten aproximar funciones de forma continua y presentan una serie de características que los hacen idóneos como base para este tipo de construcciones. Para la construcción de las curvas y superficies es necesario definir los denominados puntos de control, cuyas componentes son los coeficientes que acompañan como constantes a los polinomios de Bernstein para la construcción matemática de las curvas y superficies. Si bien se parte de la información de puntos conocidos de las curvas y superficies a modelizar, estos datos se ha de transformar en los puntos de control para la generación de las expresiones matemáticas de la geometría a determinar. Dentro de las familias de curvas generables mediante este método existe un amplio abanico de posibilidades, curvas polinómicas, racionales y spline dependiendo de la complejidad del problema que queramos modelizar. En el caso de las superficies es posible la realización de aproximaciones polinómicas y de tipo interpolación bicúbica spline con un buen ajuste de la superficie resultante.

La aplicación de este tipo de herramientas para la modelización de curvas y superficies de rotura nos servirá para la cuantificación del alcance y desarrollo de un deslizamiento dejando en manos de un modelo y no de la intuición de la entidad de este tipo de fenómenos, a la par que nos serviría para la aplicación de modelos 3D para estudiar las medidas de estabilidad..
1. INTRODUCCIÓN

La modelización de curvas y superficies de rotura en deslizamientos de ladera es uno de los factores determinantes para la articulación de las medidas a tomar, es necesario conocer la extensión global de la zona movilizada, estimar la profundidad de esta, su extensión lateral, en aras de la definición y optimización de las medidas de mejora de la estabilidad que se aplicarán.

Las curvas y superficies de Bezier son herramientas matemáticas que nos permiten en base a las observaciones de campo, pruebas in situ y datos procedentes de instrumentación, la generación de superficies de rotura tratables mediante programas de cálculo de estabilidad de taludes en 3D y en base a esas superficies obtener curvas asociadas a estas superficies las cuales pueden ser asociadas a curvas de rotura aisladas y estudiarlas mediente códigos de cálculo de estabilidad de taludes en 2D.

El soporte de ambas herramientas (superficies y curvas) son los denominados polinomios de Berstein, existe otro método de base gráfica que es el denominado algoritmo de Casteljou, los dos llevan a la misma base de polinomios pero se hace mediente un proceso iterativo, vamos a usar el método de Berstein más directo y fácil de programar.

Loa polinomios de Berstein fueron definidos por Sergei Berstein en 1912 para una demostración alternativa al teotema de Weierstrass, estos polinómios presentan una serie de características que los hacen más interesantes para la modelización de curvas que la interpolación polinómica directa que presenta fuertes oscilaciones al incrementarse el grado.

2. POLINÓMIOS DE BERSTEIN

El i-ésimo polinomio de Berstein de grado n, se define como:

$$B_i^n(t) = \binom{n}{i} t^i (1-t)^{n-i} (1).$$
(1)

Es decir los polinomio de Berstein son nulos si i<0 o cuando i>n, es decir :

 ∞ Para i=0, solo hay un polinomio :

$$B_0^0(t) = 1 (2)$$

 ∞ Pata i=1, hay dos polinomios :

$$B_0^1(t) = 1 - t, B_1^1(t) = t$$
(3)

 ∞ Para i= 2, hay tres polinomios:

$$B_0^2(t) = 1 - 2t + t^2, B_1^2(t) = 2t - 2t^2; B_2^3(t) = t^3 t$$
(4)

Y así sucesivamente de forma que para i=k hay k+1 polinomios

Presentan una serie de propiedades que los hacen idóneos para el ajuste de curvas:

- 1. Constituye una base de polinomios, es una base del espacio vectorial de polinomios de grado <=n,
- 2. Presentan características recursivas, es decir verifican la siguiente relación recursiva:

$$B_i^n(t) = (1-t)B_i^{n-1}(t) + t B_{i-1}^{n-1}(t).$$
(5)

- 3. Partición de la unidad, se verifica que $\forall n \ge 0 \ y \ \forall t \in [0,1], \sum_{i=0}^{n} B_i^t(t) = 1$
- 4. No negatividad, los polinómios son no negativos dentro del intervalo [0,1].

5. Presentan propiedadades de simetría;

$$B_i^n(t) = B_{i-1}^n(1-t).$$
(6)

6. Cálculo del área bajo la curva :

$$\int_{0}^{1} B_{i}^{n}(t) dt = \frac{1}{n+1}$$
(7)

7. La obtención de la derivada:

$$\frac{d}{dt}B_i^n(t) = n\left(B_{i-1}^{n-1}(t) - B_i^{n-1}(t)\right) \tag{8}$$

- 8. Máximo único, que corresponde al valot t=i/n
- 9. Es posible la composición de curvas, satisfaciendo criteros de continuidad y de continuidad en la derivación hasta cierto grado.

En la siguiente figura se representan los tres polinónios para el caso de i=2.



Figura 1. Representación de los polinómios de Berstein para i=2

3. CURVAS DE BEZIER

Dados n+1 puntos P₀, P₁,, P_n $\in \mathbb{R}^2$, denominados putos de control se define la curva de Bezier asociada como:

$$\alpha : [0,1] \to \mathbb{R}^2$$

$$\alpha(t) = \sum_{i=0}^n B_i^n(t) P_i$$
(9)

Este tipo de curvas participa de las propiedades de la base de polinomios con la que se construye:

- 1. Interpolación de los extremos $\alpha(0) = P_0$ y $\alpha(1) = P_n$.
- 2. Simetría $\alpha(P_0, ..., P_n)(t) = \alpha(P_n, P_{n-1}, ..., P_n)(1-t)$
- 3. Invarianza afín
- 4. Envoltura convexa, una curva de Bezier asociada a un conjunto de puntos de control unidos por una poligonal siempre estará incluido en la envoltura convexa de los polígonos de control.
- 5. Permite subdivisiones y cambios de base

4. AJUSTE MEDIANTE CURVAS DE BEZIER

Supongamos que tenemos una serie de puntos que definen una rotura en 2D de un talud o ladera, estos k+1 puntos ordenados son {Q₀, Q₁,..., Q_k} definidos en un plano vertical, que contiene a cada punto Q_i está asociado a un parámetro t. Nuestro objetivo es definir una curva $\alpha : [0,1] \rightarrow \mathbb{R}^2$, de un grado determinado n, tal que las distancias ||Q_i- $\alpha(t)$ ||, sean pequeñas. La mejor aproximación sería Q_i= $\alpha(t)$, teniendo en cuenta la ecuación (4), tenemos la expresión:

En notación matricial sería :

$$M P = Q \tag{11}$$

Donde:

- ∞ M corresponde a la matriz de los valores de los polinomios de Berstein para los valores de t
- ∞ P corresponde a los valores incognita de los puntos de control con los que se va a construir la curva.
- ∞ Q es la matriz de los puntos que definen la rotura

Se considera que el número de puntos Q_k , k+1 en total es mayor que el grado n de la curva, con este punto de partida, el sistema inicial está sobredeterminado, para obtener un sistema cuadrado se realiza la siguiente transformación:

$$\mathbf{M}^{\mathrm{T}} \mathbf{M} \, \mathbf{P} = \mathbf{M}^{\mathrm{T}} \mathbf{Q}. \tag{12}$$

Se obtiene un sistema n+1 ecuaciones con n+1 incógnitas $M^T M$, ya es una matriz cuadrada, simétrica y regular (es por lo tanto invertible).

La solución sería por lo tanto :

$$P = (M^{T} M)^{-1} M^{T} Q$$
(13)

La solución cumple con el método de los mínimos cuadrados.

Queda pendiente un factor fundamental que en la elección del parámetro t, existen varios métodos de los cuales comentamos dos, indicar que no existe un método óptimo:

1. Elección cordal, asociado a la longitud de la curva:

$$t_{i} = \frac{1}{l} \sum_{j=1}^{l} ||Q_{j-1} - Q_{j}||, con \ i = 1, \dots, k \ y \ l = \sum_{j=1}^{k} ||Q_{j-1} - Q_{j}||$$
(14)

2. Elección centrípeta.

$$t_{i} = \frac{1}{l} \sum_{j=1}^{l} \left\| Q_{j-1} - Q_{j} \right\|^{1/2}, \text{ con } i = 1, \dots, k \ y \ l = \sum_{j=1}^{k} \left\| Q_{j-1} - Q_{j} \right\|^{1/2}$$
(15)

5. SUPERFICIES DE BEZIER

Al igual que pasa con la curvas de Bezier la definición de las superficies de Bezier se puede realizar mediante el algoritmo de Casteljau o bien medieante polinomios de Bezier, al igual que en el caso de las curvas vamos a usar la segunda opción.

Dado el conjunto de puntos de control $P_{i,j}$ con $0 \le i \le m$ y $0 \le j \le n$, que serán los valores constantes de la expresión, se define la superficie de Bezier como la superficie parametrizada por x: [0,1] $x[0,1]] \rightarrow \mathbb{R}^3$:

$$\vec{x}(u,v) = \sum_{i=0}^{m} \sum_{j=0}^{n} B_i^m(u) B_j^n(v) P_{i,j}$$
(16)

El conjunto de puntos $P_{i,j}$ se denomina red de control de la superficie de Bezier. Las superficies de Bezier participan de las propiedades de las curvas y de otras generadas por su naturaleza:

- 1. Son de naturaleza polinómica
- 2. Invarianza afín
- 3. Envoltura convexa
- 4. Las curvas coordenadas con curvas de Bezier, es decir aquellas en las que uno de los parámetros (u,v) es constante y el otro variable, lo que nos permite obtener secciones de la superficie en forma de curva para el estudio de estabilidad en 2D de forma particularizada o para comprobar el comportamiento lateral del deslizamiento parametrizado en 3D.
- 5. Las derivadas parciales de las superficies son también superficies de Bezier
- 6. Al igual que pasaba en las curvas, existen superficienes de Bezier racionales.

6. AJUSTE MEDIANTE SUPERFICIES DE BEZIER

En este caso tenemos una nube de puntos (m+1) x (n+1) que definen una superficie de rotura en 3D de un talud o ladera, ordenados constituyen los datos de entrada $\{Q_{0,0},\ldots,Q_{m,n}\}$, cada punto $Q_{i,j}$ está asociado a dos parámetros (u,v). Nuestro objetivo es definir la superfice curva $\vec{x} : [0,1] \rightarrow \mathbb{R}^3$, bigrado (m,n), al igual que ocurre en las curvas La mejor aproximación sería $Q_{i,j} = \vec{x}(u, v)$, teniendo en cuenta la ecuación (11), tenemos la expresión:

En notación matricial sería :

$$\mathbf{B}_{\mathbf{u}} \mathbf{P} \mathbf{B}_{\mathbf{v}}^{\mathrm{T}} = \mathbf{Q} \tag{18}$$

Donde:

- ∞ B_u y B_v^T corresponden a la matrices de los valores de los polinomios de Berstein para los valores de u y v respectivamente
- ∞ P corresponde a los valores incognita de los puntos de control con los que se va a construir la curva.
- ∞ Q es la matriz de los puntos que definen la superficie de rotura

Para que el sistema sea cuadrado y el número de ecuaciones y el de incognitas sea el mismo realizamos la siguientes operación:

$$(B_u)^{-1}B_u P B_v^T (B_v^T)^{-1} = (B_u)^{-1}Q(B_v^T)^{-1}$$
(19)

Se obtiene un sistema n+1 ecuaciones con n+1 incógnitas $M^T M$, ya es una matriz cuadrada, simétrica y regular (es por lo tanto invertible).

La solución sería por lo tanto en notación matricial :

$$P = (B_u)^{-1}Q(B_v)^{-1}$$
(20)

La solución cumple con el método de los mínimos cuadrados al igual que en caso de las cuevas de Bezier.

Una vez obtenidos los parámetros P_{i,j} ya es posible definir la superficie de forma paramétrica Los criterios de selección de u y v son similares a los comentados en el caso de curvas de Bezier.

7. PARAMETRIZACIÓN DE UNA CURVA DE ROTURA MEDIENTE UNA CURVA DE BEZIER

Se han obtenido cuatro puntos de la curva de un deslizamiento los cuales se indican en la siguiente tabla, uno de ellos es del pie, otro de cabeza y dos de la zona de desarrollo, se plantea parametrizar la curva de Bezier que representaría de forma paramétrica dicho deslizamiento, los puntos están tomados con respecto a un sistema de referencia que parte de una zona por debajo del pie. Los datos son:

| Zona | Х | Z | t |
|----------|-------|--------|-------|
| Pie | 3,00 | 5,00 | 0 |
| Interior | 5,063 | 5,58 | 0,180 |
| Interior | 9,120 | 14,648 | 0,600 |
| Pie | 12,00 | 23,00 | 1 |

Tabla 2. Tabla de datos

Se ha tomado para t la selección cordal.

Tenemos por lo tanto 4 puntos, se plantean polinomios de Berstein de grado 3, los cuales se indican a continuación:

```
para i= 0 el polinomio es B[t] = (1 - t)^3
para i= 1 el polinomio es B[t] = 3 (1 - t)^2 t
para i= 2 el polinomio es B[t] = 3 (1 - t) t^2
para i= 3 el polinomio es B[t] = t^3
```

Figura 2. Polinomios de Berstein para i=3

En este caso se ha seleccionado un grado para los polinomios que obtiene un sistema cuadrado

Resolviendo el sistema $P=(M^T M)^{-1}M^T Q$, tenemos los valores de los puntos de control son:

| х | Z |
|-------|-------|
| 3,00 | 2,00 |
| 7,00 | 1,00 |
| 10,00 | 6,00 |
| 12,00 | 10,00 |

Tabla 2. Tabla de puntos de control

La expresión de la curva de Bezier se indica en la siguiente ecuación según (4):

$$\alpha(t) = (3 + 12t - 3t^2, 2 - 3t + 18t^2 - 7t^3).$$
⁽²¹⁾

La representación gráfica de la curva se indica en la siguiente imagen:



Figura 2. Representación de la curva de deslizamiento modelizada mediente una curva de Bezier

8. PARAMETRIZACIÓN DE UNA SUPERFICIE DE ROTURA MEDIENTE UNA SUPERFICIE DE BEZIER

Se han obtenido una malla de puntos de un deslizamiento, en la siguiente tabla se muestran los datos tomados, indicar que el eje z se toma desde una base situada en el pie del deslizamento y se ha corregido los datos de las cotas procedentes de inclinómetros, sondeos y ensayos de penetración dinámica.

| х | У | Z |
|-------|-------|-------|
| 0,00 | -3,00 | 0,00 |
| 12,14 | 0,00 | 2,48 |
| 14,28 | 0,01 | 2,95 |
| 16,35 | 0,01 | 3,41 |
| 25,70 | 1,02 | 5,85 |
| 30,80 | 0,24 | 7,24 |
| 39,00 | 4,00 | 10,00 |

Tabla 3. Datos del deslizamiento

La ecuación de la superficie de Bezier calculada se muestra en la siguiente formulación:

$$\vec{x}(u,v) = (3 u (10 - 8 u + 3u^2), (-3 + 6 v + u (-3 + 6 v) + u^2 (-3 + 6 v) + u^3 (8 - 16 v + 3 v^2)), (2 u (3 + 6 v - 3 v^2 + u^2 (-4 + 18 v - 15 v^2) + 6 u (1 - 4 v + 3 v^2))$$
(22)

La representación gráfica de la superficie se indica en la siguiente imagen:



Figura 3. Representación de un deslizamiento 3D modelizada mediente una superficie de Bezier

Esta superficie parametrizada puede ser procesada en un programa de cálculo de estabilidad de taludes en 3D

9. CONCLUSIONES

- La modelización de curvas y superficies de un deslizamiento de ladera es fundamental a la hora de iniciar el proceso de articulación de medidas correctoras
- Las curvas y superficies de Bezier son una herramienta de modelado que nos permite obtener en base a datos fiables procedentes de instrumentación, ensayos de campo y observaciones visuales, de una representación gráfica de la entidad del problema, en lo que respecta a extensión lateral, profundidad etc, lo cual puede ser tomado como punto de partida para la aplicación de las medidas correctoras y su distribución
- En el caso de las curvas, estas pueden ser introducidas en los programas 2D de estabilidad de taludes para cálculos restrospectivos de parámetros y para testear las soluciones.
- En el cado de las superficies estas pueden se implementadas en un programa 3D de estabilidad de talud, códigos que está lentamente ganando terreno.
- Si hay que indicar que la calidad de las superficies y curvas va a depener de la calidad y cantidad de los datos obtenidos.

REFERENCIAS

[G.Farin, Curves and Surfaces for Computer Aided Geometric Design, 3a Ed., Academic Press, Inc., San Diego, California, 1993.

[G.Farin, Nurb Curves and Surfaces from Projective Geometry to Practical Use, A.K.Peters, Wellesley, 1995 [J.Hoscheck i D.Lasser, Fundamentals of Computer Aided Geometric Design, A.K.Peters, Wellesley, 1993.

MODELADO NUMÉRICO DE FLUJOS GEOFÍSICOS ACOPLADOS DE DOS FASES CON UNA NUEVA EXPRESIÓN DE VELOCIDAD-ARRASTRE

Saeid Moussavi Tayyebi (1), Manuel Pastor (1), Andrei Hernández (1), Miguel Martin Stickle (1), Miguel Molinos (1), Ángel Yagüe (2), Diego Manzanal (2) y Pedro Navas (2)

(1) Matemática e Informática Aplicadas a Las Ingenierías Civil y Naval ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Universidad Politécnica de Madrid saeid.moussavita@upm.es, manuel.pastor@upm.es, andrei.hernandez@alumnos.upm.es, miguel.martins@upm.es, m.molinos@alumnos.upm.es

(2) Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Universidad Politécnica de Madrid angel.yague@upm.es, d.manzanal@upm.es, pedro.navas@upm.es

RESUMEN

Los modelos matemáticos existentes se pueden dividir básicamente en modelos de una fase y de dos fases para describir los comportamientos dinámicos complejos de los flujos de escombros. Los modelos de una fase consumen menos tiempo de resolución, mientras que los modelos de dos fases producen resultados más precisos. El último es computacionalmente costoso debido a que emplean leyes de arrastre para considerar las interacciones entre las fases. Este estudio presenta una nueva expresión de velocidad-arrastre que facilita significativamente los cálculos de modelos de dos fases y reduce el tiempo de cálculo. Esta investigación tiene como objetivo desarrollar un modelo generalizado de dos fases capaz de considerar la interacción entre dos fases. Para evaluar el enfoque desarrollado, se ha realizado una serie de ejercicios de ruptura de presas. Además, se discuten los movimientos de las fases sólida y fluida en un caso real de avalancha de rocas.

1. INTRODUCCIÓN

Cada año, fenómenos relacionados con los deslizamientos de tierra, incluidas las avalanchas de rocas y los flujos, causan pérdidas de vidas humanas, económicas y ambientales. Los análisis del riesgo por este tipo de amenazas geológicas requieren del análisis de iniciación, así como, la predicción del comportamiento de la propagación (distancia de viaje, velocidades, espesor y forma del depósito). En este artículo, se aborda el análisis de la intensidad de la propagación utilizando modelos fiables para reproducir la dinámica de flujos en mención. Una vez se conocen las características de la propagación del flujo, es posible elaborar mapas de riesgo por deslizamientos y flujos más precisos, lo que permite diseñar alternativas de mitigación más eficaces y eficientes.

Cuatro tipos de modelos matemáticos se utilizan comúnmente para reproducir el comportamiento dinámico de los flujos de escombros (debris flows), (i) modelos de propagación de una fase, (ii) modelos de propagación-consolidación de una fase, (iii) modelos de propagación de dos fases y (iv)

modelos bifásicos de propagación-consolidación.

(i) Los modelos de una fase se pueden aplicar para casos limitados donde el suelo se trata como un material no newtoniano de una fase, es decir, como flujos granulares donde la permeabilidad del suelo es lo suficientemente alta como para que el tiempo de consolidación sea mucho más corto que el tiempo de propagación y lo que hace que el material tenga un comportamiento drenado. Vale la pena mencionar el artículo pionero de Savage y Hutter (1989,1991) sobre flujos granulares. (ii) En los modelos de propagación-consolidación de una fase, la masa que fluye todavía se trata como un material de una fase. Sin embargo, se tiene en cuenta el papel de la evolución de la presión de poros. Estos modelos han sido aplicados por Iverson y Denlinger (2001) a flujos de escombros, y por Pastor et al. (2009) a deslizamiento de flujo (flow slides). (iii) En los modelos de propagación de dos fases, se tienen en cuenta los efectos de la diferencia de velocidad entre las fases. Sin embargo, la evolución del exceso de la presión intersticial se desprecia suponiendo que la permeabilidad del suelo es muy grande. Pitman y Le (2005) y Pudasaini (2012) utilizaron este tipo de modelos en una formulación euleriana, y Pastor et al. (2018) los utilizaron en una formulación lagrangiana. (iv) En los modelos de dos fases de propagación-consolidación, se supone que el exceso de presión intersticial se mantiene a través de todo el esqueleto sólido del flujo de escombros y aumenta su movilidad. En los modelos generales de dos fases se consideran las presiones intersticiales propuestas por Bui et al. (2007) para modelos 3D y Pastor et al. (2021) para modelos integrados en profundidad.

Este documento tiene como objetivo desarrollar un modelo matemático de propagación para dar cuenta de los aspectos físicos esenciales de los flujos de escombros, incluido el fuerte acoplamiento entre las fases sólida y fluida, los comportamientos dinámicos de cada fase y las variaciones de porosidad en los flujos de escombros.

2. MODELO DE COMPUTACIÓN

En el modelado de dos fases, la magnitud de la fuerza de interacción determina si las fases sólida y fluida se separan o se mantienen mezcladas. La interacción entre las fases sólida y fluida juega un papel importante en la dinámica de los flujos de escombros. Por lo tanto, se debe aplicar un modelo de dos fases para capturar la dinámica de cada fase. En este artículo, se aplica el modelo de propagación-consolidación en dos fases propuesto por Pastor et al. (2021), el cual se basa en el modelo matemático integrado en profundidad de Zienkiewicz y Shiomi (1984). Dicho modelo es capaz de reproducir la propagación de flujos de escombros con diferente permeabilidad del suelo, la cual va de alta a baja. Las ecuaciones que gobiernan el modelo consisten en dos ecuaciones de balance de momentos lineal y dos ecuaciones de balance de masa, expresados en forma cuasi-lagrangiana, para las fases sólida y fluida, de la siguiente manera:

(i) Ecuación de balance de masa:

$$\frac{\overline{d}^{(s)}h_s}{dt} + \frac{\overline{d}^{(s)}}{dx_s}(h_s\overline{v}_s) = \overline{n}_s e_R$$
(1)

$$\frac{\overline{d}^{(w)}h_{w}}{dt} + \frac{\overline{d}^{(w)}}{dx_{w}}\left(h_{w}\overline{v}_{w}\right) = \overline{n}_{w}e_{R}$$
⁽²⁾

Donde los subíndices *s* y *w* denotan las fases sólida o fluida, respectivamente. Como se puede observar en las ec. 1 y 2, en los modelos dos fases, cada fase se caracteriza por su velocidad media (\bar{v}) , altura total de propagación (*h*), y porosidad media (\bar{n}) . e_R es la velocidad de erosión.

(ii) Ecuación de balance de momento lineal:

$$\rho_{s}h_{s}\frac{\overline{d}^{(s)}\overline{v_{s}}}{dt} = \rho_{s}\operatorname{grad}\left(\frac{1}{2}b_{3}hh_{s} + \frac{\Delta\overline{p}_{w}h\overline{n}}{\rho_{s}}\right) - \left(\frac{1}{2}\rho_{w}b_{3}h^{2} - \Delta\overline{p}_{w}h\right)\operatorname{grad}\overline{n}_{s}$$
(3)

$$+ \tau_{B}^{(s)} + \rho_{s}bh_{s} + Rh - \rho_{s}v_{s}h_{s}e_{R}$$

$$\rho_{w}h_{w}\frac{\overline{d}^{(s)}\overline{v_{s}}}{dt} = \rho_{w}\operatorname{grad}\left(\frac{1}{2}b_{3}hh_{w} - \frac{\Delta\overline{p}_{w}h\overline{n}}{\rho_{w}}\right) - \left(\frac{1}{2}\rho_{w}b_{3}h^{2} - \Delta\overline{p}_{w}h\right)\operatorname{grad}\overline{n}_{w}$$

$$+ \tau_{B}^{(w)} + \rho_{w}bh_{w} - \overline{R}h - \rho_{w}\overline{v_{w}}\overline{n}_{w}e_{R}$$

$$(4)$$

Donde $\Delta \bar{p}_w$ es el exceso de presión intersticial. El lector interesado encontrará descripciones del exceso de presión intersticial calculada mediante una ecuación de consolidación en el artículo de Pastor et al. (2021). ρ es la densidad. Las fuerzas internas consisten en las presiones promediadas, $\bar{P}_s = b_3 h h_s/2 + \Delta \bar{p}_w h \bar{n}/\rho_s$ y $\bar{P}_w = b_3 h h_w/2 + \Delta \bar{p}_w h \bar{n}/\rho_w$ actuando sobre las fases sólida y fluida, respectivamente y un término de gradiente de porosidad. Las fuerzas externas consisten en un esfuerzo cortante basal (τ_B), fuerza de la gravedad ($b_3 = -g$), fuerza de interacción (\bar{R}) y un término de erosión. En el artículo de Pastor et al. (2022), el lector interesado encontrará interesantes descripciones del término erosión.

Estas ecuaciones diferenciales parciales deben discretizarse y transformarse en una forma adecuada para la simulación basada en partículas. En el modelo de simulación desarrollado por Pastor et al. (2021), las ecuaciones de balance de masa y momento lineal se han discretizado con el método numérico sin malla de la hidrodinámica de partículas suavizadas (SPH), mientras que la ecuación de consolidación se ha discretizado utilizando un conjunto de mallas de diferencias finitas. Por lo tanto, se introducen dos conjuntos de nodos, uno para representar el movimiento de las partículas sólidas y otro para representar el movimiento de las partículas finitas 1D para describir la presión del agua intersticial a lo largo del eje vertical, como se muestra en la Fig. 1. El método numérico sin malla de SPH, inventado por Lucy (1977) y Gingold y Monaghan (1977) para modelar problemas astrofísicos, ha sido aplicado con éxito en el área de Mecánica de Sólidos (McDougall and Hungr 2004; Rodriguez-Paz and Bonet 2005) y particularmente en el modelado de flujos de escombros (Cascini et al. 2016; Tayyebi et al. 2021) y otro tipo de movimientos en masa rápidos (Cuomo et al. 2016; Tayyebi et al. 2022). Se pueden encontrar buenas críticas en los textos de Liu y Liu (2004) o Li y Liu (2003).



Fig. 1. Integración de SPH en el soporte de partículas para dos fases: 1) suelo-suelo (I-J) y 2) suelo-agua (I-K) con una malla de diferencias finitas 1D en cada nodo de SPH.

Los resultados son un conjunto de ecuaciones diferenciales ordinarias producidas en forma discretizada con respecto al tiempo, de la siguiente manera:

(i) Reinicialización de altura:

$$h_{ai} = \sum_{j} m_{aj} W_{ij} \tag{5}$$

Donde el subíndice a denota las fases sólida (s) o fluida (w). m es un volumen ficticio y W una función para aplicar el suavizado de kernel. Los subíndices i y j en la ecuación anterior denotan partículas i y j, como se muestra en la Fig. 1.

(ii) Ecuación de balance de momento lineal:

$$\frac{\overline{d}^{(\alpha)}\overline{v_{ai}}}{dt} = -\sum_{j=1}^{h} m_{aj} \left(\frac{\overline{P_{ai}}}{h_{ai}^{2}} + \frac{\overline{P_{aj}}}{h_{aj}^{2}} \right) \operatorname{grad} W_{ij}
- \left(\frac{1}{2} \frac{\rho_{w}}{\rho_{a}} b_{3} h_{ai}^{2} - \frac{\Delta \overline{p}_{w} h_{ai}}{\rho_{a}} \right) \sum_{j=1}^{h} m_{aj} \left(\frac{\overline{n_{ai}}}{h_{ai}^{2}} + \frac{\overline{n_{aj}}}{h_{aj}^{2}} \right) \operatorname{grad} W_{ij}
+ \frac{1}{\rho_{a} h_{ai}} \tau_{B}^{(a)} + b_{i} + \frac{1}{\rho_{a}} \overline{R} - \frac{1}{h_{ai}} \overline{v_{ai}} \overline{n_{ai}} e_{R}$$
(6)

Donde $\bar{P}_a = b_3 h h_a / 2 + \Delta \bar{p}_w h \bar{n} / \rho_a$.

Para acoplar los dos conjuntos de ecuaciones de conservación, las fuerzas interactivas se definen para cubrir las contribuciones de las fases sólida y fluida en la mezcla. Un término implementado en la ecuación de balance de cantidad de momento lineal dada en la ec. 6 describe la interacción entre dos constituyentes. Desempeñan un papel importante en el modelado de flujos de escombros de dos fases, ya que sus efectos sobre el comportamiento dinámico de las fases sólida y fluida son significativos. Aquí, introducimos R_s como la fuerza interna sobre las partículas sólidas debido a la velocidad relativa de todas las fases fluidas y R_w como la fuerza de la fase fluida causada por las partículas sólidas. Entonces, la siguiente relación se puede escribir:

$$\overline{R} = \left(1 - \overline{n}\right)\overline{R}_s = -\overline{n}\overline{R}_w \tag{7}$$

En la literatura se puede encontrar una amplia gama de expresiones de fuerza de arrastre (Tayyebi et al. 2022). Estas expresiones pueden describir la interacción entre los granos y el fluido poroso en modelos de dos fases y controlan ampliamente las porosidades, las velocidades y el movimiento relativo entre las fases sólida y fluida.

La ley de Darcy es un modelo de interacción simple que tiene una relación lineal con la velocidad relativa. En esta ley, la fuerza de interacción se da por:

$$\overline{R} = C_d \left(\overline{v}_w - \overline{v}_s \right) \tag{8}$$

Donde C_d es el coeficiente de arrastre y juega un papel importante en la dinámica de propagación del flujo de escombros. Un valor grande de C_d es equivalente a suponer que se aplica una gran fuerza de arrastre desde la fase granular a la fase fluida de la mezcla, lo que produce menos movimiento relativo y separación.

En este artículo, la fuerza de interacción entre las dos fases se modela a través de la ley de Anderson y Jackson (1967). Esta ley fue utilizada por Pitman y Le (2005) y se puede utilizar cuando la velocidad relativa es mayor. La fuerza de interacción está dada por:

$$\overline{R} = \frac{\overline{n}\left(1-\overline{n}\right)}{V_T \overline{n}^m} \left(\rho_s - \rho_w\right) g\left(\overline{v}_w - \overline{v}_s\right)$$
(9)

En el que la fuerza de interacción (\overline{R}) depende de la velocidad terminal (V_T).

$$\frac{d^{(s)}\overline{v}_{s}}{dt} = \dots + \frac{1}{\left(1 - \overline{n}\right)\rho_{s}}\overline{R}$$
(10)

$$\frac{d^{(w)}\bar{v}_{w}}{dt} = \dots - \frac{1}{n\rho_{w}}\overline{R}$$
(11)

Considerando la ec. 8, la ecuación anterior se puede reescribir como:

$$\frac{d^{(s)}\overline{v}_{s}}{dt} = \dots + \frac{1}{\left(1 - \overline{n}\right)\rho_{s}}C_{d}\left(\overline{v}_{w} - \overline{v}_{s}\right)$$
(12)

$$\frac{d^{(w)}\overline{v}_{w}}{dt} = \dots - \frac{1}{\overline{n}\rho_{w}}C_{d}\left(\overline{v}_{w} - \overline{v}_{s}\right)$$
(13)

Introduciendo $C_s = C_d/(1 - \bar{n})\rho_s$, $C_w = C_d/\bar{n}\rho_w$, y $\alpha = C_s/C_w$, las ecuaciones anteriores se pueden reescribir como:

$$\frac{d}{dt} \begin{pmatrix} \overline{v}_s \\ \overline{v}_w \end{pmatrix} = C_w \begin{pmatrix} -\alpha & \alpha \\ 1 & -1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \overline{v}_s \\ \overline{v}_w \end{pmatrix}$$
(14)

La ecuación anterior es una ecuación diferencial lineal de primer orden de la que se puede obtener la siguiente solución:

$$\overline{v}_{s} = \frac{1}{1+\alpha} \left[\left(\overline{v}_{s0} + \alpha \overline{v}_{w0} \right) + \alpha \left(\overline{v}_{s0} - \overline{v}_{w0} \right) \exp\left(-C_{w} \left(1+\alpha \right) dt \right) \right]$$
(15)

$$\bar{v}_{w} = \frac{1}{1+\alpha} \left[\left(\bar{v}_{s0} + \alpha \bar{v}_{w0} \right) - \left(\bar{v}_{s0} - \bar{v}_{w0} \right) \exp\left(-C_{w} \left(1+\alpha \right) dt \right) \right]$$
(16)

que es una solución simple para la ec. 14 y contribuye en las expresiones de la ec. 6 de balance de cantidad de momento lineal promedio en profundidad asociada con un término de fuerza de interacción.

La evolución de las velocidades de las fases sólida y fluida se pueden calcular utilizando las ecuaciones anteriores. La Fig. 2 muestra los resultados de la evolución de las velocidades en el caso de un suelo de permeabilidad media ($V_T = 0.1 m/s$) asumiendo que las velocidades iniciales de las fases sólida y fluida son 0 m/s y 1 m/s, respectivamente.



Fig. 2. Evolución de la velocidad de las fases sólida y fluida con respecto al tiempo.

En la nueva expresión de velocidad-arrastre, la fuerza de arrastre juega un papel importante en el modelo de dos fases, como se muestra en la Fig. 2, es capaz de cancelar la diferencia de velocidad entre las fases. En algunos casos, la permeabilidad del suelo es muy alta y el fluido de los poros abandona el esqueleto sólido. En estos casos, la formulación propuesta de la evolución de la velocidad no se puede utilizar después de que la porosidad alcance un límite inferior (n_{Limit}). Una vez que lleguemos a este punto, el impacto de las fuerzas de arrastre en ambas fases será diferente. Para superar estos límites sólidos y fluidos, proponemos las siguientes formulaciones:

(i) Para límite de líquido ($n \ge 1 - n_{\text{Limit}}$)

$$\overline{v_s} = \overline{v_{w0}} + \left(\overline{v_{s0}} - \overline{v_{w0}}\right) \exp\left(-C_d \Delta t\right)$$

$$\overline{v_w} = \overline{v_{w0}}$$
(17)

(ii) Para límite sólido ($n \le n_{\text{Limit}}$)

$$\overline{v_s} = \overline{v_{s0}}$$

$$\overline{v_w} = \overline{v_{w0}}$$
(18)

3. EJERCICIOS DE DAM-BREAK (ROTURA DE PRESA)

A continuación, se explica cómo se representarán los resultados de los ejercicios de dam-break para facilitar la interpretación. En los modelos integrados en profundidad, las partículas no se pueden definir a lo largo del eje vertical. En estos modelos, el flujo de masa se divide en un número finito de columnas representadas por partículas. Para facilitar la visualización, en cada modelo aparecerán dos alturas correspondientes a las fases sólida (h_s) y fluida (h_w) considerando el supuesto de que el suelo fluidizado está totalmente saturado. La suma de estas alturas parciales es la altura total (h) de la mezcla. Como se muestra en la Fig. 3, las fases se simulan en diferentes capas que interactúan entre sí mediante la permeabilidad, la porosidad y la fuerza de interacción.



Fig. 3. Esquema para obtener alturas parciales de ambas fases.

Las condiciones iniciales del problema de dam-break en dos fases sobre un plano horizontal se presentan en la Fig. 3 donde las alturas iniciales del flujo de escombros son $h_s = 4m$ y $h_w = 6m$, y la longitud es 10 m. Las densidades de partículas sólidas y fluidas son $\rho_s = 2000 \text{ kg/m}^3$ y $\rho_w =$ 1000 kg/m³, respectivamente y una porosidad inicial (\bar{n}_0) de 0.6, para el cual la densidad de la mezcla es $\rho = 1400 \text{ kg/m}^3$. El canal 1D, con una longitud de 160 m que adicionalmente presenta una presa ubicada a una distancia de 10 m. El material está contenido entre un muro en el lado derecho y una presa situada en el lado izquierdo en el momento inicial. Una vez se retira la presa, el material se licua y el flujo de escombros se propaga a lo largo del plano horizontal.

En estas simulaciones, se ha asumido que el suelo granular tiene un ángulo de fricción basal (ϕ) de 45° y el coeficiente de turbulencia (ξ) de 100 m/s^2 . Para obtener la fuerza de interacción (R), aplicamos la ley de arrastre de Anderson (ec. 9) suponiendo que la velocidad terminal (V_T) sea igual a 0.01 m/s, 0.1m/s, y 3 m/s, correspondientes a los casos de suelo de permeabilidad baja, media y alta, respectivamente; y m = 1.

En la Fig. 4, proporcionamos los perfiles de altura total y porosidad en la deposición para tres ejercicios de dam-break con diferente permeabilidad del suelo. Como se muestra en la Fig. 4-a, las porosidades iniciales (n_0) de cada una de las mezclas son 0.6 y van evolucionando durante la etapa de propagación.

Con respecto al caso con alta permeabilidad, como se muestra en la Fig. 4-b, un gran volumen de fluido ha abandonado el esqueleto sólido. Una vez el valor de la porosidad se acerca a la unidad, esto indica que la fase dominante es el fluido. En esta etapa, la porosidad alcanza el límite superior y se implementan las ecuaciones 15 o 16 para calcular las fuerzas de arrastre entre las fases. La figura muestra claramente que las fuerzas de arrastre entre fases no son lo suficientemente fuertes para movilizar las partículas sólidas, en consecuencia, en estos casos, la porosidad aumenta y alcanza el valor de 1 una vez el agua abandona el esqueleto sólido. Cuando el tiempo de consolidación es mucho menor que el tiempo de propagación, las presiones intersticiales se disipan rápidamente y el comportamiento del material puede describirse como drenado. Como ejemplo, podemos mencionar los flujos granulares y los flujos de escombros que consisten en suelos con alta permeabilidad. En estos casos, el exceso de presión intersticial no se genera debido a la alta permeabilidad del suelo. El proceso de consolidación no ocurre durante la etapa de propagación. Los flujos de escombros, particularmente aquellos que se componen de suelos de alta permeabilidad, pueden analizarse mediante modelos de dos fases sin necesidad de considerar la presión intersticial. En este tipo de flujos, una ventaja de utilizar modelos bifásicos es su capacidad para simular el comportamiento fluido de la mezcla al pasar por el esqueleto sólido.



Fig. 4. a) Configuración inicial de los problemas de dam-break con el perfil de porosidad inicial. b-d) Perfiles de las alturas de deposición con sus perfiles de porosidad para los flujos de escombros que consisten en suelo de b) alta, c) media y d) baja permeabilidad.

En el segundo caso de suelos con permeabilidad media (Fig. 4-c), las fases todavía se mueven relativamente cerca unas de otras y una menor cantidad de fluido abandona el esqueleto sólido, siendo la escala de tiempo de disipación de la presión intersticial similar a la escala de tiempo de propagación. El caso intermedio requiere un modelado preciso de los cambios de presión intersticial en la mezcla ya que la presión intersticial persiste durante la propagación hasta que el flujo de escombros alcanza la zona de depósito. Por lo tanto, el modelado cuantitativo de la evolución espacio-temporal del exceso de presión intersticial es fundamental para evaluar estos casos. Además, las fases sólida y fluida de la mezcla pueden tener diferentes velocidades. En consecuencia, se debe aplicar el modelado de dos fases para considerar las velocidades de las fases sólida y fluida y su interacción mutua.

En el caso de baja permeabilidad (Fig. 4-d), las velocidades de ambas fases están muy cerca una de la otra y la porosidad permanece constante durante la propagación y el tiempo de consolidación es mucho mayor que el tiempo de propagación, por lo que el comportamiento se describe como "no drenado", como lo es un flujo de lodos con un alto contenido de agua.

4. CASO REAL: AVALANCHA DE ROCAS ACHERON

La avalancha de roca Acheron ocurrió en Canterbury, Nueva Zelanda, aproximadamente hace 1100 años AP (Smith et al. 2006) según el análisis de datación por radiocarbono. En la Fig. 5, se muestra la descripción general de la avalancha de rocas Acheron.



Fig. 5. (a) Una vista general del área de inicio, (b) zona de tránsito y depósito y (c) su ubicación (mapa de Google).

El análisis numérico se realizó utilizando un Modelo Digital de Terreno de 10 $m \times 10 m$. se estima que alrededor de 6,4 millones de m^3 de masa rocosa con una altura máxima de liberación de 78,5 m transitando ladera abajo por 3,5 km desde su zona de inicio, cuya dirección se estimó en18° sureste. La validación de los códigos numéricos se basa en la disponibilidad de información confiable, incluido las zonas tránsito y de depósito.

La avalancha de roca Acheron ha sido analizada por Mergili et al. (2017) y Tayebi et al. (2021) usando los códigos r.avaflow y Geoflow-SPH, respectivamente. En la presente investigación, se utilizan los mismos parámetros retrocalculados para simular la avalancha de rocas. Las densidades de partículas sólidas y fluidas se han tomado como $\rho_s = 2700 \text{ kg/m}^3$ y $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$, respectivamente, y una porosidad inicial de 0.2, para la que la densidad de la mezcla es $\rho = 2350 \text{ kg/m}^3$.

El modelo de simulación se basa en el modelo reológico de Voellmy realizado con un ángulo de fricción basal de 17°. En cuanto a los parámetros de consolidación, la velocidad terminal (V_T) de 0.01 m/s y la rigidez de la mezcla (k_v) de 4 × 10⁸ N/m^2 se consideran, asumiendo que la avalancha de rocas consiste en partículas de alta permeabilidad.

En la Fig. 6, se presenta el mapa y el modelo digital de elevación donde se muestra la trayectoria de la avalancha de rocas y las posiciones del flujo de masa producido por el modelo desarrollado en diferentes pasos de tiempo. Los tiempos de propagación y consolidación son 100s y 40s, respectivamente, lo que indica que la presión del agua intersticial se disipa más rápidamente siendo correspondiente a casos compuestos por suelos de alta permeabilidad. El modelo propuesto reprodujo

con éxito la forma de la zona de depósito y la distancia viaje de la avalancha de rocas.





5 CONCLUSIONES

En este artículo, se ha ampliado el modelo matemático de dos fases integrado en profundidad para considerar la interacción entre fases con mayor precisión ya que se tuvieron en cuenta tres aspectos físicos esenciales: la permeabilidad del suelo, la variación de la porosidad y la fuerza de arrastre. En el modelo presentado, (i) la permeabilidad del suelo es un parámetro clave para describir las evoluciones espacio-temporales de la presión del agua intersticial, (ii) la variación de porosidad implementada en ambas ecuaciones de momento lineal y consolidación juega un papel importante, y (iii) la nueva formulación de velocidad de arrastre facilita el cálculo de las velocidades de ambas fases.

Se modelaron diferentes ejemplos de dam-break para estudiar el comportamiento dinámico de la propagación del flujo de escombros con diferentes permeabilidades de suelo. En los ejercicios presentados se han probado las nuevas formulaciones y la ley de interacción entre ambas fases. En el modelo desarrollado se puede visualizar cómo la fase de líquido intersticial y el esqueleto sólido se mueven uno respecto del otro. Los resultados indicaron que la distancia de recorrido se ve fuertemente afectada por la evolución espacio-temporal del exceso de presión intersticial, que depende de la

permeabilidad del suelo.

El modelo desarrollado se usó más tarde para simular la avalancha de roca Acheron que ocurrió en Nueva Zelanda en la historia antigua. Los resultados numéricos se compararon con los datos de campo y evidencia que el modelo es capaz de reproducir la distancia de recorrido y la forma de la zona de depósito identificada in situ.

Los resultados obtenidos con el modelo desarrollado fueron satisfactorios y mostraron el potencial de la herramienta desarrollada. Las simulaciones revelaron que este enfoque es adecuado para deslizamientos de tierra rápidos en los que las partículas sólidas y el fluido de los poros pueden tener diferentes velocidades. El modelo puede incluir velocidades de fases sólidas y fluidas y la interacción entre ellas.

RECONOCIMIENTO

Los autores agradecen el apoyo económico brindado por el Ministerio español MINECO bajo el proyecto P-LAND (PID2019-105630GB-I00).

REFERENCIAS

- Anderson, T. B., and R. Jackson. 1967. "Fluid Mechanical Description of Fluidized Beds. Equations of Motion." *Industrial & Engineering Chemistry Fundamentals* 6 (4): 527–39. https://doi.org/10.1021/i160024a007.
- Bui, Ha H., K. Sako, and R. Fukagawa. 2007. "Numerical Simulation of Soil–Water Interaction Using Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) Method." *Journal of Terramechanics* 44 (5): 339–46. https://doi.org/10.1016/j.jterra.2007.10.003.
- Cascini, L., S. Cuomo, M. Pastor, and I. Rendina. 2016. "SPH-FDM Propagation and Pore Water Pressure Modelling for Debris Flows in Flume Tests." *Engineering Geology* 213 (November): 74–83. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.08.007.
- Cuomo, Sabatino, Manuel Pastor, Vittoria Capobianco, and Leonardo Cascini. 2016. "Modelling the Space–Time Evolution of Bed Entrainment for Flow-like Landslides." *Engineering Geology* 212 (September): 10–20. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.07.011.
- Gingold, R. A., and J. J. Monaghan. 1977. "Smoothed Particle Hydrodynamics Theory and Application to Non-Spherical Stars." *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society* 181: 375–89. https://doi.org/10.1093/mnras/181.3.375.
- Iverson, R. M., and R. P. Denlinger. 2001. "Flow of Variably Fluidized Granular Masses across Three-Dimensional Terrain: 1. Coulomb Mixture Theory." *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* 106 (B1): 537–52. https://doi.org/10.1029/2000JB900329.
- Li, S., and W. K. Liu. 2004. *Meshfree Particle Methods*. 1st ed. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-540-71471-2.
- Liu, G R, and M. B. Liu. 2003. Smoothed Particle Hydrodynamics: A Meshfree Particle Method. WORLD SCIENTIFIC. https://doi.org/10.1142/5340.
- Lucy, L. B. 1977. "A Numerical Approach to the Testing of the Fission Hypothesis." *Astronomical Journal* 82: 1013–24. https://doi.org/10.1086/112164.
- McDougall, S., and O. Hungr. 2004. "A Model for the Analysis of Rapid Landslide Motion across Three-Dimensional Terrain." *Canadian Geotechnical Journal* 41 (6): 1084–97. https://doi.org/10.1139/t04-052.
- Mergili, M., J. Fischer, J. Krenn, and S.P. Pudasaini. 2017. "R.Avaflow v1, an Advanced Open-Source Computational Framework for the Propagation and Interaction of Two-Phase Mass Flows." *Geoscientific Model Development* 10 (2): 553–69. https://doi.org/10.5194/gmd-10-553-2017.
- Pastor, M., M. Quecedo, J. A. Merodo, M. I. Herrores, E. Gonzalez, and P. Mira. 2002. "Modelling Tailings Dams and Mine Waste Dumps Failures." *Géotechnique* 52 (8): 579–91. https://doi.org/10.1680/geot.2002.52.8.579.

- Pastor, M., A. Yague, M. M. Stickle, D. Manzanal, and P. Mira. 2018. "A Two-Phase SPH Model for Debris Flow Propagation." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 42 (3): 418–48. https://doi.org/10.1002/nag.2748.
- Pastor, Manuel, Saeid M. Tayyebi, Miguel M. Stickle, Ángel Yagüe, Miguel Molinos, Pedro Navas, and Diego Manzanal. 2021. "A Depth Integrated, Coupled, Two-Phase Model for Debris Flow Propagation." *Acta Geotechnica* 16 (8): 2409–33. https://doi.org/10.1007/s11440-020-01114-4.
- Pitman, E. B., and L. Le. 2005. "A Two-Fluid Model for Avalanche and Debris Flows." *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* 363 (1832): 1573–1601. https://doi.org/10.1098/rsta.2005.1596.
- Pudasaini, Shiva P. 2012. "A General Two-Phase Debris Flow Model." *Journal of Geophysical Research: Earth Surface* 117 (F3): F03010. https://doi.org/10.1029/2011JF002186.
- Rodriguez-Paz, M., and J. Bonet. 2005. "A Corrected Smooth Particle Hydrodynamics Formulation of the Shallow-Water Equations." *Computers & Structures* 83 (17–18): 1396–1410. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.11.025.
- Savage, S. B., and K. Hutter. 1989. "The Motion of a Finite Mass of Granular Material down a Rough Incline." J. Fluid Mech. 199: 177 – 215.1991. "The Dynamics of Avalanches of Granular Materials from Initiation to Runout. Part I: Analysis." Acta Mechanica 86 (1–4): 201–23. https://doi.org/10.1007/BF01175958.
- Smith, G. M., T. R. Davies, M. J. McSaveney, and D. H. Bell. 2006. "The Acheron Rock Avalanche, Canterbury, New Zealand—Morphology and Dynamics." *Landslides* 3 (1): 62–72. https://doi.org/10.1007/s10346-005-0012-1.
- Tayebi, S. A. M., S. M. Tayyebi, and M. Pastor. 2021. "Depth-Integrated Two-Phase Modeling of Two Real Cases: A Comparison between r.Avaflow and GeoFlow-SPH Codes." *Applied Sciences* 11 (12): 5751. https://doi.org/10.3390/app11125751.
- Tayyebi, S. M., M. Pastor, and M. Stickle. 2021. "Two-Phase SPH Numerical Study of Pore-Water Pressure Effect on Debris Flows Mobility: Yu Tung Debris Flow." *Computers and Geotechnics* 132 (April): 103973. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103973.
- Tayyebi, Saeid M., Manuel Pastor, Miguel M. Stickle, Ángel Yagüe, Diego Manzanal, Miguel Molinos, and Pedro Navas. 2022. "Two-Phase SPH Modelling of a Real Debris Avalanche and Analysis of Its Impact on Bottom Drainage Screens." *Landslides* 19 (2): 421–35. https://doi.org/10.1007/s10346-021-01772-9.
- Tayyebi, Saeid Moussavi, Manuel Pastor, Miguel Martin Stickle, Ángel Yagüe, Diego Manzanal, Miguel Molinos, and Pedro Navas. 2022. "SPH Numerical Modelling of Landslide Movements as Coupled Two-Phase Flows with a New Solution for the Interaction Term." *European Journal of Mechanics - B/Fluids* 96 (June): 1–14. https://doi.org/10.1016/j.euromechflu.2022.06.002.
- Zienkiewicz, O. C., and T. Shiomi. 1984. "Dynamic Behaviour of Saturated Porous Media; The Generalized Biot Formulation and Its Numerical Solution." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 8 (1): 71–96. https://doi.org/10.1002/nag.1610080106.

SIMULACIÓN NUMÉRICA DE DESLIZAMIENTOS TIPO FLUJO INDUCIDOS POR LICUEFACCIÓN

Gaia Di Carluccio^(1,2) y Núria Pinyol^(1,2)

⁽¹⁾ Departamento de Ingeniería civil y Ambiental Universitat Politècnica de Catalunya

⁽²⁾ Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)

gaia.di.carluccio@upc.edu nuria.pinyol@upc.edu

RESUMEN

Los deslizamientos de tierras tipo flujo se caracterizan por recorrer grandes distancias y alcanzar grandes velocidades. La simulación numérica de este tipo de problemas que involucran la dinámica de suelo saturado y no saturado, licuefacción y grandes deformaciones es, en la actualidad, un desafio. En este trabajo se presenta un análisis numérico para simular deslizamientos de tipo flujo inducidos por licuefacción estática durante el movimiento. Para ello se elige el método del punto material (MPM) que permite simular problemas de grandes deformaciones y desplazamientos sin las limitaciones del método de los elementos finitos estándar extensamente utilizado en la práctica. La licuefacción se modela mediante un modelo constitutivo avanzado capaz de simular este proceso bajo cargas estáticas y dinámicas implementado en un código MPM. Los desarrollos llevados a cabo se aplican a la simulación de un deslizamiento ocurrido en Catalunya. La comparación de los resultados bajo otras hipótesis confirma la necesidad de adoptar un modelo constitutivo capaz de simular la pérdida de resistencia del material durante el movimiento hasta valores significativamente bajos, típicamente asociados a procesos de licuefacción, para poder explicar el alcance del deslizamiento observado.

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los fenómenos causantes de los deslizamientos de tierras de tipo flujo es la generación de presión intersticial durante la etapa posterior a la rotura y la consecuente reducción de la resistencia. Este comportamiento se observa comúnmente en el caso de suelos saturados y no saturados relativamente poco densos que presentan un comportamiento contractante. Otros factores como la geometría del deslizamiento o el estado de saturación inicial también determinan el movimiento del volumen de masa inestable.

La dificultad en simular este tipo de problemas recae en diferentes cuestiones: las limitaciones de los métodos numéricos y modelos constitutivos para modelar procesos dinámicos con grandes deformaciones y desplazamientos; las complejas y variables características cinemáticas durante la fase de rotura y de propagación de la masa movilizada que exhibe un comportamiento de transición entre sólido y fluido; y la identificación de las causas desencadenantes. Entre los métodos numéricos disponibles en literatura, el método del punto material (MPM) (Sulsky *et al.*

1994, 1995) presenta ventajas en la modelación de este tipo de problemas porque permite simular grandes desplazamientos y deformaciones y permite, de manera relativamente sencilla, considerar modelos constitutivos de suelo dependientes de variables de historia.

El objetivo de este trabajo es simular el proceso dinámico de deslizamientos de tipo flujo inducidos por licuefacción estática desde el desencadenamiento de la rotura, su evolución y hasta su deposición final. Para ello, se utiliza el MPM y en concreto el programa Anura3D (www.anura3d.com). Se trata de un código libre programado en FORTRAN y desarrollado por la "MPM Research Community", comunidad constituida por universidades y centros de investigación internacionales. La comunidad trabaja con el objetivo común de avanzar el estado del arte de la modelación numérica de problemas de grandes deformaciónes e de la interacción entre suelo-aguaestructura en el marco del MPM. El código fuente se pone a disposición a través de la plataforma GitHub (https://github.com/Anura3D/Anura3D OpenSource) y puede ser distribuido y/o modificado bajo la GNU Lesser General Public License. Para realizar una simulación numérica con Anura3D se requiere la creación de datos de entrada que pueden ser generados con el programa de pre- y postprocesamiento GiD (https://www.gidhome.com/). Para ello, además del código fuente, se distribuye los archivos requeridos para el uso específico de GiD en Anura3D. Una vez ejecutado el cálculo, los visualizar resultados se pueden con el programa de código libre ParaView (https://www.paraview.org/) o con el mismo GiD.

Con el fin de simular el proceso de licuefacción de la masa movilizada durante el deslizamiento existen diferentes tipos de modelos constitutivo. Se citan como ejemplo el modelo de plasticidad multi-superficie (Prevost, 1977, 1978), la plasticidad generalizada (Pastor *et al.*, 1990), el Nor-Sand (Jefferies, 1993); el UBCSAND (Beaty y Byrne, 1998) y el SANISAND (Taiebat y Dafalias, 2008). En concreto, se elige en este trabajo, el modelo Ta-Ger (Tasiopoulou y Gerolymos, 2016a, 2016b) capaz de reproducir el potencial de licuefacción de suelos en condiciones estáticas y dinámicas. Los aspectos más relevantes de este modelo se describen en §4.

Una vez implementado y validado el modelo Ta-Ger en Anura3D, se analiza el caso de un deslizamiento inspirado en un caso real ocurrido en Val d'Aran (Cataluña, España). A continuación, se describe el caso y, posteriormente, su modelización numérica en 2 dimensiones y en MPM. Con el objetivo de presentar un análisis comparativo y destacar la importancia del modelo constitutivo elegido, se modela el caso para dos modelos constitutivos distintos: Mohr-Coulomb con reblandecimiento y el modelo Ta-Ger. En el primer caso, se tiene en cuenta un ablandamiento del comportamiento del suelo con las deformaciones de corte. Sin embargo, no se incluye la pérdida de resistencia debido a la propagación de las presiones intersticiales por la tendencia del suelo a contraer, aspecto que se analiza en la segunda simulación con el modelo Ta-Ger.

2. DESCRIPCIÓN DEL DESLIZAMIENTO ESTUDIADO

Se trata de un deslizamiento de tierra tipo flujo que ocurrió el 11 de mayo de 2018 en Val d'Arán (Cataluña, España) después de un período de lluvias significativas (Figura 1a) (Perdices, 2019). El escarpe superior se encuentra a 1380 m.s.n.m., a 150 m de altura desde el lecho del río Valarties. El deslizamiento involucró un volumen estimado de 50.000 m³ de material glaciar y coluvial, lo que lo convierte en el mayor derrumbe de talud registrado en el sur de los Pirineos en las últimas décadas. No se produjeron daños importantes, pero un camino secundario se cubrió de sedimentos y fue afectado el suministro de agua de los pueblos río abajo.

Aunque se desconoce la evolución del nivel freático y de las presiones intersticiales previas a la rotura, una de las hipótesis que podría explicar su desencadenamiento es el aumento de presión intersticial en la parte superior de la ladera debido a la presencia de una fuente kárstica. Observaciones de campo sugieren que la superficie de rotura se desarrolló en el contacto con el sustrato rocoso como se muestra en la Figura 1b donde aparece su afloramiento. El material movilizado se transformó rápidamente en un movimiento similar al de un flujo e incorporó suelo adicional recorriendo unos

280 m hasta el fondo del valle y ascendiendo unos 80 m por la ladera opuesta (Institut Cartogràfic I Geològic De Catalunya, 2018). El potencial a la licuefacción del material involucrado en la rotura, puede explicar este mecanismo. Si el suelo exhibe un comportamiento contractante, la generación de un exceso de presión intersticial durante el movimiento se asocia a una disminución de la tensión efectiva, lo que afecta la velocidad y el comportamiento en la fase posterior a la rotura.



(b)

Figura 1. (a) Vista frontal del deslizamiento (cortesía del Conselh Generau d'Aran); (b) afloramiento del sustrato rocoso (salida de campo del 03/11/2021.)

3. EL METODO DEL PUNTO MATERIAL

El MPM fue desarrollado para modelar la dinámica de fluidos por Harlow *et al.* (1964) y luego extendido a materiales dependientes de variables de historia por Sulsky *et al.* (1994) y Sulsky *et al.* (1995). El método discretiza el medio continuo en un conjunto de puntos materiales lagrangianos que pueden moverse con el material a través de una malla computacional que permanece fija durante el cálculo. Cada punto material representa una porción del dominio y lleva toda la información del material mientras que las ecuaciones de gobierno se resuelven en los nodos de la malla computacional

(Figura 2). Esta doble discretización permite simular grandes desplazamientos y deformaciones sin problemas debidos a la distorsión de la malla, como ocurre en los elementos finitos. Los cálculos realizados en este artículo se han llevado a cabo en el software de código libre Anura3D (www.anura3d.com).

En este trabajo, los suelos saturados y parcialmente saturados se discretizan mediante un único conjunto de puntos materiales y se utiliza la formulación presentada en Ceccato *et al.* (2021) (2 fases -1 punto con efecto de la succión) que permite resolver problemas no saturados sin incluir explícitamente la fase gaseosa: se desprecia la ecuación de balance de masa del gas y se supone que la presión del gas permanece constante.

Los cálculos se realizan utilizando la integración mixta MPM (Zabala y Alonso, 2011; Al-Kafaji, 2013) para controlar las inestabilidades numéricas cuando los puntos materiales cruzan los límites de los elementos. El amortiguamiento artificial propuesto por Cundall (1987) se incluye en el cálculo para simular la disipación de energía natural debido a la fricción interna en el material durante el análisis dinámico y para acelerar la convergencia en etapas de cálculo cuasi estático. MPM puede sufrir de bloqueo cinemático que consiste en la acumulación de rigidez ficticia debido a la incapacidad de un elemento para deformarse correctamente cuando está restringido por elementos vecinos. En este trabajo, para limitar este problema se utiliza la Discretización Nodal Mixta propuesta por Detournay y Dzik (2006), que consiste en suavizar las deformaciones volumétricas sobre las celdas vecinas.



Figura 2. Esquema de discretización. Nodos de la malla computacional y puntos material.

4. MODELO CONSTITUTIVO TA-GER

El modelo constitutivo Ta-Ger fue desarrollado por Tasiopoulou y Gerolymos (2016a, b) con el objetivo de reproducir la licuefacción del suelo bajo carga estática y dinámica. El modelo se basa en la teoría del estado crítico y en una reformulación de la perfecta elastoplasticidad que atribuye características de endurecimiento/ablandamiento a sus capacidades. La calibración de los parámetros del modelo se puede realizar a partir de datos de ensayos de laboratorio convencionales drenados y no drenados según el procedimiento propuesto en Tasiopoulou y Gerolymos (2016b).

El Ta-Ger muestra ventajas en la implementación numérica ya que el número de parámetros se reduce al mínimo al incorporar el estado inicial del suelo a través del índice de dilatancia relativa I_r (Bolton 1986) que depende de la densidad relativa D_r , la presión de confinamiento p' y dos parámetros de ajuste Q y R:

$$I_r = D_r(Q - \ln(p')) - R \tag{1}$$

Este parámetro define el potencial de licuefacción del suelo ya que asume valores negativos o positivos según que el comportamiento sea contractante $(I_r < 0)$ o dilatante $(I_r > 0)$ y es igual a cero en condiciones de estado crítico.

El Ta-Ger se ha implementado en el software de código libre Anura3D como un modelo externo en el formato UMAT (Bienen *et al.*, 2014).

5. MODELO NUMÉRICO

La geometría del problema y la malla computacional se muestran en la Figura 3. La malla computacional se compone de elementos triangulares con tamaño minino de 2.5 m. En la configuración inicial se distribuyen tres puntos materiales en cada elemento en la posición de los puntos de Gauss. Se aplican condiciones de contorno para las fases sólida y líquida en los límites izquierdo y derecho para restringir los desplazamientos horizontales; en la parte superior del modelo para restringir los verticales y en la parte inferior donde no se permiten desplazamientos.

En el modelo se definen dos materiales: el lecho rocoso que se modela como elástico lineal ya que no está involucrado en la rotura y el material que forma el talud. En una primera simulación este material se describe con un modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb con reblandecimiento. En la segunda, se adopta el modelo Ta-Ger para incluir el potencial a la licuefacción del material y la pérdida de resistencia debido al aumento de la presión intersticial en la fase posterior a la rotura. En ambos casos, la conductividad hidráulica del suelo se asume igual a 10⁻³ m/s.

Las simulaciones numéricas empiezan de la condición crítica de estabilidad del talud. Esto se calcula mediante un análisis de equilibrio límite que proporciona la profundidad del nivel freático correspondiente a un factor de seguridad igual a 1. La distribución inicial de presiones intersticiales se supone hidrostática por debajo del nivel freático crítico y la succión por encima varía linealmente siguiendo el mismo gradiente hidrostático. La distribución de tensiones inicial resulta de un cálculo casi estático que parte de una distribución de tensiones de prueba calculada mediante un procedimiento K_0 . En esta etapa se aplica un coeficiente de amortiguamiento local de 0.75. En una segunda etapa de cálculo, se aplica un exceso de presión intersticial p_w en la parte superior del talud (Figura 3) para desencadenar la rotura y se reduce el coeficiente de amortiguamiento local a 0.05.



Figura 3. Malla computacional, materiales, nivel freático crítico y condición de contorno hidráulica aplicada para desencadenar la rotura (p_w) .

6. **RESULTADOS**

Mohr-Coulomb con reblandecimiento

Como primera aproximación, se realiza una simulación MPM en la cual el suelo que forma el talud se describe con un modelo de Mohr-Coulomb con reblandecimiento por deformación. La idea es de comprobar, en ausencia de licuefacción, el efecto de una deformación que ablanda el comportamiento del suelo dando lugar a un fenómeno de rotura progresiva y a la aceleración de una masa crítica de suelo.

Los parámetros del modelo seleccionados se resumen en la Tabla 1. El ángulo de fricción residual de 34º procede de los datos de pruebas de corte anular y se considera un ángulo de fricción de pico de 37º, que podría aceptarse para el suelo intacto. El reblandecimiento se simula reduciendo los parámetros de resistencia efectivos con la deformación plástica equivalente acumulada. Siguiendo la hipótesis asumida anteriormente, se impone la posición del nivel freático para simular un estado de equilibrio límite antes de la etapa de desencadenamiento de la rotura. Para el ángulo de pico de 37º, el nivel freático crítico se encuentra a una profundidad de 10 m con respecto a la superficie del talud.

| Parámetro | Símbolo | Unidad | Valor |
|-----------------------------|----------------|--------|-------|
| Porosidad inicial | n | - | 0.45 |
| Módulo de Young | Ε | kPa | 10000 |
| Coeficiente de Poisson | ν | - | 0.15 |
| Angulo de fricción de pico | ϕ'_{pico} | 0 | 37 |
| Angulo de fricción residual | ϕ'_{res} | 0 | 34 |
| Cohesión de pico | c'_{pico} | kPa | 0 |
| Cohesión residual | c'_{res} | kPa | 0 |
| Factor de forma | β | - | 100 |

Tabla 1. Parámetros del modelo Mohr-Coulomb con reblandecimiento.

Los resultados (Figura 4) muestran que, al introducir el comportamiento de reblandecimiento del suelo, lo grandes desplazamiento y el mecanismo de flujo observados no se pueden reproducir con un modelo de Mohr-Coulomb. La masa inestable se desplaza moderadamente y permanece en la parte superior del talud.



Figura 4. Desplazamientos totales calculados utilizando el modelo Mohr-Coulomb con reblandecimiento.

Ta-Ger

Para caracterizar el suelo movilizado con el modelo Ta-Ger, se simulan ensayos de compresión triaxial no drenados para muestras consolidadas isotrópicamente a diferentes tensiones de confinamiento p' (50, 100 and 250 kPa) y una densidad relativa muy baja $D_r = 0.05\%$ que corresponde a índices de dilatancia relativa inicial $I_{r0} < 0$. Los parámetros del modelo adoptados se resumen en la Tabla 2 y los resultados de las simulaciones se muestran en la Figura 5.

Los resultados muestran la ocurrencia de la licuefacción estática del suelo debido a su comportamiento contractante ($I_r < 0$) que en condiciones no drenadas se traduce en un incremento de las presiones intersticiales positivas y una disminución de las tensiones efectivas.

| Símbolo | Unidad | Valor | Notas |
|-----------------|--------|----------------------------------|--------------------------------------|
| D _{r0} | % | 0.5 | Densidad relativa inicial |
| Q | - | 8.5 | Derémetres de Polton (1086) |
| R | - | 1 | Farametros de Bolton (1980). |
| G_0 | - | 1500 | Parámetro del módulo de corte |
| т | - | 0.33 | Exponente del módulo de corte |
| ν | - | 0.15 | Coeficiente de Poisson |
| ϕ_{cs} | o | 34 | Angulo de fricción de estado critico |
| ϕ_{s0} | 0 | $\phi_{s0}=1.1\phi_{cs}+5I_{r0}$ | Angulo de fricción inicial |
| С | - | $c = 6 + I_{r0}$ | Coeficiente del modelo |
| n | - | $0.4D_{r0} + 0.14$ | Exponente de endurecimiento |

Tabla 2. Parámetros del modelo Ta-Ger adoptados en las simulaciones.



Figura 5. Simulaciones de ensayos de compresión triaxial saturados y no drenados a diferentes tensiones de confinamiento. a) Curva de tensión-deformación desviadoras; (b) trayectoria tensional en el plan triaxial p' - q.

Una vez caracterizado el material, se define la posición inicial del nivel freático correspondiente a la condición crítica de estabilidad del talud. El análisis de equilibrio límite se realiza para un ángulo de fricción de 34° y cohesión nula. La profundidad del nivel freático resultante de este cálculo es de 11.5 m con respecto a la superficie del talud. La Figura 6 muestra los resultados en términos de desplazamiento acumulados al final de la simulación MPM.

Se observa que, al incluir la susceptibilidad a la licuefacción del suelo los desplazamientos calculados son notablemente mayores respecto al caso anterior. Cuando la densidad relativa y la tensión de confinamiento son tales que $I_r < 0$ (Ecuación 1), el comportamiento del suelo es contractante y la generación de exceso de presión intersticial durante el movimiento produce una disminución de la resistencia capaz de desarrollar el mecanismo de transición de deslizamiento a flujo.

Sin embargo, el recorrido final calculado es menor que lo observado. Varios son los aspectos que pueden explicar esta discrepancia: (1) las incertidumbres sobre el desencadenamiento real del deslizamiento; (2) una afluencia lateral de suelo que incrementó el volumen de suelo inestable; (3) la rápida disipación del exceso de presión intersticial debido al uso de un valor de permeabilidad del

suelo mayor que la real.



Figura 6. Desplazamientos totales calculados utilizando el modelo Ta-Ger.

7. CONCLUSIONES

Los deslizamientos de tierras tipo flujo están caracterizados por grandes desplazamientos y velocidades como resultado de un mecanismo de transición entre sólido y fluido de la masa movilizada. La susceptibilidad a la licuefacción del suelo involucrado es uno de los factores que pueden generar este tipo de fenómeno.

Este trabajo presenta la modelización de deslizamientos tipo flujo mediante el método del punto material y un modelo constitutivo desarrollado para reproducir el proceso de licuefacción estática.

La importancia de adoptar un modelo constitutivo avanzado se ha confirmado con los resultados de una simulación en la que se ha descrito el suelo con un modelo de Mohr-Coulomb con reblandecimiento por deformación. En este caso, no se puede reproducir la perdida de resistencia debido a la propagación de las presiones intersticiales en la etapa posterior a la rotura y los grandes desplazamientos resultantes.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo financiero a CIMNE proporcionada por el programa CERCA/ Generalitat de Catalunya, la asistencia de la comunidad de investigación MPM y el equipo de desarrollo de software de Anura3D.

El segundo autor, profesor Agregado Serra Húnter, agradece la financiación del Departament de Recerca i Universitats de la Generalitat de Catalunya.

Esta publicación es parte del proyecto de I+D+i RTI2018-097365-B- financiado por MCIN/ AEI/10.13039/501100011033, "FEDER Una manera de hacer Europa".

REFERENCIAS

- Al-Kafaji, I. K. J., 2013. Formulation of a Dynamic Material Point Method (MPM) for Geomechanical Problems. PhD Thesis, Universität Stuttgart, Germany.
- Beaty, M. & Byrne, P. M., 1998. An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, ASCE Geotechnical Special Publication. ASCE*, pp. 766–777.
- Bienen, B., Stanier, S., Vulpe, C. & Mašín, D., 2014. *Interface enabling constitutive models coded as user materials to be employed in explicit analysis*. Research Report.
- Bishop, AW., 1959. The Principle of Effective Stress. Teknisk Ukeblad, 106 (39): 859-63.
- Bolton, M. D., 1986. The strength and dilatancy of sands. *Gèotechnique*, 36(1): 65–78.
- Ceccato, F., Yerro, A., Girardi, V. & Simonini, P., 2021. Two-Phase Dynamic MPM Formulation for

Unsaturated Soil. Computers and Geotechnics 129. Elsevier Ltd.

- Cundall, P. A., 1987. Distinct element models of rock and soil structure. *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*, 4: 129–163.
- Detournay, C. & Dzik, E., 2006. Nodal mixed discretization for tetrahedral elements. In 4th international FLAC symposium, numerical modeling in geomechanics. Minnesota Itasca Consulting Group, Inc. Paper, Number 07-02.
- Harlow, F. H., Ellison, M. A. & Reid, J. H., 1964. The Particle-in-Cell Computing Method for Fluid Dynamics. *Methods in Computational Physics*, 3 (3): 319–43.
- Institut Cartogràfic I Geològic De Catalunya, 2018. Nota tècnica de la visita realitzada al flux ocorregut a «Era Abelha» de la val de Valarties, Arties, Val d'Aran.
- Jefferies, M. G., 1993. Nor-Sand: a simple critical state model for sand. Géotechnique, 43(1): 91-103.
- Pastor, M., Zienkiewicz, O. C. & Chan, A. H. C., 1990. Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 14: 151–190.
- Perdices, P., 2019. Análisis de un deslizamiento en el Valle de Arán y simulación mediante el método del punto material. Trabajo Final de Máster, Universitat Politècnica de Catalunya.
- Prevost, J. H., 1977. Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. doi: 10.1002/nag.1610010206.
- Prevost, J. H., 1978. Anisotropic undrained stress-strain behavior of clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 104(8): 1075–1090.
- Sulsky, D., Chen, Z. & Schreyer, H. L., 1994. A Particle Method for History-Dependent Materials. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 118 (1–2): 179–96. https://doi.org/10.1016/0045-7825 (94)90112-0.
- Sulsky, D., Zhou, S. & Schreyer, H. L., 1995. Application of a Particle-in-Cell Method to Solid Mechanics. *Computer Physics Communications*, 87: 236–52.
- Taiebat, M. & Dafalias, Y. F., 2008. SANISAND: Simple anisotropic sand plasticity model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32, pp. 915–948. doi: 10.1002/nag.651.
- Tasiopoulou, P., & Gerolymos, N., 2016a. Constitutive Modelling of Sand: Formulation of a New Plasticity Approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 82: 205–221.
- Tasiopoulou, P., & Gerolymos, N., 2016b. Constitutive Modelling of Sand: A Progressive Calibration Procedure Accounting for Intrinsic and Stress-Induced Anisotropy. *Géotechnique*, 66 (9): 754–770.
- Zabala, F. & Alonso, E. E., 2011. Progressive failure of Aznalcóllar dam using the material point method. *Géotechnique*, 61(9): 795–808.

SOLUCIÓN ANALÍTICA DE PANTALLA ANCLADA INCORPORANDO UN MODELO CONSTITUTIVO DE FLUENCIA EN EL TERRENO

Natalia S. Montero-Cubillo ⁽¹⁾, Rubén A. Galindo ⁽²⁾, Alcibíades Serrano ⁽²⁾ y Claudio Olalla ⁽²⁾

⁽¹⁾Laboratorio de Geotecnia Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, CEDEX natalia.montero@cedex.es

⁽²⁾ Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

Se propone un nuevo modelo analítico de interacción suelo-estructura para terrenos con fluencia que permite obtener la evolución de la carga en el anclaje con el tiempo, así como las deformaciones por fluencia asociadas. Mediante la incorporación de un modelo de fluencia en las ecuaciones constitutivas del suelo, así como hipótesis de asiento en superficie y en profundidad, en un semiespacio elástico, se obtiene la solución completa del problema de contorno. El problema teórico se ha resuelto para una losa anclada verticalmente al terreno y para una pantalla anclada situada en Escocia, incorporando al conjunto la rigidez de este nuevo elemento, factor clave en la pérdida de carga en el anclaje. Para validar el modelo analítico se lleva a cabo un contraste con un modelo en diferencias finitas. Las predicciones realizadas a partir de los respectivos modelos numéricos y analíticos muestran un buen ajuste.

1. INTRODUCCIÓN

Una de las principales incógnitas asociadas al diseño y cálculo de estructuras de contención se encuentra relacionada con el comportamiento de los anclajes a lo largo de toda su vida útil. Los fenómenos de fluencia asociados, por un lado, al terreno y por otro, a la inyección y los elementos que materializan dicho anclaje en el propio terreno, son los principales responsables de una disminución de las propiedades resistentes del anclaje en el tiempo. Disponer de un modelo constitutivo de fluencia en el problema de interacción suelo-estructura permite optimizar el diseño que en muchas ocasiones predice mayores deformaciones por fluencia de las que realmente ocurren (Ostermayer, 1975).

Un terreno sujeto a una carga constante en el tiempo, se deformará, y la magnitud de esa deformación difiere en función de las propiedades que definen su estructura. Existen numerosos modelos empleados para caracterizar el comportamiento evolutivo de los suelos, es decir, la variación de sus propiedades geomecánicas con el tiempo. En mecánica del suelo, se pueden dividir los modelos constitutivos dependientes del tiempo según la siguiente clasificación (Liingard et al., 2004): 1) Modelos empíricos, 2) Modelos mecánicos, 3) Modelos ingenieriles, 4) Modelos hereditarios y; 5) Modelos generales tensión-deformación-tiempo.

La teoría y aplicación práctica sobre anclajes en suelos ha sido estudiada por múltiples autores (Ostermayer (1977), Hanna (1982), Bustamante (1980), Xanthakos (1991), Littlejohn (1992)). No obstante, el análisis de cómo trabajan conjuntamente todos los elementos estructurales con el suelo y como interaccionan entre ellos, durante su vida útil, ha sido muy poco estudiado. Gurinsky (1986, 2002) empleó los resultados de investigaciones experimentales con anclajes a gran escala en suelos arcillosos blandos para proponer un método de análisis que tuviera en cuenta la fluencia en estructuras ancladas incorporando, según un método no acoplado, la rigidez de la estructura anclada para estimar su influencia en la pérdida de carga en el anclaje. Por otro lado, Xie et al. (2017) se basaron en datos de deformación de anclajes en pozos de cimentación monitorizados para establecer la fluencia del suelo y la perdida de carga en los cables del anclaje pretensado.

Con esta investigación se introduce un nuevo modelo analítico de interacción suelo-estructura para terrenos con fluencia que permite obtener la evolución de la carga en el anclaje con el tiempo, así como sus deformaciones por fluencia asociadas. Este objetivo se alcanza mediante la combinación de las ecuaciones de movimiento de los distintos componentes del sistema (elemento estructural, anclaje y terreno), junto con un modelo constitutivo de fluencia del terreno. Es decir, por un lado, se estudia el problema de contorno específico y, por otro, se incorpora una variación de los parámetros del terreno convirtiéndolos en parámetros dependientes del tiempo. El modelo se implementa con datos reales de ensayos de campo y laboratorio, que permiten obtener los parámetros del terreno correspondientes al modelo reológico elegido. Por último, se aplica el modelo de interacción a un caso real de una obra instrumentada y se lleva a cabo un contraste entre el modelo analítico y un modelo representativo en diferencias finitas.

MODELO MATEMÁTICO PLANTEAMIENTO MECÁNICO

En la Figura 1 se puede apreciar un esquema del problema planteado y los diferentes tipos de comportamiento supuestos para cada elemento del modelo físico planteado. El desplazamiento en la cabeza de un anclaje (sometido a una carga constante) se produce como suma de los movimientos de los siguientes elementos: tirante (cables o barra), elemento estructural (viga de atado o losa), anclaje (bulbo) y terreno.



| ELEMENTO | COMPORTAMIENTO | |
|-----------------------|----------------|--|
| Viga de reacción/losa | Rígido | |
| Gato | Rígido | |
| Tirante | Elástico | |
| Terreno | Viscoelástico | |
| Anclaje | Elástico | |

Figura 1. Esquema de desplazamiento de los diferentes elementos del modelo de cálculo.

Para calcular el desplazamiento en cabeza del anclaje (δ) producido por una carga constante (P_0) actuando sobre dicho anclaje, es necesario evaluar cada una de las siguientes contribuciones: alargamiento tirante (ΔL), compresión del terreno por la losa (u_{pc}), levantamiento de la losa por la tracción en el anclaje desde el bulbo (u_{pt}) y el movimiento del tirante producido por el bulbo (u_A) debido a la tracción actuando en la cabeza de dicho bulbo (que es igual a la carga P_0). De esta manera se dispone de dos sistemas mecánicos trabajando simultáneamente: por un lado, el que influye sobre la losa, cuyo movimiento hacia el terreno (sentido negativo) es igual a $u_{pc} - u_{pt}$; y, por otro lado, el

que afecta al tirante, cuyo desplazamiento en el sentido de aplicación de la carga P_0 (sentido positivo) es $\Delta L + u_A$. Ambos sistemas tienen por consiguiente movimientos de sentido opuesto y, por tanto, situando los ejes de referencia en la cara superior de la losa puede obtenerse el movimiento relativo producido entre la losa y el tirante, δ (Figura 1). De esta manera, la ecuación que permite calcular el desplazamiento de la cabeza del anclaje respecto a la cara superior de la losa según el sentido definido como positivo es:

$$\delta = \Delta L + u_A + (u_{pc} - u_{pt}) \tag{1}$$

2.2. CÁLCULO INSTANTÁNEO

En el modelo planteado la aplicación de la carga constante sobre la cabeza del tirante produce un desplazamiento instantáneo y un movimiento diferido función de la ley constitutiva de fluencia considerada. En este apartado se describen las expresiones de cada una de las componentes que producen el desplazamiento instantáneo expresado por (1).

Alargamiento del tirante (Δ L)

Considerando un comportamiento elástico lineal en el tirante que constituye el anclaje, la ecuación de alargamiento del tirante (ΔL) es función de las características del tirante (módulo de elasticidad E_c , sección Ω_c y longitud inicial L) y de la carga de tracción (P_0), y tiene la siguiente expresión:

$$\Delta L = \frac{1}{E_c} \frac{L}{\Omega_c} P_0 \tag{2}$$

Desplazamiento de la losa por compresión del terreno por la carga del gato (u_{pc})

Si suponemos una losa rígida circular de radio b, se produce un desplazamiento del terreno constante a lo largo de toda su base, de manera que se puede utilizar la solución de Borowicka (1936) del asiento producido por una carga sobre un medio seminfinito. Por tanto, para un terreno elástico (coeficiente de Poisson v y módulo de corte G), el movimiento de la losa por compresión del terreno (u_{pc}) viene dado por la ecuación:

$$u_{pc} = \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)G} \left(\frac{P_0}{4b}\right) \tag{3}$$

Desplazamiento de la losa por la tracción desde el bulbo del anclaje (u_{pt})

Se produce un levantamiento de la losa debido a la tracción (P_0) que se transmite desde el bulbo del anclaje. Este movimiento se puede calcular con suficiente precisión como el valor medio correspondiente al volumen de levantamiento respecto a la superficie de apoyo de la losa.

El cálculo se puede hacer particularizado las ecuaciones de Mindlin (1936) en superficie (r, z = 0). Para un terreno elástico (ν, G) y las variables geométricas referidas en la Figura 2a, la ecuación de Mindlin para el levantamiento vertical de la losa tiene la siguiente expresión:

$$u_{pt} = P_0 \left(\frac{1 - \nu}{\pi a b^2 G} \int_{H}^{H+a} \frac{\tau(z) \varphi_{31}(z)}{\beta} dz + \frac{1}{2\pi a b^2 G} \int_{H}^{H+a} \frac{\tau(z) \varphi_{32}(z)}{\beta} dz \right)$$
(4)
$$\varphi_{31}(z) = \sqrt{b^2 + z^2} - z; \ \varphi_{32}(z) = z - \frac{z^2}{\sqrt{b^2 + z^2}}$$

donde, de forma general:

 $\tau(z)$ es la tensión de adherencia (función de la profundidad en el bulbo)

 β es la tensión de adherencia media ($\beta = \int_{H}^{H+a} \tau(z) dz/a$)

Si se considera una tensión de adherencia constante en todo el bulbo (β), (4) admite solución analítica

cerrada.



Figura 2. a) Esquema para la aplicación de las ecuaciones de Mindlin en superficie y b) Esquema de la aplicación de ecuaciones de Mindlin en el bulbo y en el eje r=0.

Desplazamiento del tirante producido por la carga en cabeza del bulbo (u_A)

El desplazamiento (u_A) en cabeza del bulbo (y por tanto del tirante) debido a la tracción P_0 transmitida a este, se puede calcular particularizando la solución de Mindlin (1936) a lo largo de la longitud anclada (r = 0) en la profundidad del bulbo $(z \in [H, H + a])$, según indica la Figura 2b. Sin embargo, la aplicación de una carga puntual a la profundidad z = H hace que la solución del movimiento (u_A) obtenido se haga singular. La singularidad se resuelve mediante integración de la ecuación de Mindlin para una carga repartida constante a una determinada profundidad actuando sobre una superficie anular (Justo, 1993):

$$u_A = \frac{P_0}{2\pi D^2 G(1-\nu)} \int_{H}^{H+a} [I'(r_e) - I'(r_i)] \, dz = \frac{P_0}{2\pi D^2 G(1-\nu)} I(r_i, r_e) \tag{5}$$

La expresión de la integral (denominada coeficiente de influencia, $I(r_i, r_e)$) correspondiente al área de integración de la corona circular donde se reparte la carga P_0 en la cabeza del bulbo ($r = r_e$, radio externo y $r = r_i$, radio interno) se puede calcular a partir de:

$$I'(r) = BR_1 - \frac{z_1^2}{R_1} + CR_2 - \frac{K}{R_2} - \frac{M}{R_2^3}$$
(6)

donde,

$$z_1 = z - H$$

$$R_1 = \sqrt{(z - H)^2 + r^2}; R_2 = \sqrt{(z + H)^2 + r^2}$$

$$M = 2Hz(z + H)^2; K = (3 - 4\nu)(z + H)^2 - 2Hz$$

$$B = 3 - 4\nu; C = 5 - 12\nu + 8\nu^2$$

El caso $r_i = 0$ equivaldría a considerar la superficie circular del bulbo de diámetro *D*. La influencia del radio interno de la corona circular supuesta para la aplicación de la carga es discutida en Montero-Cubillo et al (2020), con la resolución de una aplicación práctica. Los autores comprueban que suponer la carga repartida en un círculo completo, de diámetro igual al del bulbo del anclaje, es una hipótesis razonable, que produce, de entre todas las posibles áreas de reparto, el mayor

desplazamiento por fluencia en cabeza del bulbo.

Rigidez del sistema

La rigidez se define como la fuerza impuesta (P_0) dividida por el desplazamiento instantáneo provocado (δ_0). De este modo, (1) se puede expresar por:

$$\delta_0 = \left[\frac{1}{k_L} + \frac{1}{k_{pc}} - \frac{1}{k_{pt}} + \frac{1}{k_A}\right] P_0 \tag{7}$$

Y así la rigidez del sistema (k_s) viene dada por:

$$k_{S} = \frac{1}{\frac{1}{k_{L}} + \frac{1}{k_{pc}} - \frac{1}{k_{pt}} + \frac{1}{k_{A}}} \qquad P_{0} = \Delta L \cdot k_{L} \qquad P_{0} = u_{pc} \cdot k_{pc} \qquad P_{0} = u_{pt} \cdot k_{pt} \qquad P_{0} = u_{A} \cdot k_{A} \quad (8)$$

2.3. CÁLCULO CON EL TIEMPO (FLUENCIA)

Para conocer las deformaciones con el tiempo $(\delta(t))$ del modelo mecánico planteado se debe poder evaluar el coeficiente de rigidez del sistema en el tiempo $(k_s(t))$ que dependerá de las correspondientes rigideces de cada componente del movimiento dependientes del tiempo. De esta manera:

$$\delta(t) = \frac{P_0}{k_s(t)} \tag{9}$$

Las rigideces $k_{pc}(t)$, $k_{pt}(t)$ y $k_A(t)$ variarán únicamente en la incorporación de los parámetros del terreno G(t) y v(t) en vez de los instantáneos G y v. Estos parámetros proceden de la transformación de Laplace de la ecuación constitutiva usada para considerar las deformaciones por fluencia en el suelo.

La reología del terreno puede ser evaluada considerando el modelo mecánico de Burgers para las deformaciones cortantes (Figura 3) y el modelo elástico para las deformaciones volumétricas.



Figura 3. Esquema mecánico del modelo reológico de Burgers.

En un medio unidimensional la expresión de la deformación en función del tiempo del modelo de Burgers, bajo una carga constante instantánea (que sigue una función de tipo escalón) puede ser obtenida a partir de la transformada inversa de Laplace (Fung, 1965). Así, se establece que el módulo de corte en función del tiempo se puede expresar como:

$$G(t) = \frac{1}{\frac{1}{G_M} + \frac{t}{\mu_M} + \frac{1 - e^{\left(\frac{-tG_{KV}}{\mu_{KV}}\right)}}{G_{KV}}}$$
(10)

donde,

 μ_M , viscosidad del elemento amortiguador del modelo de Maxwell G_M , módulo de corte del elemento elástico (muelle) del modelo de Maxwell μ_{KV} , viscosidad del elemento amortiguador del modelo de Kelvin-Voigt G_{KV} , módulo de corte del elemento elástico (muelle) del modelo de Kelvin-Voigt Por otra parte, al considerar un modelo elástico en cambio volumétrico, el módulo de compresibilidad es constante, es decir: K(t) = K, y por tanto v(t) se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\nu(t) = \frac{3K - 2G(t)}{2(3K + G(t))}$$
(11)

3. CASO DE APLICACIÓN

3.1. PANTALLA ANCLADA DE ANÁLISIS

Para continuar con la implementación del modelo analítico a una estructura de contención se estudia un caso real, que proviene de una autopista ya ejecutada, situada en Escocia. El tramo de aproximadamente 500 m de la estructura de contención elegida está formado por una pantalla de pilotes secantes de 600, 900 y 1200 mm de diámetro y anclajes activos permanentes en cabeza de aproximadamente 20 m de longitud total.

La finalidad del caso de análisis es realizar una aplicación práctica del modelo matemático presentado. De esta manera, la Figura 4 muestra como este modelo puede incorporarse en el cálculo a largo plazo de desplazamientos y pérdidas de carga en los anclajes situados en pantallas y otros elementos estructurales anclados. Como ejemplo se va a desarrollar el cálculo de la pantalla situada en el P.K 645 del lado Oeste, que tiene los datos de construcción indicados en Montero-Cubillo et al 2020.



Figura 4. Fotografía de la pantalla real y esquemas del modelo de cálculo geotécnico de pantalla y del modelo matemático inicial.

3.2. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO DE FLUENCIA DEL TERRENO

El modelo de fluencia de Burgers, representado en (10 y 11), requiere de cuatro parámetros (μ_M , μ_{KV} , G_M y G_{KV}), que pueden obtenerse a partir de un modelo deformación-tiempo bajo carga constante en el terreno.

Se dispone de ensayos de investigación de fluencia realizados en la zona de la obra sometiendo a un anclaje a distintos escalones de carga crecientes y consecutivos, para después realizar la descarga y continuar con un nuevo ciclo. La máxima carga aplicada en el último ciclo, se mantiene durante 60 min y se miden los desplazamientos en cabeza a ciertos instantes de tiempo. Se debe notar que la normativa (BS-EN 1537:2000) recomienda que el desplazamiento consecutivo entre dos instantes de tiempo no debe ser superior a 2 mm. Este límite se establece para cargas de prueba en el ensayo de investigación de entre 0,8 veces respecto a la carga característica del tirante y 0,95 veces la carga

característica para la cual hay una deformación permanente del 0,1%. En la Figura 5a se pueden apreciar los puntos de medida del ensayo de investigación en campo más representativo de la zona de análisis y los parámetros que resultan del ajuste de regresión no lineal al modelo de Burgers realizado con el programa estadístico SPSS (IBM SPSS Statistics) conservando en la extrapolación la misma pendiente de 60 min a 20 años. Los parámetros así obtenidos se denominan Caso 1.



Figura 5. a) Datos de deformación con el tiempo del ensayo de fluencia en campo y ajuste según la ecuación de Burgers (Caso 1), y b) Ensayo de corte directo de fluencia en argilita de Strahov inalterada (Feda, 1992).

Si bien estos ensayos de investigación permiten su validación frente a deformaciones por fluencia excesivas o fuera de los límites habituales, resulta en general insuficiente emplear un intervalo de tiempo tan reducido (60 minutos) cuando quiere analizarse toda la vida útil de la estructura (en este caso 20 años). A este respecto, es ilustrativo fijar la atención en terrenos reales referenciados como, por ejemplo, la argilita de Strahov (Feda, 1992) cuyo ensayo de corte directo bajo carga constante durante 35 días se representa en la Figura 5b. Sobre esta figura se indica la zona que correspondería a un ensayo de investigación de 60 min y se puede observar la evolución de la deformación diferida, cuyo incremento con el tiempo va disminuyendo, pero con valores aún significativos de 0,024 %/día a los 35 días.

Si a partir del valor incremental obtenido a los 60 min en el ensayo real de investigación de Figura 5a, se supone una evolución con el tiempo similar, por ejemplo, a la del ensayo de referencia de la Figura 5b, se puede mostrar la necesidad e importancia del tiempo de ejecución para los ensayos de fluencia. En la Figura 6 se muestra la representación de esta supuesta evolución a 20 años (ensayo de fluencia en campo modificado) frente al mejor ajuste que se puede obtener a estos datos siguiendo la ecuación de Burgers. Los parámetros así obtenidos se denominan Caso 2.





Se necesita disponer de ensayos que se lleven a cabo en los terrenos donde se instalan los bulbos y en condiciones de carga constante para lograr un adecuado análisis. De manera que el tiempo ensayado debe asegurar que el suelo se encuentra en una etapa de fluencia secundaria con pendiente constante. De este modo, generalmente se alcanza un valor incremental de la deformación con el tiempo reducido, que permite establecer que el terreno va a desarrollar una deformación por fluencia de tipo atenuado y que la pérdida de carga en el anclaje asociada a esa segunda etapa es mínima, si se compara con la perdida inicialmente, durante la fluencia transitoria.

3.3 IMPLEMENTACIÓN

En el apartado 2 se presentó el modelo teórico para sistema anclaje - elemento estructural – terreno. Sin embargo, es necesario incorporar la rigidez de la pantalla para poder aplicar el nuevo modelo al caso real de pantalla anclada.

Para el cálculo de la longitud de empotramiento útil de la pantalla (t), se puede emplear un método de equilibrio límite, concretamente, el método del pie fijo o europeo, cuyas hipótesis de cálculo se deben a Blum (1931). De esta manera, para una longitud libre de pantalla (H_L) y a partir del coeficiente de empuje activo (k_a) y del pasivo (k_p), se obtiene:

$$t = \frac{H_L}{\sqrt{k_p/k_a} - 1} \tag{12}$$

Por tanto, dicha longitud de empotramiento de cálculo no depende de los parámetros elásticos y por tanto permanece constante en el tiempo.

La rigidez de la pantalla de inercia (I_{str} inercia de un pilote circular repartida por metro de cálculo) y módulo de elasticidad (E_{str}) puede ser calculada como la de una viga empotrada con un apoyo en el extremo. De tal manera que se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$k_{str} = \frac{3E_{str}I_{str}}{L_T^3} \tag{13}$$

Siendo $L_T = H_L + t$, la longitud de giro correspondiente al punto de momento nulo.

3.4. PROCESO DE CÁLCULO

Al producirse el tesado inicial del anclaje en cabeza de la pantalla tiene lugar una deformación instantánea y en particular se produce el alargamiento elástico del tirante sometido a tracción. La fluencia del terreno provoca deformaciones diferidas, de manera que, el alargamiento elástico inicial del tirante se va recuperando con el tiempo y consecuentemente se va reduciendo la carga en él.

El proceso de cálculo puede hacerse de manera iterativa, en el tiempo, según el siguiente esquema:

0. Se calcula la deformacion instantanea (δ_0) en cabeza del anclaje para $t = t_0$ a partir de (7) y (8). En el tirante se habrá producido un alargamiento elastico debido a la carga de tesado P_0 .

1. Se elige un incremento de tiempo (Δt) para discretizar el tiempo de la vida útil de la estructura (20 años en este caso de aplicación) y calcular las propiedades elásticas del terreno en cada instante de tiempo $t_i = t_{i-1} + \Delta t$, mediante (10) y (11).

2. Se calcula inicialmente el desplazamiento diferido $\Delta \delta_1 = \delta_1 - \delta_0$ para un valor de la carga constante igual al inicial P_0 , entre el instante t_0 y $t_1 = t_0 + \Delta t$. Para ello se utiliza (9) empleando las propiedades elásticas calculadas en el paso 1 y considerando t_0 como origen de tiempos (es decir, $t_0 = 0$). Como las nuevas propiedades elásticas hacen el terreno más deformable se producirá un $\Delta \delta_1$ positivo de la cabeza del anclaje.

3. Para garantizar la compatibilidad de deformaciones entre la cabeza de la pantalla y el anclaje, en el instante t_1 , debiera producirse un desplazamiento diferido (Δu_1) en la parte superior de la pantalla de valor $\Delta u_1 = \Delta \delta_1 - \Delta L_1$ (siendo ΔL_1 el incremento de longitud del anclaje entre el instante t_0 y t_1). Sin embargo, como los empujes no dependen de las caracteristicas elasticas resultaría un desplazamiento diferido nulo de la pantalla en cabeza. Para cumplir la compatibilidad es necesario una variacion de la carga de tesado del anclaje (ΔP_1), que se puede obtener de la condición de compatibilidad:
$$\Delta u_1 = \Delta \delta_1 - \Delta L_1 \rightarrow \frac{\Delta P_1}{k_{str}} = \Delta \delta_1 - \frac{\Delta P_1}{k_L} \rightarrow \Delta P_1 = \frac{\Delta \delta_1}{\frac{1}{k_{str}} + \frac{1}{k_L}}$$
(14)

Por tanto, el valor $\Delta \delta_1$ positivo de la cabeza del anclaje se corresponde a una menor carga del tirante en el instante t_1 , de valor $P_1 = P_0 - \Delta P_1$ (es decir, el tirante se destesa).

4. Se calcula el desplazamiento diferido $\Delta \delta_2 = \delta_2 - \delta_1$ en la cabeza del anclaje para un valor de la carga constante igual a P_1 , entre el instante t_1 y $t_2 = t_1 + \Delta t$. Para ello se utiliza (9) empleando las propiedades elásticas calculadas en el paso 1 para $t = t_2$.

5. Se realiza nuevamente el paso 3, entrando en (14) con el valor de $\Delta\delta_2$ para calcular ΔP_2 en el instante t_2 y obtener, por tanto, el valor de la carga de tesado P_2 .

6. Se repiten iterativamente los pasos 2 y 3, que permiten calcular secuencialmente los valores $\Delta \delta_i$, ΔP_i y P_i para cada $t_i = t_{i-1} + \Delta t$ hasta alcanzar el tiempo total de fluencia. De manera que el desplazamiento diferido acumulado en cada instante de tiempo (t_i) es $\delta_i = \sum_{i=1}^{i} \Delta \delta_i$ y $u_i = \sum_{i=1}^{i} \Delta u_i$ para la cabeza del anclaje y la pantalla, respectivamente.

En este proceso de cálculo iterativo se va obteniendo progresivamente con el tiempo la evolución del movimiento diferido acumulado de la cabeza del anclaje (δ_i), de la carga actuante sobre el anclaje (P_i) y del desplazamiento total de la cabeza de la pantalla (u_i). Como consecuencia del proceso de fluencia se va destesando el tirante y deformándose la pantalla. En terrenos con una apreciable fluencia el destesado del tirante evoluciona hasta anularse, momento en el cual se ha recuperado completamente el alargamiento elastico instantáneo producido.

La solución analítica se ha podido implementar adecuadamente en una hoja de cálculo. Por último, cabe indicar que debe comprobarse que el intervalo de tiempo elegido (Δt) es lo suficientemente pequeño como para garantizar un adecuado funcionamiento del esquema numérico de resolución.

3.5. RESULTADOS DE LA IMPLEMENTACIÓN

A partir de la descripción del caso de aplicación y de los datos disponibles (Montero et al. 2020) se realiza una simulación siguiendo el proceso de cálculo indicado en la sección 3.4. bajo los dos supuestos de ajustes de los parámetros de Burgers comentados (Caso 1 y Caso 2).

Si se consideran los parámetros del modelo de Burgers del Caso 1, obtenidos con los valores disponibles de deformación angular con el tiempo del ensayo de investigación de tan solo 60 min, la simulación del modelo analítico predice una pérdida de carga en el anclaje completa a los 120 días (Figura 7). En el primer supuesto (Caso 1) el desplazamiento diferido acumulado de la cabeza del anclaje se eleva a los 6,68 cm a los 120 días, lo cual era de esperar, pues supone recuperar el alargamiento inicial del tirante. Por su parte, el desplazamiento de la cabeza de la pantalla esperable a 120 días es igual a 5,36 cm según predice el modelo, siendo de 4,96 cm cuando han transcurrido 30 días.

Partiendo de los valores proporcionados por el ensayo de investigación supuesto en el Caso 2, la evolución de la carga de tesado con el tiempo que se obtiene siguiendo el proceso de cálculo del modelo teórico, se representa también en la Figura 7. La pérdida de carga al cabo de un mes sería del 9 % respecto a la carga inicial de tesado y tras un periodo de 1 año del 11 %. Además, se obtiene un desplazamiento diferido acumulado de 7,1 mm de la cabeza del anclaje, que alcanza un valor aproximadamente constante a los 90 días. En ese mismo instante de tiempo el desplazamiento de la cabeza de la pantalla esperable es de 5,7 mm.

Trasladando ambos supuestos a la práctica real en obra cabría hay que destacar que el primer supuesto (modelo analítico resuelto con los parámetros del terreno del Caso 1) predice una pérdida de carga

total en el anclaje. Sin embargo, para el cálculo de la longitud de empotramiento útil de la pantalla se ha empleado el método europeo (equilibrio límite) y la consideración de que los empujes del terreno sobre la pantalla son constantes a lo largo del tiempo, por lo que se puede asegurar la estabilidad de esta para este caso, aunque la fuerza remanente en el anclaje sea nula. Durante el proceso de construcción de la pantalla la presencia del anclaje es útil, debido a que sin este elemento los movimientos en la pantalla tras la excavación podrían llegar a alcanzar valores de 9,5 cm. Si se lleva a cabo el cálculo de la flecha para el caso en el que el anclaje ha perdido toda la carga, es decir, solo por el empuje del terreno sobre una estructura con esa rigidez se obtienen 1,8 cm de desplazamiento en la cabeza de la pantalla. Es decir, aunque se produjera una pérdida de carga total tras 20 años, el movimiento asociado sería únicamente del orden del 20 % del movimiento máximo que se produciría durante la construcción si no hubiera anclaje.



Figura 7. Evolución de la fuerza en el anclaje según el modelo analítico con los parámetros de los Casos 1 y 2.

Por otro lado, el Caso 2 permite diseñar la pantalla sabiendo que quedará una carga remanente considerable del 89 % respecto a la carga inicial. Si fuera necesario, con el modelo propuesto se podría predecir cuánto y cuando hay que retesar los anclajes o bien, simplemente, conocer cuándo (en qué momento de la curva deformación-tiempo) hay que llevar cierto control. Adicionalmente, el factor de seguridad que se añade por fluencia se podría ver ajustado, conocida la ley de comportamiento de la carga durante la vida útil del anclaje. Es decir, este coeficiente se añade por falta de conocimiento sobre el comportamiento por fluencia del suelo y si se logra conocer cómo se comportarán los anclajes durante la vida útil de la obra gracias a este modelo, la magnitud del factor de seguridad podría verse reducida considerablemente, permitiendo diseños más ajustados y probablemente más económicos.

Por lo tanto, cabe destacar principalmente la notable diferencia de pérdida de carga en función de que se empleen para resolver el modelo analítico los parámetros del modelo de fluencia estimados a partir del Caso 1 o del Caso 2. Con la aplicación del modelo propuesto a un caso real se constata que la solución matemática desarrollada funciona y, por otro lado, queda ilustrada la necesidad de disponer de ensayos de fluencia a largo plazo, bien sean en campo o en laboratorio, y en los terrenos en los que se instalan los anclajes, para llevar a cabo una predicción representativa.

4. VALIDACIÓN CON MODELO NUMÉRICO EN DIFERENCIAS FINITAS

El modelo analítico de losa anclada verticalmente se valida mediante un modelo en diferencias finitas realizado con el software geotécnico FLAC 3D (Itasca, 2012). Se ha creado un modelo axilsimétrico discretizado con 8 elementos bajo el radio de la losa circular y con elementos mayoritariamente cúbicos. Se generan únicamente dos nodos en los extremos del ancho de la losa, para procurar que su comportamiento sea rígido. Los modelos de comportamiento son: elástico para la losa de hormigón y viscoelástico de Burgers para el terreno. Montero-Cubillo et al. 2020 muestran los parámetros de cálculo empleados en el modelo numérico, de los cuales se han tomado los necesarios para resolver el modelo analítico expuesto en el capítulo 2 y realizar un contraste entre ambas soluciones.

De esta manera, se obtiene un desplazamiento instantáneo relativo entre la cabeza del tirante (que sale) y la placa de apoyo (que entra), de 2,32 cm con el modelo de FLAC 3D; mientras que el modelo analítico proporciona un valor de 2,40 cm. Por lo tanto, se alcanza un buen ajuste para el caso

instantáneo, lo cual permite validar el modelo analítico desarrollado. Además, los desplazamientos instantáneos por componentes obtenidos mediante ambos métodos son idénticos, para el alargamiento del cable (ΔL) y el movimiento del bulbo (u_A). En el caso del desplazamiento por fluencia del sistema (δ (t)) al cabo de 20 años se obtienen 1,04 cm de diferencia entre ambos modelos. Del mismo modo que para el caso puramente elástico, se puede establecer que las discrepancias observadas al cabo de 20 años entre ambos modelos son poco relevantes, del orden del 12,5 %.

De igual modo se realiza la validación del modelo analítico de pantalla anclada presentado en el capítulo 3 mediante su contraste con un modelo representativo en diferencias finitas.

Como se puede apreciar en la Figura 8a y dada la clara condición tridimensional del problema (pilotes circulares con anclajes), se ha llevado a cabo una modelización numérica tridimensional. A efectos de optimizar el modelo de cálculo (y por tanto los tiempos de respuesta), se han considerado las simetrías suficientes para reproducir el problema de forma eficaz, por lo que el modelo representa una rebanada de un espesor igual a la separación entre ejes de anclajes. Se han considerado tres niveles geotécnicos para reproducir la obra mencionada en el capítulo 3. De los cuales, los dos primeros, que afectan a la longitud de giro y en los cuales se instalan los anclajes, se simulan con los parámetros viscoelásticos del Caso 2. El modelo constitutivo asignado es elasto-plástico de Mohr-Coulomb en la parte mecánica y viscoelastoplástico de Burgers con un criterio de rotura tipo Mohr-Coulomb en la parte de fluencia. Sin embargo, se toman cohesiones consideradas como infinitas ($c = 1 \cdot 10^{20} Pa$) para no alcanzar la plasticidad y simular un problema elástico. Por otro lado, al considerarse un modelo viscoelástico en el terreno, el empuje aumenta por verse afectados los parámetros de deformación del suelo. Para simular la hipótesis de empuje del terreno constante con el tiempo e igualar el modelo numérico al analítico, se fijan los desplazamientos en la dirección "y" y en la longitud total de giro (L_T) de la pantalla.



Figura 8. a) Geometría del modelo y b) Pérdida ... Junga obtenida con el modelo analítico y con FLAC 3D.

Las propiedades geotécnicas y características resistentes de los pilotes de hormigón armado y de hormigón en masa, del relleno granular bajo la losa base, y del hormigón de la losa base, así como el resto de los parámetros (geométricos y del anclaje) necesarios se pueden consultar en (Montero-Cubillo et al 2020). A estos elementos se les asigna un modelo constitutivo elástico.

Llevando a cabo la simulación del modelo analítico y del modelo en FLAC 3D se obtiene una diferencia en la predicción de pérdida de carga a un año de ambos modelos de tan solo un 1% (Figura 8b), lo cual aporta validez al modelo analítico desarrollado para el caso de pantalla anclada.

5. CONCLUSIONES

 Se ha desarrollado un modelo teórico de fluencia de interacción anclaje – elemento estructural
 suelo, resolviendo una serie de singularidades numéricas e indeterminaciones que aparecen al aplicar las formulaciones elásticas clásicas consideradas, al caso de estudio. La originalidad del nuevo modelo analítico propuesto reside en que la evolución de la deformación en cabeza del anclaje calculada es un conjunto de los movimientos de los distintos elementos de este sistema, que interactúan entre sí, y no únicamente la evolución de un ensayo experimental desplazamiento-tiempo en el terreno involucrado.

- La solución teórica presentada para una losa rígida circular y para una pantalla, ancladas a un terreno con fluencia, han sido validadas mediante análisis numérico por diferencias finitas.
- Se muestra el esquema iterativo del problema de análisis de la pantalla anclada y la implementación del cálculo según un esquema convergente y estable. La solución analítica se ha podido implementar adecuadamente en una hoja de cálculo, lo que facilitaría su integración en el diseño a largo plazo de estructuras ancladas.
- El contraste de resultados del modelo analítico obtenidos en ambos casos (Caso 1 y Caso 2) ha permitido apreciar la importancia de la necesidad de disponer de ensayos de fluencia específicos, de un mínimo de duración, con los materiales presentes en la obra (en los bulbos del anclaje, principalmente) para realizar una estimación adecuada de los parámetros y obtener con ellos una predicción lo más ajustada posible.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer al Ministerio de Economía y Competitividad (MINECO) la financiación recibida (RTC-2016-5755-4). A Ferrovial Agroman S.A. por proporcionar los ensayos de campo y los datos de la obra estudiada y permitir su publicación; y a Itasca Consultores S.L, por la asistencia técnica recibida para la generación del modelo en diferencias finitas.

REFERENCIAS

- Borowicka, H., 1936. Influence of rigidity of a circular foundation slab over the contact surface. *Proc. ACSMF*, v. 2.
- Bustamante, M., 1980. Capacite s'anctage et comportement des triants injectes, scellas dans une argile plastique. These docteur-ingenieur ENPC, Paris, 1980. (in French).
- Blum, H., 1931. Einspannungsverhaltnisse bei Bohlwerken. Wilh. Ernst und Sohn, Berlin.
- BS-EN 1537:2000. Execution of special geotechnical work: ground anchors.
- Feda J. (1992). Creep of soils and related phenomena. Vol. 68 ed. Amsterdam: Elsevier Science.
- Fung, Y.C. (1965). Foundations of Solid Mechanics, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Gurinsky M. (1986). Investigation of long-term strength of ground anchors in creep-sensitive soils. Ph. D. Thesis, St. Petersburg Polytechnic University.
- Gurinsky, M. A. (2002). Long-term strength of prestressed ground anchors in creep-sensitive soils. *International Deep Foundations Congress*, Orlando, Florida, 37-52.
- Hanna, T. N., 1982. *Foundations in Tension Ground Anchors*. Trans. Tech. Publication and McGraw-Hill Book Co., New York, 1982, 563 p.
- IBM SPSS Statistics. IBM Corp. Released 2015. IBM SPSS Statistics for Windows, Version 23.0.
- Itasca (2012) FLAC 3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. Version 5.01.152. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.
- Justo (1993). La integración de la fórmula de asientos de Mindlin para carga anular. Revista Internacional de *Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. 9 (1): 35-57.
- Liingaard, M., Augustesen, A. & Lade, P. V., 2004. Characterization of Models for Time Dependent Behavior of Soils. *International Journal of Geomechanics*, 4(3), pp. 157-177.
- Littlejohn, G.S., 1992. Advancing Anchorage Technology. Civil Engineering, July, 1992.
- Mindlin, R. D. (1936). "Force at point in the interior of a semi-infinite solid". Physics, 7, 195-202.
- Montero-Cubillo, N. S., Galindo-Aires, R. A., Serrano-González, A., Olalla-Marañón, C., & Simic-Sureda, F. D. (2020). Analytical Model of an Anchored Wall in Creep Soils. *International Journal of Geomechanics*, 20(4), 04020027.
- Ostermayer, H., 1975. Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors. Diaphragm walls and anchorages. ICE, London, pp. 141-151.
- Ostermayer, H., 1977. Practice in the Detail Design Application of Anchorages: a review of Diaphragm Walls. ICE, London.
- Xanthakos, P. P., 1991. Ground anchors and anchored structures. John Wiley & Sons, New York.
- Xie C., Li S.-C., Liao Q.-K., Zhao S.-S., 2017. Study of anchorage force loss of anchor cable under seepage flow and soil creep. *Rock and Soil Mechanics*, 38(8):2313-2321 and 2334.

ANÁLISIS COMPARATIVOS DE SERIES DE PRECIPITACIONES Y MODELOS DE CAMBIO CLIMÁTICO COMO HERRAMIENTA PARA EVALUAR RIESGOS GEOLÓGICOS

Juan Antonio LUQUE (1), Marina CANTALEJO (2), Agustín MILLARES (2), Rosa María MATEOS (1), Oriol MONTSERRAT (3), Roberto SARRO (1), Cristina REYES-CARMONA (1), Eduardo PEÑA (1), María CUEVAS-GONZÁLEZ (3), José Pedro GALVE (2) y Anna BARRA (3)

⁽¹⁾ Centro Nacional Instituto Geológico y Minero de España (IGME-CSIC). ja.luque@igme.es, rm.mateos@igme.es, r.sarro@igme.es, e.pena@igme.es, c.reyes@igme.es

⁽²⁾ Universidad de Granada. marinacantalejoibaniez@gmail.com, mivalag@gmail.com, jpgalve@gmail.com

⁽³⁾ Centre Tecnològic de Telecomunicacions de Catalunya (CTTC/CERCA) oriol.monserrat@cttc.es, maria.cuevas@cttc.es, anna.barra@cttc.es

RESUMEN

Las precipitaciones desencadenan deslizamientos, desprendimientos rocosos y, por supuesto, provocan inundaciones. Un buen conocimiento de los registros históricos de las precipitaciones deber ser un punto de partida para realizar evaluaciones de riesgos futuros ligados a eventos lluviosos. El cambio climático puede alterar los ciclos climáticos naturales. Este trabajo presenta un análisis comparativo preliminar de series de lluvia reales y series generadas de acuerdo con un escenario de cambio climático. Han sido identificados ciclos climáticos naturales estrechamente relacionados con riesgos geológicos (ENSO Y NAO). El análisis de todas las series ha sido llevado a cabo mediante métodos espectrales. Los resultados de este estudio preliminar muestran que las series de cambio climático generadas presentan unos gráficos espectrales muy diferentes respecto a las experimentales y que algunos ciclos no se registran o presentan poco peso estadístico desde el punto de vista del valor espectral.

1. INTRODUCCIÓN

Las precipitaciones generan deslizamientos, desprendimientos rocosos y, por supuesto, inundaciones, constituyen. Los eventos lluviosos extremos tienen una ocurrencia periódica (Luque-Espinar et al., 2017; Saaroni et al., 2012), vinculada especialmente a El Niño (ENSO) en diferentes partes del Mundo. El área mediterránea también está influenciada tanto por ENSO (Tramblay et al., 2013) como otros ciclos North Atlantic Oscillation (NAO) (Luque-Espinar et al., 2017; Xoplaki et al., 2012).

Además de los ciclos climáticos denominados ENSO y NAO, también se han descrito como Quasi Biennial Oscillation (QBO), ciclos climáticos ligados a las manchas solares, ciclo Hale y otros ligados a la actividad solar (Currie et al., 1993; Hoyt and Schatten, 1997; Hurrell, 1995; Labitzke et al., 1990; Lamb, 1972; Stuiver and Braziunas, 1989, entre otros).

En este contexto, un buen conocimiento y análisis de los registros históricos de las precipitaciones deber ser un punto de partida para realizar evaluaciones de riesgos futuros ligados a eventos lluvioso.

No cabe duda que en un contexto como el que ofrece el cambio climático, desde el punto de vista teórico, estos ciclos naturales pueden verse afectados, tanto en la variación de las frecuencias registradas hasta ahora, como en la intensidad de las precipitaciones ligadas a los mismos.

Este trabajo presenta un análisis comparativo preliminar de series de lluvia experimentales sin alterar, series completadas y series generadas de acuerdo con un escenario de cambio climático. En concreto, el escenario con el que se ha trabajado es RCP 8.5 (Representative Concentration Pathways). RCP 8.5 se trata del peor escenario posible relacionado con la presencia de gases de efecto invernadero con los que se trabaja en la actualidad. El análisis de todas las series ha sido llevado a cabo mediante métodos espectrales con el objetivo de determinar la presencia de ciclos climáticos, así como su confianza estadística.

En este trabajo han sido identificados ciclos climáticos naturales estrechamente relacionados con riesgos geológicos, siendo El Niño (ENSO) uno de los principales, aunque North Atlantic Oscillation (NAO) y los ciclos ligados a las manchas solares (sunspot) también presenta un peso importante. Los resultados de este estudio preliminar muestran que las series de cambio climático generadas presentan unos gráficos espectrales muy diferentes respecto a las experimentales y que algunos ciclos no se registran o presentan poco peso desde el punto de vista del valor espectral.

2. ZONA DE ESTUDIO Y DATOS EMPEADOS

La costa de Granada (Fig. 1) es abrupta, donde desembocan ríos que dan lugar a llanuras aluviales y deltas de diferente extensión y régimen de escorrentía. El clima es templado-cálido y las precipitaciones suelen ser escasas y de carácter torrencial. Las avenidas en estos cauces han llegado a superar los 5000 m³/s (octubre de 1973), ligadas a intensas precipitaciones superiores a los 400 mm en una hora. Todos los datos de precipitaciones se han recopilados para este trabajo se localizan en la costa de Granada. Esta zona es muy montañosa, con gran variabilidad espacial y temporal desde el punto de vista hidrológico y meteorológico, con cotas topográficas que varían entre el nivel del mar y más de 3000 m de altitud.



Figura 1. Localización de la zona de estudio, estaciones meteorológicas (Salobreña y Órgiva) y manantial.

En este trabajo se presenta un análisis previo de datos meteorológicos e hidrológicos de la cuenca del río Guadalfeo que tiene en cuenta series (Tabla 1) de lluvia real sin alterar (AEMET, Agencia Española de Meteorología), series completadas y series generadas de acuerdo con un escenario de cambio climático (CORDEX, Coordinate Regional Climate Downscaling Experimental), el escenario RCP 8.5 que representa el más desfavorable pues predice una reducción de las precipitaciones entre el 20% y 47%. En concreto, se comparan estaciones pluviométricas situadas en Salobreña (50 m s.n.m.) y Órgiva (498 m s.n.m.) más los caudales experimentales drenados por el manantial de Cázulas (160 m s.n.m.). Este manantial representa el drenaje principal del acuífero carbonático de la Sierra Cázulas. Estos datos del manantial tienen especial interés pues reflejan las lluvias caídas de muchos kilómetros cuadrados y, además, filtran el ruido de las precipitaciones de escasa cuantía, produciendo señales cíclicas más claras.

| | SALC |)BREÑ. | | ÓRGI | VA | | CÁZULAS | | | | | | | | |
|----|-------|--------|------|-------|------|-------|---------|------|-------|------|-------|-------|------|-------|------|
| | FE | N | MI | MA | ME | FE | N | MI | MA | ME | FE | N | MI | MA | ME |
| ex | oc42- | 25423 | 0 | 222 | 1.61 | fe41- | 24608 | 0 | 140 | 1.32 | oc68- | 16135 | 0.01 | 16.45 | 0.28 |
| | my13 | | | | | di12 | | | | | ma15 | | | | |
| co | en46- | 25286 | 0 | 123.4 | 1.18 | en46- | 25286 | 0 | 140 | 1.32 | | | | | |
| | ma15 | | | | | ma15 | | | | | | | | | |
| cc | 2006- | 34698 | 0.09 | 104.8 | 1.16 | 2006- | 34698 | 0.08 | 123.5 | 1.30 | | | | | |
| | 2100 | | | | | 2100 | | | | | | | | | |

Tabla 1. Estadísticos de las series hidrológica estudiadas. FE: periodo estudio. N: nº de datos. MI: mínimo. MA: máximo. ME: valor medio. ex: serie experimental. co: serie completada. cc: serie de cambio climático RCP 8.5.

3. METODOLOGÍA

Existen diferentes técnicas matemáticas para el análisis espectral de una serie temporal. El uso de técnicas estadísticas para estimar componentes cíclicas en series temporales es bastante común en diferentes campos del conocimiento. Estas técnicas son conocidas como análisis espectral (Bras and Rodríguez-Iturbe, 1993). El análisis espectral estima la amplitud y la fase de cada serie temporal analizada. Así, la amplitud está relacionada con la varianza de la serie. La representación gráfica de la varianza frente a la frecuencia se conoce como densidad espectral.

La robustez de la metodología empleada en este tipo de análisis es muy importante. Por este motivo, en este trabajo se ha empleado la de Blackman-Tukey (Blackman and Tukey, 1958).

El estimador de la densidad espectral es:

$$\hat{S}(\omega) = \frac{1}{\pi} \left\{ \lambda(0)\hat{C}(0) + \sum_{k=1}^{M} \lambda(k)\hat{C}(k)\cos(\omega k) \right\}$$
(1)

S(w): es la densidad espectral estimada para la frecuencia w. C(k): es la función de covarianza para el paso késimo. l(k): función de ponderación conocida como "lag window" y que sirve para ponderar con un menor peso los valores de covarianza para pasos k mayores y que son estadísticamente menos significativos.

El "lag window" utilizado en este trabajo ha sido el de Tukey:

$$\lambda(k) = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \cos\left(\frac{\pi k}{M}\right) \right\} \qquad 0 \le k \le M \qquad (2)$$

M: es el número de pasos de la función covarianza utilizados en la estimación de la densidad espectral. M, como máximo, puede valer N-l, donde N es el número de valores de la serie temporal.

Además, este análisis permite estimar la confianza estadística de cada ciclo determinado, 90%, 95% y 99%.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, se comparan los resultados obtenidos en los tres tipos de series pluviométricas y los caudales drenados por el manantial. Los resultados del análisis espectral de las series experimentales muestran diferentes ciclos y valores de confianza estadística (Figura 2a-b). Debido a esto, sólo se tendrán en cuenta los ciclos con valores de confianza superiores al 95%. Los espectros obtenidos después de completar las series muestran algunas diferencias, destacando la reducción del número de ciclos y el valor de confianza estadística (Figura 2c-d). Los espectros de las series con un escenario de cambio climático muestran diferencias aún más significativas (Figura 2e-f).



Figura 2a. Espectro de las precipitaciones registradas en Salobreña.



Figura 2c. Espectro de la serie temporal completada de precipitaciones de Salobreña.



Figura 2e. Espectro de la serie de cambio climático de Salobreña completada.



Figura 2b. Espectro de las precipitaciones registradas en Órgiva.



Figura 2d. Espectro de la serie temporal completada de precipitaciones de Órgiva.



Figura 2f. Espectro de la serie de cambio climático de Órgiva completada.

Por último, se muestra el gráfico espectral de la serie de caudales del manantial de Cázulas (Figura 3).



Figura 3. Espectro de la serie de caudales del manantial de Cázulas.

Los valores espectrales obtenidos en las series experimentales pluviométricas (Tabla 2) indican que el completado de las series genera cambios en los ciclos existentes, en el caso de Salobreña disminuye el número de ciclos en la completada y en Órgiva, la completada, muestra más ciclos. Cázulas, por otra parte, presenta dos ciclos bien definidos que no aparecen en las series anteriores con tanta claridad, 2 años y 11,2 años y todos muestran confianzas estadísticas superiores al 99%, menos el ciclo de 2 años. Por último, las series generadas en un escenario de cambio climático, todos los ciclos muestran confianzas estadísticas superiores al 99% para frecuencias similares. No obstante, los ciclos estimados muestran frecuencias medias y altas y diferentes a las obtenidas a partir de valores estimados. Un ciclo tan importante como el de 6,4 años, especialmente ligado a riesgos geológicos, no queda reflejado. Y los ciclos de 3,4 años y 11,2 años, también muy importantes, muestran desfases o retrasos en las series de cambio climático.

| С | Salob exp | | Órgiv | a exp | Salob com | | Órgiv | Órgiva com | | Cázulas | | Salob cc | | Órgiva cc | |
|------|-----------|-----|-------|-------|-----------|-----|-------|------------|-----|---------|------|----------|-----|-----------|-----|
| | 95% | 99% | 95% | 99% | 95% | 99% | 95% | 99% | 95% | 99% | | 95% | 99% | 95% | 99% |
| 2 | | | | | | | | X | Х | | 2 | | | | Х |
| 2,7 | Х | | | | | | Х | | | | 2,3 | | Х | | Х |
| 3,4 | | Х | | X | | Х | | X | | X | 2,9 | | Х | | |
| 4,7 | Х | | X | | | | X | | | | 3,9 | | X | | Х |
| 5,3 | | Х | | | | | | | | | | | | | |
| 6,4 | | Х | | Х | | Х | | Х | | Х | | | | | |
| 9 | | Х | | | | | Χ | | | | | | | | |
| 11,2 | | | | | | | | | | Х | 12,8 | | Х | | Х |
| 44,9 | | Х | | X | | Х | | | | Х | | | | | |

Tabla 2. Resultados del análisis espectral.

Además de estas importantes diferencias, también hay que destacar que, a pesar de que las series del RCP 8.5 cuentan con más de 100 años de datos diarios de precipitaciones, la falta de ciclos superiores a 12,8 años transmiten la imagen de un clima muy estático y muy diferente al actual.

5. CONCLUSIONES

- El análisis espectral permite identificar los ciclos climáticos presentes en series hidrológicas, tales como ENSO, NAO o sunspot, y relacionarlos con riesgos tales como deslizamientos e inundaciones.
- Dada la naturaleza cíclica de estos riesgos, la predicción de dichos eventos más fiable a corto

y medio plazo la ofrecen las simulaciones de los ciclos estimados a partir de series experimentales. Las series experimentales ofrecen, como mínimo, ciclos con confianza estadística hasta 44,9 años, bien descritos en la literatura científica. Aunque en hay series en estiman ciclos de 89,8 años, relacionados con AMO que determina periodos más y menos lluviosos de menor frecuencia pero que sumados o restados a los de mayor frecuencia también influyen en las precipitaciones.

- Ciclos bien definidos como el solar (sunspot) o ENSO (6,4 años) no quedan reflejados en las series simuladas de cambio climático.

REFERENCIAS

- Currie, R.G., Wyatt, T., O'Brien, D.P., 1993. Deterministic signals in European fish catches, wine harvest and sea level, and further experiments. *Int J Climatol*, 13:665–687.
- Hoyt, D.V., Schatten, K.H., 1997. *The role of the Sun in climate change*. Oxford University Press, Oxford, 279 pp.
- Hurrell, J.W., 1995. Decadal trends in the North Atlantic Oscillation, regional temperatures and precipitation. *Nature*, 269:676–679.
- Labitzke, K. and van Loon, H., 1990. Associations between the 11-year solar cycle, the Quasi-Biennial Oscillation and the atmosphere: a summary of recent work. *Philos Trans R Soc Lond*, 330:577–589.

Lamb, H.H., 1977. Climate: past, present and future climatic history and the future, vol 2. Methuen, London.

- Luque-Espinar, J.A., Mateos, R.M., García-Moreno, I., Pardo-Igúzquiza, E., Herrera, G., 2017. Spectral analysis of climate cycles to predict rainfall induced landslides in the western Mediterranean (Majorca, Spain). *Nat Hazards*, 89(3): 985 1007.
- Saaroni, H., Toseti, A., Trigo, I.F., Vicente-Serrano, S.M., Yiou, P., Ziv, B., 2012. Large-scale atmospheric circulation driving extreme climate events in the Mediterranean and its related impacts. In: Lionello P (ed) *The climate of the Mediterranean region*. Elsevier, USA, pp 347–403.
- Stuiver, M., Braziunas, T.F., 1989. Atmospheric 14C and century-scale solar oscillations. *Nature*, 338:405–408.
- Tramblay, Y., El Adlouni, S., Servat, E., 2013. Trends and variability in extreme precipitation indices over Maghreb countries. *Nat Hazards Earth Syst Sci*, 13:3235–3248.
- Xoplaki, E., Trigo, R.M., García-Herrera, R., Barriopedro, D., D'Andrea, F., Fischer, E.M., Gimeno, L., Gouveia, C., Hernández, E., Kuglitsch, F.G., Mariotti, A., Nieto, R., Pinto, J.G., Pozo-Vázquez, D., Saaroni, H., Toreti, A., Trigo, I.F., Vicente-Serrano, S.M., Yiou, P., Ziv, B., 2012. Large-scale atmospheric circulation driving extreme climate events in the Mediterranean and its related impacts. In: Lionello P (ed) *The climate of the Mediterranean region*. Elsevier, USA, pp 347–403.

ANÁLISIS DE LAS LLUVIAS DESENCADENANTES DE DESLIZAMIENTOS EN EL NORTE DE LA CORDILLERA PRELITORAL CATALANA

R. Almirall (1), J. Marturià (2), F. Parera (2) y C. Abancó (1)

 (1) Departament de Mineralogia, Petrologia i Geologia Aplicada Facultat de Ciències de la Terra Universitat de Barcelona almirall.raquel@gmail.com claudia.abanco@ub.edu

(2) Àrea d'Enginyeria i Prevenció Riscos Geològics Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya jordi.marturia@icgc.cat ferran.parera@icgc.cat

RESUMEN

En este estudio se ha utilizado una base de datos que contiene 95 deslizamientos documentados en una zona de estudio de 3.558 km², situada entre la zona norte de la Cordillera Prelitoral y la zona nororiental de la Depresión Central de Cataluña, entre los años 2010-2020. Se han identificado de forma automática los episodios de lluvia responsables de los deslizamientos de tierra y se han caracterizado las condiciones de precipitación que son responsables de los deslizamientos de tierra mediante la comparación con lluvias no desencadenantes de deslizamientos. Se ha aplicado un método de detección automática de lluvias desencadenantes, el algoritmo CTRL-T (Melillo et al., 2015; Melillo et al., 2018), ampliado con tres nuevos algoritmos para identificar los episodios de lluvia y determinar la probabilidad de que estos hayan desencadenado ciertos deslizamientos. Finalmente, se han propuesto dos umbrales de precipitación, incluyendo precipitación antecedente (Emax24=-042·D+63) y precipitación desencadenante (IP=-0,08·D+12).

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos pueden ser generados por fenómenos naturales, antrópicos o una combinación de ambos. La lluvia es uno de los factores desencadenantes más comunes en deslizamientos de tierra (p. ej Corominas 2006). Una de las herramientas más utilizadas para su predicción son los umbrales de precipitación, tanto a escala global como regional (Guzzetti et al., 2008). La definición de estos es de especial interés para posteriormente crear sistemas de alerta. Para definir estos umbrales es importante entender las características de las precipitaciones con potencial desencadenante. El umbral empírico está basado en el análisis de las condiciones de deslizamientos anteriores (Ramos-Cañón et al., 2015). Obtener los datos de precipitación, una práctica habitual es el uso de los pluviómetros más cercanos, que pueden estar situados a quilómetros de la zona de interés, aunque en algunos casos también se utilizan productos de lluvia derivada de satélite (Brunetti et al., 2021) o radar (Cremonini & Tiranti, 2018).

2. OBJETIVO

Los principales objetivos de esta investigación son:

- Identificar los episodios de lluvia que han desencadenado deslizamientos de tierras en la zona norte de la Cordillera Prelitoral y la zona nororiental de la Depresión Central de Cataluña, entre los años 2010 y 2020.
- Caracterizar las condiciones de precipitación que son responsables de los deslizamientos.
- Detectar los parámetros de precipitación más influyentes.
- Proponer uno o varios umbrales de precipitación desencadenantes de deslizamientos de tierra.

3. ZONA DE ESTUDIO

3.1. Marco geográfico

Este estudio se centra en cinco comarcas del noreste de Cataluña a partir del registro de los datos de precipitaciones y de deslizamientos obtenidos (Figura 1). Las comarcas donde se ha desarrollado la investigación son la Selva, Osona, Vallès Oriental y Vallès Occidental, con una extensión total de 3.558,3 km². Para la selección de estas comarcas, se ha realizado previamente un análisis de los datos de deslizamientos de tierra que ofrece la base de datos REIGCAT del Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC).

El área de estudio está ubicada principalmente en el sistema montañoso que forma la Cordillera Prelitoral Norte. Al estar definida por los limites comarcales, la zona incluye también partes del este de la Depresión Central y del sud de las Sierras Transversales y del Pre-Pirineo. Las zonas con presencia de suelos cohesivos homogéneos, los macizos rocosos fracturados y las litologías como las arcillas, arenas y gravas, son áreas problemáticas a que se produzcan deslizamientos de tierra, concretamente deslizamientos y flujos.



Figura 1. Mapa que muestra la situación geográfica del área de estudio (comarcas de color lila). Los puntos azules representan la localización de los 34 pluviómetros que se han utilizado en el estudio. Los rombos naranjas representan la localización de las incidencias (deslizamientos y flujos).

3.2. Clima de la zona

El clima de Cataluña es propiamente mediterráneo y presenta dos estaciones diferenciadas. La primera es fría y es presente en los meses más fríos del año. La segunda es cálida y tropical, predominando en verano. Por este hecho, el trimestre estival es seco y el resto del año es moderadamente húmedo. Las temperaturas medianas anuales en el área de estudio son de 16°C a 0°C. Por otro lado, la estación más lluviosa en el área de estudio es en otoño. En la zona de estudio las precipitaciones oscilan entre los 1.200 mm y 600 mm (Servei Meteorològic de Catalunya, 2020). La elevación del terreno oscila entre 1750 m y 0 m, siendo el macizo más alto el Montseny de 1706 m (Atles Climàtic Digital de Catalunya, 2004).

La zona de estudio seleccionada tiene un interés especial porqué, entre el domingo 19 y el jueves 23 de enero del año 2020, tuvo lugar el temporal Glòria que afectó a todo el territorio catalán. Desde el punto geológico, los procesos geomorfológicos que ocasionó fueron significativos en extensión y magnitud, y como consecuencias sus afectaciones (ICGC, 2020). Según el SMC, las estaciones automáticas XEMA y las manuales de la Xarxa d'Observatoris Meteorològics (XOM) registraron precipitaciones acumuladas en la zona de estudio de entre 100 mm y 430 mm en estas fechas. Se documentaron 352 movimientos de ladera distribuidos por toda Cataluña, con zonas de especial concentración como los alrededores del Montseny.

4. METODOLOGIA

La metodología que se ha seguido a lo largo de la investigación se ilustra de forma resumida en la Figura 2. Todos los algoritmos presentados están implementados en el lenguaje de programación R. Los datos de entrada están formados por: i) las estaciones meteorológicas; ii) los pluviómetros; iii) la base de datos REIGCAT.

En primer lugar, se ejecuta el código **Transformar** para transformar los archivos que requiere la herramienta CTRL-T. En segundo lugar, se ejecuta el algoritmo **CTRL-T** (Melillo et al., 2018). En tercer lugar, se ejecuta el código **Unificar episodios**, para que cada episodio esté representado una única vez por las características conjuntas de la lluvia y, por último, se ejecuta el código **Postproces** para visualizar los resultados en forma de gráficos y hacer una validación.

Para definir cuáles son los parámetros más significativos para proponer los umbrales de lluvia, se han generado dos tipos de análisis: 1) distribución de cada parámetro individualmente, separando lluvias desencadenantes de deslizamientos y no desencadenantes; y 2) correlaciones entre parejas de parámetros, de nuevo distinguiendo lluvias desencadenantes y no desencadenantes de deslizamientos. Para la definición de los umbrales de lluvia en la evaluación del peligro de los deslizamientos, se han utilizado las variables más significativas entre los episodios desencadenantes y no desencadenantes de deslizamientos, se han utilizado las variables más significativas entre los episodios desencadenantes y no desencadenantes de deslizamientos. Los umbrales se han definido de forma visual y se han propuesto dos umbrales mínimos, que están definidos por una función lineal que se representa analíticamente. Para evaluar la precisión de los umbrales se ha separado la base de datos en dos submuestras. Una muestra del 85% de los datos elegidos de forma aleatoria (incluyendo lluvias desencadenantes y no desencadenantes), que se han utilizado para determinar los umbrales (Mllin) y una submuestra del 15% restante, utilizada para testearlos (Mtest).



Figura 2. Marco lógico de la investigación. El color azul representa las acciones ya implementadas en la literatura existente y el color naranja representa las acciones adicionales realizadas en el estudio.

5. CARACTERÍSTICAS DE LOS DATOS

Los datos más antiguos que se han obtenido son del año 2009 hasta la actualidad. Teniendo en cuenta esta limitación y que en el año 2009 no hay ningún deslizamiento registrado, se ha concretado que el período analizado sea des del año 2010 hasta el 2020. El Servei Meteorològic de Catalunya (SMC) tiene un total de 233 estaciones de la XEMA que registran precipitaciones. El total de pluviómetros que se utilizan en la zona de estudio son 34.

La tipología de movimientos de tierra que se ha elegido para el estudio, son los deslizamientos y los flujos. En total, se han reconstruido 95 deslizamientos que se han desencadenado por la lluvia. Los datos de los deslizamientos se han obtenido del REIGCAT, una base de datos del ICGC de las incidencias provocadas por movimientos de tierra.

| Área de estudio | Selva, Osona, Vallès Oriental Vallès Occidental |
|--|---|
| Autonomía | Cataluña |
| Estado | España |
| Extensión del área de estudio (km ²) | 3.558,3 |
| Escala | Regional |
| Período del análisis | Enero 2010 - Diciembre 2020 |
| Validación | 15% de los datos |
| Tipos de deslizamientos | Deslizamientos y flujos |
| Número de incidencias | 95 |
| Número de episodios de lluvia | 600 |
| Escala temporal de la lluvia | 1h |
| Fuente de los datos de precipitaciones | Pluviómetros de la XEMA |
| Número de pluviómetros | 34 |

Tabla 1. Tabla resumen de las características generales del caso de estudio.

6. RESULTADOS

6.1. Análisis de las características de las lluvias

Las lluvias desencadenantes de deslizamientos tienen típicamente una duración media de 50-75h. Las lluvias que no han desencadenado deslizamientos son principalmente más cortas e inferiores a las 50h, aunque en algunos casos ha habido episodios de lluvia de hasta 3 días de duración que no han desencadenado deslizamientos (Figura 3a).

En referencia a la acumulación total de precipitación, las lluvias desencadenantes de deslizamientos tienen valores diversos, con bastantes episodios entre 300 y 425 mm. En cambio, las lluvias no desencadenantes tienen principalmente una acumulación inferior a los 100 mm (Figura 3b).

La precipitación acumulada máxima en 24h escoge únicamente el tramo de 24h más intenso del episodio. Teniendo en cuenta este parámetro, los valores de las lluvias desencadenantes son un poco menos dispersos que en la acumulación total, con un pico en alrededor de los 200 mm. La mayoría de las lluvias no desencadenantes tienen valores inferiores a los 75 mm (Figura 3c).

La intensidad media de las lluvias desencadenantes es mayoritariamente entre 2 y 10 mm/h, para las lluvias no desencadenantes la intensidad es principalmente inferior a 5 mm/h, aunque en algunos casos ha habido episodios de lluvias entre los 10-30 mm/h (Figura 3d).

La intensidad pico de las lluvias desencadenantes es típicamente alrededor de los 20 mm/h. En las lluvias no desencadenantes, tienen una intensidad pico inferior, pero con algún caso puntual entre los 70-80 mm/h (Figura 3e).



Figura 3. Histogramas de a) duración (h). b) precipitación total acumulada (mm). c) precipitación acumulada máxima en 24h (mm). d) intensidad media (mm/h). e) intensidad máxima (mm/h), de los episodios de las lluvias desencadenantes y no desencadenantes de los deslizamientos de la lluvia antecedente. Fuente de datos: XEMA e ICGC.

6.2. Correlaciones entre variables de las lluvias

Mediante el análisis de pares de parámetros se ha determinado cuales son los parámetros más relevantes para definir los umbrales. En los gráficos cada episodio se representa como un punto según sus valores.

Se puede observar un conjunto de teóricos episodios desencadenantes de deslizamientos con unos valores cercanos al origen de coordenadas (0,0), es decir, de duración y precipitación total y acumulada en 24h muy próximas a 0. En estos casos se ha considerado que los deslizamientos se han formado por otros procesos independientes de la lluvia. Es decir, un factor previo ha llevado al fenómeno a una situación límite, y posteriormente una lluvia mínima ha terminado de desencadenar los deslizamientos.

Con un análisis visual tanto de los histogramas (Figura 3) como de los gráficos de correlación entre variables (Figura 4), se observa que los parámetros que mejor permiten distinguir los episodios desencadenantes y los no desencadenantes de deslizamientos, son los gráficos que están representados por la acumulación máxima en 24h (Emax24) y la intensidad máxima (IP), en relación con la duración (D). En estos casos, se puede determinar de forma visual una zona de predominio de lluvias desencadenantes y una zona de lluvias no desencadenantes.



Figura 4. Distribución de los episodios de lluvia desencadenantes y no desencadenantes de deslizamientos en relación con la duración (h) y: a) la precipitación total acumulada (mm). b) la precipitación acumulada máxima en 24h (mm). c) la intensidad media del episodio (mm/h). d) la intensidad pico del episodio (mm/h). Fuente de datos: XEMA e ICGC.

6.3. Propuesta de umbrales de lluvias desencadenantes de deslizamientos

Para definir los umbrales en la evaluación del peligro de los deslizamientos, se utilizan las variables que se han valorado como las más significativas para discernir entre los episodios desencadenantes y no desencadenantes de deslizamientos (Emax24 e IP). Este es el método estándar del análisis del peligro de deslizamientos, donde cada episodio está representado por un único punto en los diagramas Emax24-D e IP-D.

Para la definición de los episodios se han establecido dos criterios. El primero incluye la lluvia antecedente y la no desencadenante, donde los episodios están limitados por períodos secos de 48h o superiores. Melillo et al., (2015) utiliza este valor para los deslizamientos. El segundo criterio selecciona únicamente la lluvia desencadenante y los episodios están limitados por períodos secos a partir de una hora. Abancó et al., (2016) utilizan este valor para los *debris flows* en el Pirineo, Gaál et al., (2014) y Badoux et al., (2012) 2-3h para los Alpes Suizos.

Se han propuesto dos umbrales mínimos (Figura 5) según la lluvia antecedente (P=48h) y la lluvia desencadenante (P=1h), que están definidos por una función lineal que se representa analíticamente con las siguientes rectas (Tabla 2). Los umbrales se han definido de forma visual.



Tabla 2. Tabla que muestra la función de la recta del umbral Emax24-D (lluvia antecedente) y del umbral IP-D (lluvia desencadenante).

En la Figura 5, se representan en un diagrama Emax24-D todos los episodios de lluvia que el código ha detectado siguiendo la condición (P=48h) que incluiría la lluvia antecedente. La gráfica muestra que por encima del umbral ocurren un 80% de los deslizamientos (65 incidencias), desencadenadas por un 22% de los episodios de la lluvia antecedente (133 episodios). En cambio, por debajo del umbral se encuentran la gran mayoría de los episodios de la lluvia antecedente, el 78% (466 episodios) y se dejarían de detectar solo un 20% de los deslizamientos (16 incidencias).



Figura 5. Gráfico que relaciona la precipitación máxima acumulada en 24h (mm) y la duración (h). Se representa el umbral mínimo propuesto según la lluvia antecedente (P=48h). Datos Mllin. Fuente de datos: XEMA e ICGC.

En la Figura 6 se representan en un diagrama IP-D los episodios de lluvia que el código ha detectado siguiendo la condición (P=1h) que incluiría la lluvia desencadenante. El gráfico muestra que por encima del umbral ocurren un 65% de los deslizamientos (53 incidencias), desencadenadas por solo un 23% de los episodios de la lluvia desencadenante (263 episodios). En cambio, por debajo del umbral se encuentran la gran mayoría de los episodios de la lluvia desencadenante, el 77% (336 episodios) y se dejarían de detectar un 35% de los deslizamientos (28 incidencias).



Figura 6. Gráfico que relaciona la intensidad máxima del episodio (mm/h) y la duración (h). Se representa el umbral mínimo propuesto según la lluvia antecedente (P=48h). Datos Mllin. Fuente de datos: XEMA e ICGC.

En la Figura 7 se representa el umbral en el diagrama Emax24-D, con la validación del 15% de los datos. Este gráfico muestra que por encima del umbral ocurren el 69% de los deslizamientos (9 incidencias), desencadenadas por el 27% de los episodios (24 episodios) y por debajo del umbral, ocurren el 31% de los deslizamientos (4 incidencias), desencadenadas por el 73% de los episodios (66 episodios). En la Figura 8 se representa el umbral en el diagrama IP-D, con la comprobación del 15% de los datos. Este gráfico muestra que por encima del umbral ocurren el 62% de los deslizamientos (8 incidencias), desencadenadas por el 22% de los episodios (59 episodios) y por debajo del umbral, ocurren el 38% de los deslizamientos (5 incidencias), desencadenadas por el 78% de los episodios (211 episodios).



Figura 7. Gráfico que relaciona la precipitación acumulada en 24h (mm) y la duración (h). Se representa el umbral mínimo propuesto, según la lluvia antecedente (P=48h) con la validación del 15%. Datos Mtest. Fuente de datos: XEMA e ICGC.



Figura 8. Gráfico que relaciona la intensidad máxima del episodio (mm/h) y la duración (h). Se representa el umbral mínimo propuesto según la lluvia desencadenante (P=1h) con la validación del 15%. Datos Mtest. Fuente de datos: XEMA e ICGC.

7. DISCUSIÓN

La definición de los umbrales de lluvia depende de diferentes variables que son características en cada área de estudio. En la literatura existente, no hay un estándar establecido para la definición de los umbrales de lluvia. Como consecuencia, cada autor define los episodios de lluvia según su propio criterio, teniendo en cuenta el clima de la zona.

En este estudio, se han propuesto dos umbrales de lluvia, uno para la lluvia antecedente y el otro para la lluvia desencadenante. Las variables más significativas para correlacionar los episodios de lluvia y los deslizamientos de tierra son la acumulación máxima en 24h (Emax24) y la intensidad máxima alcanzada en la hora pico del episodio (IP). En la literatura existente, normalmente las variables más comunes para la representación de los umbrales de lluvia son la acumulación total y la intensidad media. El resultado de la variable de la intensidad pico (IP), es similar a Cannon et al., (2008) que también utiliza la intensidad media. La variable de la acumulación máxima en 24h (Emax24) está influenciada por la definición de los episodios de la lluvia y cada estudio define estos episodios según su criterio. Peruccacci et al., (2012), define un episodio de lluvia continuo para períodos secos de 48h i 96h (en la estación seca y húmeda, respectivamente).

Las variables elegidas son coherentes y muestran muy bien los resultados. Además, estas variables son interesantes porque no están influenciadas por la duración, a diferencia de las propuestas de las variables de la literatura existente, que están muy influenciadas por la duración. De esta forma, se reducen las incertidumbres que puede ocasionar el hecho de que aún no haya una definición estándar de los episodios de lluvia.

El temporal Glòria ha tenido una gran influencia en el aumento del número de registros de deslizamientos desencadenados por la lluvia. Con el temporal, se detectaron esas zonas que son propensas a sufrir problemas de deslizamientos en el caso que volviera a producirse un temporal de esta envergadura. En definitiva, ahora se conoce que la zona estudiada presenta peligro de deslizamientos por la lluvia y en el caso de superar unos valores del umbral que se deberían definir con más profundidad, se podría generar un aviso y alerta.

8. CONCLUSIONES

En este estudio se ha conseguido aplicar en el área de estudio el algoritmo que Melillo et al., (2018) ha puesto a la disposición de la comunidad científica para la reconstrucción de episodios de lluvia que han desencadenado deslizamientos. Para una adecuada aplicación de la herramienta, se han desarrollado tres algoritmos que se pueden modificar con más facilidad que el CTRL-T, el algoritmo Transformar, Unificar episodios y Postproces.

Las variables más significativas para definir los umbrales de lluvia son, la acumulación máxima en 24h (Emax24), que es la variable que mejor incluye la lluvia antecedente (Emax24 = $-0.42 \cdot D + 63$) y la intensidad máxima alcanzada en la hora pico del episodio (IP), que es la variable que mejor incluye la lluvia desencadenante (IP = $-0.08 \cdot D + 12$). Ambos parámetros son los más significativos para correlacionar los episodios de lluvia y los deslizamientos además de no estar influenciados por posibles períodos de precipitaciones bajas dentro de un episodio intenso. Como resultado, se han reducido las incertidumbres que se podrían ocasionar al no existir una definición estándar de los episodios de lluvia.

9. REFERENCIAS

- Abancó, C., Hürlimann, M., Moya, J., & Berenguer, M. (2016). Critical rainfall conditions for the initiation of torrential flows. Results from the Rebaixader catchment (Central Pyrenees). *Journal of Hydrology*, *541*, 218–229. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.01.019.
- Ramos-Cañón, A. M., Trujillo-Vela, M. G., & Prada-Sarmiento, L. F. (2015). Niveles umbrales de lluvia que generan deslizamientos: Una revisión crítica. Ciencia e Ingeniería Neogranadina, 25(2), 61-8
- Atles Climàtic Digital de Catalunya, 2004. Última consulta: 11 de juny del 2021. http://www.opengis.uab.cat/acdc/catala/presentacio.htm.
- Badoux, A., Turowski, J. M., Mao, L., Mathys, N., & Rickenmann, D. (2012). Rainfall intensityduration thresholds for bedload transport initiation in small Alpine watersheds. Natural Hazards and Earth System Science, 12(10), 3091–3108. <u>https://doi.org/10.5194/nhess-12-3091-2012</u>
- Brunetti MT, Peruccacci S, Rossi M, Luciani S, Valigi D, G. F. (2010). Rainfall thresholds for the possible occurrence of landslides in Italy. Nat Hazards Earth Syst, 47(6–7), 633–635. https://doi.org/10.1016/S1387-6473(03)00110-6
- Brunetti, M. T., Melillo, M., Gariano, S. L., Ciabatta, L., Brocca, L., Amarnath, G., & Peruccacci, S. (2021). Satellite rainfall products outperform ground observations for landslide forecasting in India. Hydrology and Earth System Sciences Discussions, 1–27. <u>https://doi.org/10.5194/hess-2021-42</u>
- Cannon, S. H., Gartner, J. E., Wilson, R. C., Bowers, J. C., & Laber, J. L. (2008). Storm rainfall conditions for floods and debris flows from recently burned areas in southwestern Colorado and southern California. Geomorphology, 96(3–4), 250–269. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2007.03.019
- Corominas i Dulcet, J. (2006). El clima y sus consecuencias sobre la actividad de los movimientos de ladera en España. Cuaternario y Geomorfología: Revista de La Sociedad Española de Geomorfología y Asociación Española Para El Estudio Del Cuaternario, 20(3), 89–113.
- Cremonini, R., & Tiranti, D. (2018). The Weather Radar Observations Applied to Shallow Landslides Prediction: A Case Study From North-Western Italy. Frontiers in Earth Science, 6(September), 1–12. <u>https://doi.org/10.3389/feart.2018.00134</u>
- Datos abiertos de Cataluña. Datos meteorológicos de la XEMA. <u>https://analisi.transparenciacatalunya.cat/Medi-Ambient/Dades-meteorol-giques-de-la-XEMA/nzvn-apee</u>.
- Datos abiertos de Cataluña. Metadatos estaciones meteorológicas automáticas. <u>https://analisi.transparenciacatalunya.cat/Medi-Ambient/Metadades-estacions-meteorol-giques-autom-tiques/yqwd-vj5e</u>.

- Gaál, L., Molnar, P., & Szolgay, J. (2014). Selection of intense rainfall events based on intensity thresholds and lightning data in Switzerland. Hydrology and Earth System Sciences, 18(5), 1561–1573. <u>https://doi.org/10.5194/hess-18-1561-2014</u>
- Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M., & Stark, C. P. (2008). The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: An update. Landslides, 5(1), 3–17. https://doi.org/10.1007/s10346-007-0112-1
- ICGC: El temporal Gloria (19-23/01/2020): els efectes dels processos geològics sobre el territori., 2020.
- Melillo, M., Brunetti, M. T., Peruccacci, S., Gariano, S. L., & Guzzetti, F. (2015). An algorithm for the objective reconstruction of rainfall events responsible for landslides. Landslides, 12(2), 311–320. <u>https://doi.org/10.1007/s10346-014-0471-3</u>
- Melillo, M., Brunetti, M. T., Peruccacci, S., Gariano, S. L., Roccati, A., & Guzzetti, F. (2018). A tool for the automatic calculation of rainfall thresholds for landslide occurrence. Environmental Modelling and Software, 105, 230–243. <u>https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2018.03.024</u>
- Peruccacci, S., Brunetti, M. T., Luciani, S., Vennari, C., & Guzzetti, F. (2012). Lithological and seasonal control on rainfall thresholds for the possible initiation of landslides in central Italy. Geomorphology, 139–140, 79–90. <u>https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2011.10.005</u>
- Servei Meteorològic de Catalunya. El clima de Cataluña, 2020. Última consulta: 10 de junio del 2021. <u>https://www.meteo.cat/wpweb/climatologia/el-clima-ahir/el-clima-de-catalunya/</u>.

ANÁLISIS DE RIESGOS ASOCIADOS A LAS REDES DE INFRAESTRUCTURAS VIARIAS DE LA PROVINCIA DE JAÉN

Ramón L. CARPENA MORALES (1,2), Francisco UREÑA FERNÁNDEZ (3), Julio CALERO GONZÁLEZ (4,7) Mario SÁNCHEZ GOMEZ (4,7), Joaquín TOVAR PESCADOR (5,7) Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO (6,7)

(1) Departamento de Ingeniería Mecánica y Minera Universidad de Jaén rcarpena@ujaen.es

> (2) Área de Infraestructuras Municipales Diputación de Jaén ramon.carpena@dipujaen.es

> > (3) Director Nacional CEMOSA f.urena@cemosa.es

(4) Departamento de Geología Universidad de Jaénmsgomez@ujaen.es; jcalero@ujaen.es

(5) Grupo de Modelización Atmosférica y Radiación Solar (MATRAS) Departamento de Física Universidad de Jaén jtovar@ujaen.es

(6) Grupo de Sistemas Fotogramétricos y Topométricos Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría Universidad de Jaén tfernan@ujaen.es

(7) Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra, Energías y Medio Ambiente Universidad de Jaén

RESUMEN

En este estudio se han elaborado modelos de susceptibilidad a las incidencias, tanto movimientos de ladera como procesos superficiales, que afectan a red viaria de Diputación Provincial de Jaén. Para ello, se han empleado un inventario de incidencias y un conjunto de factores determinantes entre los que figuran los derivados del modelo digital de elevaciones (altitud, pendiente, orientación, curvatura, posición en la ladera, tamaño y desnivel de las unidades del terreno), las unidades litogeotécnicas y otros factores. Se han ensayado distintas resoluciones (5 y 25 m) y metodologías (basadas en índices, análisis multivariante y aprendizaje automático). Para validar los modelos se emplea un inventario independiente, asociado a la autovía A-316, que pertenece a la Red de Carreteras de Andalucía. Se calculan parámetros como el porcentaje de las distintas clases de susceptibilidad y el grado de ajuste, siendo los métodos con base estadística y aprendizaje automático los que presentan mejores resultados.

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos de ladera suponen uno de los riesgos geológicos que más incidencia tienen a nivel global, provocando al año miles de víctimas y costes por valor de miles de millones de euros (Schuster, 1999; Petley, 2012). Se producen en diferentes regiones montañosas de España y las Cordilleras Béticas (Irigaray et al., 2007), y de forma específica en la provincia de Jaén (Hervás, 2017). Afectan a las personas y sus propiedades, el medio ambiente y la actividad económica, siendo las infraestructuras viarias uno de los elementos más afectados (Schuster, 1999).

Una de las medidas más efectivas para la prevención y mitigación de riesgos es su evaluación, tanto de la peligrosidad del fenómeno como de la exposición y vulnerabilidad de los elementos en riesgo (Varnes, 1984). Para la peligrosidad existen numerosos métodos, tanto deterministas, como probabilistas, que generalmente son los más aplicados para áreas extensas, ante la falta de datos precisos y exhaustivos en dichas áreas. De forma más específica, los métodos probabilísticos se aplican exhaustivamente en la estimación de la probabilidad espacial o susceptibilidad, y se basan en el análisis estadístico de correlación entre factores determinantes y deslizamientos, de acuerdo a la definición de susceptibilidad establecida por Brabb (1984).

Para elaborar los modelos de susceptibilidad mediante técnicas estadísticas, se cuenta con numerosos métodos, que de acuerdo con Reichenbach et al. (2018), se pueden agrupar en modelos basados en: índices (Irigaray et al., 1996, 1999; Fernandez et al., 2003) y estadística bivariante (Chung y Fabbri, 1999); evaluación multicriterio (Irigaray et al., 1996); estadística multivariante (Guzzetti et al., 1999; 2005; Baeza y Corominas, 2001); aprendizaje automático (Merghadi et al., 2020); y redes neuronales artificiales (Pradhan y Li, 2010; Tien Bui et al., 2016). Estos dos últimos grupos han ganado terreno frente a los métodos estadísticos clásicos por su mayor versatilidad y mejor comportamiento en sistemas no lineales como los modelos elaborados a partir de factores de distinta naturaleza (Pourghasemi y Rahmati, 2018).

Estos modelos generalmente se aplican a áreas más o menos amplias, correspondientes a cuencas naturales o a divisiones administrativas o cartográficas, pero también pueden ajustarse al entorno de entidades lineales como ríos o carreteras. Así, la relevancia de las carreteras en el análisis de riesgos de deslizamientos no solo se considera al incluir a la distancia a carreteras y vías de comunicación como factor determinante (Reichenbach et al., 2018), sino que, en muchos casos a lo largo de todo el mundo, el análisis de riesgos se focaliza en el entorno de las mismas (Petley et l., 2007; Hearn y Hunt, 2011; Donnini et al., 2017; McAdoo et al., 2018).

Por otra parte, un aspecto clave en la utilización de todos estos métodos y modelos es la validación, que los capacita como modelos predictivos que puedan ser utilizados en la estimación del riesgo y en la propuesta de medidas de prevención y mitigación fundamentadas en ellos. La validación se lleva a cabo mediante tres tipos de métodos, que se basan en utilizar respectivamente una partición temporal, espacial o aleatoria del inventario, de tal forma que la validación utilice una muestra distinta de la que se emplea para elaborar el modelo (Irigaray et al., 1999; Chung y Fabbri, 2003; Fernández et al., 2003). En unos y otros casos se emplean índices como los basados en la matriz de confusión (Conforti et al., 2014) u otros como el grado de ajuste (Baeza y Corominas, 2001).

En este trabajo se propone la elaboración de modelos de susceptibilidad a las incidencias, tanto movimientos de ladera como procesos superficiales, que afectan a red viaria de Diputación Provincial de Jaén, basado en un inventario de incidencias y un conjunto de factores determinantes. Se han ensayado distintas resoluciones (5 y 25 m) y metodologías (basadas en índices, análisis multivariante y aprendizaje automático). Para validar los modelos se emplea un inventario independiente, asociado a la autovía A-316, que pertenece a la Red de Carreteras de Andalucía (Villegas et al., 2017).

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Zona de estudio

El área de estudio (Figura 1) corresponde a la provincia de Jaén, que coincide aproximadamente con la comarca natural de la cuenca oriental o alta del río Guadalquivir, aunque el trabajo se centra en el entorno de las carreteras de la extensa y penetrativa red de la Diputación de Jaén, que tiene una longitud de unos 1600 km, y es bastante representativa de los diferentes entornos físicos de la provincia. La red provincial se completa con la red nacional, en la que destaca la autovía A-44 que la atraviesa de norte a Sur; y la red autonómica, dentro de la cual destaca la autovía A-316, cuyas incidencias se utilizan para validar los mapas de susceptibilidad obtenidos con las incidencias de la red de la Diputación de Jaén.

La altitud de la provincia oscila entre 152 y 2160 m, siendo la pendiente media de 12,2°, aunque muy variable entre las sierras y el valle del Guadalquivir. No obstante, la altitud de las carreteras de la red de la Diputación de Jaén varía entre 178 y 1620 m, mientras que la autovía A-316 queda restringida al intervalo entre 270 y 753 m.

Desde el punto de vista geológico y morfológico se pueden distinguir tres dominios, de Sur a Norte (Figura 1b):

- Las Zonas Externas de la Cordillera Bética, formadas por rocas carbonatadas o margoarcillosas mesozoicas y cenozoicas, estructuradas como un cinturón orogénico de pliegues y cabalgamientos desde el Mioceno inferior hasta el presente (Pérez Valera et al., 2017), en las que aparecen varios dominios paleogeográficos (Prebético y Subbético).
- El relleno sedimentario de la cuenca del Guadalquivir, que en el norte consiste en un conjunto de sedimentos margo-arcillosos del Mioceno, ligeramente deformados, superpuestos a la Cobertera Tabular del Macizo Ibérico (arcillas del Triásico y calizas del Jurásico); en el sur, estos materiales están muy deformados e incorporan otros como arcillas y evaporitas triásicas o margas arcillosas cretácicas.
- El Dominio Varisco, que constituye el basamento del Macizo Ibérico, en el que predominan metapelitas (pizarras, grauvacas, etc.) y rocas ígneas intrusivas (granitos).
- Sobre todos estos materiales se localizan depósitos cuaternarios relacionados con la dinámica fluvial actual y sedimentos de taludes.

En entorno de las carreteras de la red de la Diputación de Jaén, es bastante representativo de la geología provincial, estando prácticamente todas las unidades litogeotécnicas presentes; por el contrario, en el entorno de la A-316, solamente aparecen representados los materiales del relleno sedimentario de la cuenca del Guadalquivir, tanto los poco como los muy deformados.

Climáticamente, la provincia de Jaén corresponde al tipo de clima mediterráneo de verano cálido (Csa de Koppen), más concretamente, al tipo mediterráneo meridional del valle del Guadalquivir. Este se caracteriza por una precipitación media anual (PMA) entre 500 y 650 mm, con valores máximos entre el otoño, invierno y primavera, y valores mínimos en el verano. Las temperaturas medias oscilan entre los 17 y los 18,5 °C, con valores máximos muy pronunciados en verano. El uso predominante del suelo son los cultivos agrícolas, y dentro de ellos, el olivar que constituye el 44% de la superficie de la provincia (ESYRCE, 2021). Tanto las condiciones climáticas medias como el uso predominante del olivar se mantienen en el caso de las carreteras, incluida la A-316. La provincia tiene una población de 638.000 habitantes, pero solo con dos núcleos urbanos que superan los 50.000 habitantes.

La provincia aparece entre las más afectadas por los movimientos de ladera en España (4 movimientos por cada 100 km², según el inventario de movimientos de ladera de España Alissa; Hervás, 2017). Más adelante, se describen los inventarios de las carreteras de la red provincial y de la A-316.



Figura 1. a: Localización; b: Encuadre geológico; c: Mapa de la PMA; d y e: Precipitación anual y mensual.

2.2. Metodología

El primer paso es la elaboración y enriquecimiento de la base de datos de incidencias en la red de carreteras de la provincia de Jaén, con datos extraídos de las fichas de los trabajos realizados para su reparación y mantenimiento, desde 1998 hasta 2013, completados con datos de campo y otros extraídos de mapas y modelos digitales del terreno (Carpena et al., 2017; 2021). La base de datos original incluía datos identificativos de la incidencia (coordenadas, proyecto, obra etc.); vegetación y uso del suelo; datos geomorfológicos y topográficos; datos geotécnicos (capacidad de carga, condiciones constructivas...); hidrogeología (drenaje y permeabilidad); descripción de la incidencia (año, mes, tipología de incidencia, vías, PKs, etc.); geología (litología y formaciones superficiales); datos de la carretera; y, finalmente, la solución constructiva adoptada. La base de datos ha sido testeada sobre el terreno, especialmente en lo relativo a la geología y a la descripción de la incidencia, así como a aspectos morfológicos.

Finalmente, las incidencias registradas y revisadas se han digitalizado sobre la ortofotografía y posteriormente se han refinado mediante diversas operaciones de recorte y buffer (corredores) en el software SIG empleado (QGIS y ArcGIS). El resultado es un inventario de incidencias, consistente en una serie de corredores de 100 m de anchura (50 m en ambas direcciones) sobre tramos de carreteras de la red provincial. Se han establecido una distinción básica entre dos categorías:

- Procesos muy someros, con magnitud entre extremadamente y muy pequeña (<5000 m³). Corresponden a rupturas en el talud de la carretera, ya sea de tipo deslizamiento o colapso, pero también a descalces del terraplén de la vía. Por su parte, se identificaron procesos erosivos (cárcavas) que también producen incidencias en las vías.
- Procesos someros en los que se produce movilización de la ladera donde se ubica la carretera, con una magnitud generalmente entre pequeña y mediana (5000-500.000 m³). Dentro de estos se consideraron movimientos de talud de tipo deslizamiento o flujo, aunque también se distinguieron procesos de reptación de los flujos bien definidos en el paisaje.

El segundo paso es el análisis de factores, que se ha realizado en el SIG mediante herramientas de correlación cruzada. Se ha calculado el coeficiente de correlación de Kolmogorov-Smirnov y se han determinado las condiciones de aparición de las incidencias totales, así como separadamente de las superficiales y los procesos de ladera. Además, se ha estimado la correlación (colinealidad) entre los factores. Estos análisis han permitido la selección de los factores a emplear en los modelos de susceptibilidad, adoptando dos niveles de selección que conducen a modelos con 4 factores o con 8 factores para ambas resoluciones (5 y 25 m) y todos los tipos de incidencias.

Los modelos de susceptibilidad se han elaborado mediante la aplicación de distintas metodologías (Reichenbach et al., 2018): método de la matriz (índices); evaluación multicriterio; regresión multivariante y análisis discriminante (estadística clásica); y una red neuronal sencilla (perceptrón de una capa). Como variable dependiente se ha utilizado la ausencia/presencia de incidencias y como variables independientes los valores de los factores determinantes, en cada una de las celdillas del conjunto de capas, que componen la matriz completa de valores extraída desde el SIG. En la mayor parte de los métodos se requiere la utilización de valores numéricos para los factores, que en este caso se han estimado a partir de los porcentajes de incidencias para cada clase de cada factor (Irigaray et al., 1996). Los métodos se han aplicado mediante scripts de Python sobre la matriz completa de valores antes indicada, que devuelven los resultados del proceso de ajuste de los modelos, así como el valor de probabilidad o susceptibilidad a las incidencias estimada en cada celda. El resultado final es una capa raster para cada modelo, que se puede incorporar al SIG, con los valores de susceptibilidad expresados en porcentaje, así como los modelos clasificados en 5 intervalos mediante el método de cuantiles, que asegura la misma proporción a priori en todas las clases.

Los modelos de susceptibilidad elaborados se validan mediante partición aleatoria y espacial del inventario, una vez descartada la validación temporal ya que no se dispone de un inventario realmente multitemporal (Fernández et al., 2021) o al menos de un inventario ah-hoc realizado a partir de un evento (Irigaray et al., 1999; Fernández et al., 2003). La validación por partición aleatoria se ha empleado en la red neuronal, a partir de la obtención de muestras de entrenamiento o *training* y validación o *testing* (Reichenbach et al., 2018). La validación por partición espacial se ha ensayado para todos los métodos mediante una muestra de incidencias en una autovía de la red autonómica de Andalucía (A-316; Villegas et al., 2017), por lo tanto, no incluida en la red de la Diputación de Jaén, pero dentro de la misma área. En términos estrictos no se trata de una validación con áreas adyacentes como se describe en Chung y Fabbri (2003), sino de un método mixto entre ésta y la validación por partición aleatoria. En este caso se ha empleado el grado de ajuste (Baeza y Corominas, 2001) y los consiguientes índices de aciertos y errores (Fernández et al., 2003).

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El inventario de incidencias de la red viaria de la Diputación de Jaén se muestra en la Figura 2 y la distribución por tipología se muestra en la Tabla 1. Como se observa, hubo 46 incidencias correspondientes a cárcavas, 47 incidencias puntuales en taludes (38 deslizamientos y 9 colapsos), y 30 incidencias asociadas a descalces de terraplenes; en total, 77 incidencias directamente relacionadas con la carretera. Además, hubo 63 incidencias de mayor magnitud, entre los cuales se identificaron 21 deslizamientos, 26 flujos y 16 zonas de reptación (Carpena et al., 2021). En el caso de la autovía A-316, se cuenta con un inventario de 41 incidencias, correspondientes a descalce de terraplenes,



rotura más o menos generalizada de taludes, procesos de formación de cárcavas y movimientos de ladera (Villegas et al., 2017).

Figura 2. Incidencias en la red viaria de la Diputación de Jaén.

| Magnitud | Tipología | Número | | | |
|-------------------|-----------------------------|--------|--|--|--|
| | Cárcava | 46 | | | |
| Menor magnitud | Descalce del terraplén | 30 | | | |
| Muy superficiales | Deslizamiento en talud | 38 | | | |
| | Colapso en talud | 9 | | | |
| Mover meanityd | Deslizamientos de la ladera | 21 | | | |
| Superficiales | Flujos | 26 | | | |
| Superficiales | Reptación | 16 | | | |

Tabla 1. Número de incidencias de cada tipología en la red viaria de la Diputación de Jaén.

Por su parte, mediante el análisis de factores determinantes se ha calculado el coeficiente de correlación de Kolmogorov-Smirnov (Tabla 2) y se han identificado las condiciones de aparición de las incidencias totales, así como separadamente las superficiales y los procesos de ladera (Tabla 3). Para ambas resoluciones, el factor con mayor correlación es el de las unidades litogeotécnicas, que presentan los mayores valores del coeficiente, seguido por otros como la pendiente, la posición en la ladera (TPI), la rugosidad (RTI), el desnivel o rango de las laderas, el desnivel a la cota máxima, la distancia a los ríos y la precipitación. Para las incidencias más superficiales, los factores más determinantes se mantienen, aunque solo las unidades litogeotécnicas, la pendiente, la rugosidad, el desnivel máximo y la distancia a ríos se mantienen con valores significativamente elevados. Para las incidencias de mayor tamaño, a los factores que afectan a todas las incidencias hay que unir otros como la elevación, la orientación, la distancia a fracturas y la temperatura.

Las condiciones de aparición de las incidencias, siempre en el entorno de las carreteras, son similares en las incidencias más superficiales y las que afectan a una parte de la ladera. Aparecen sobre todo en relación con litologías blandas como margas y arcillas, sobre todo en las del Cenozoico (Neógeno),

tanto deformadas como poco deformadas, pero también en las del Triásico (más afectadas por procesos de ladera) y las del Cretácico (más afectadas por incidencias superficiales). Las incidencias están muy distribuidas por distintos rangos de elevación, entre 750 y 1500 m; las pendientes son algo superiores en las incidencias más superficiales (30-60°) que en los procesos de ladera (20-45°); las orientaciones preferentes son al N y E; la curvatura y posición son mayoritariamente convexas-altas y cócavas-bajas; y la rugosidad, es preferentemente alta o muy alta. Las laderas más afectadas son en mayor medida las de mayores dimensiones, con fuertes rangos o desniveles. Las incidencias se sitúan más cerca de los ríos, sobre todo las más superficiales, y a distancias medias respecto a las zonas de fracturas. Los usos del suelo más afectadas son las zonas de labor y vegetación escasa, aunque los procesos de ladera también aparecen en relación con zonas de bosque. Por último, las incidencias aparecen en mayor medida en zonas de precipitación media-alta y temperaturas medias.

| Factores | | 5 m | | 25 m | | | | |
|--------------------------|-------|---------|--------|-------|---------|--------|--|--|
| Factores | Todos | Superf. | Ladera | Todos | Superf. | Ladera | | |
| Elevación | 0,122 | 0,144 | 0,370 | 0,152 | 0,196 | 0,470 | | |
| Pendiente | 0,240 | 0,195 | 0,391 | 0,257 | 0,160 | 0,447 | | |
| Orientación | 0,093 | 0,094 | 0,224 | 0,134 | 0,212 | 0,231 | | |
| Curvatura | 0,181 | 0,140 | 0,251 | 0,156 | 0,159 | 0,185 | | |
| ТРІ | 0,205 | 0,157 | 0,285 | 0,169 | 0,193 | 0,217 | | |
| TRI | 0,233 | 0,197 | 0,372 | 0,230 | 0,141 | 0,410 | | |
| Área Unidades | 0,099 | 0,158 | 0,152 | 0,175 | 0,278 | 0,185 | | |
| Rango Unidades | 0,226 | 0,179 | 0,309 | 0,234 | 0,165 | 0,354 | | |
| Rango Máx. Unidades | 0,237 | 0,211 | 0,287 | 0,258 | 0,233 | 0,322 | | |
| Distancias Ríos | 0,221 | 0,335 | 0,039 | 0,241 | 0,405 | 0,099 | | |
| Distancias Fractura | 0,153 | 0,047 | 0,416 | 0,210 | 0,131 | 0,523 | | |
| Unidades litogeotécnicas | 0,288 | 0,339 | 0,407 | 0,405 | 0,507 | 0,519 | | |
| Usos del suelo | 0,153 | 0,173 | 0,136 | 0,195 | 0,225 | 0,170 | | |
| Precipitación | 0,164 | 0,111 | 0,407 | 0,206 | 0,133 | 0,464 | | |
| Temperatura | 0,131 | 0,190 | 0,362 | 0,188 | 0,298 | 0,427 | | |

Tabla 2. Coeficientes de correlación entre las incidencias totales, superficiales y movimientos de ladera, y los factoresdeterminantes, para la resolución de 5 m y de 25 m.

| | Todos | Superficiales | Ladera | | |
|--------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|--|--|
| Elevación | 750-1500 | 1250-1500 | 750-1250 | | |
| Pendiente | 20-60 | 30-60 | 20-45 | | |
| Orientación | NyE | E | N y NE | | |
| Curvatura | CV y CV | CV y CV | CV y CV | | |
| ТРІ | Alta y baja | Alta y baja Alta y baja | | | |
| TRI | Rug-Muy Rug | Rug-Muy Rug | Rug-Muy Rug | | |
| Área Unidades | Grande | Grande-Med | Grande-Peq | | |
| Rango Unidades | Alto | Alto | Alto | | |
| Rango Máx. Unidades | Alto | Medio-Alto | Alto | | |
| Distancias Ríos | Pequeñas | Pequeñas | Medias | | |
| Distancias Fractura | Medias | Medias | Medias-Grandes | | |
| Unidades litogeotécnicas | Materiales blandos: | Materiales blandos: | Materiales blandos: | | |
| | margas y arcillas | margas y arcillas | margas y arcillas | | |
| | Cenozoicas más o | Cenozoicas más o | Cenozoicas más o | | |
| | menos deformadas, | menos deformadas, | menos deformadas, | | |
| | Triásicas y Cretácicas | Triásicas y Cretácicas | Triásicas y Cretácicas | | |
| Usos del suelo | Bos-Labor-Veg.esc | Labor-Veg. esc. | Veg. esc-bosque | | |
| Precipitación | Medias | Medias-altas | Medias-bajas | | |
| Temperatura | Medias-Bajas | Bajas | Medias | | |

Tabla 2. Condiciones en las que se producen preferentemente las incidencias totales, superficiales y procesos de ladera.

| | 5 m | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|------|-------|-------|------|------|------|------|--------------|------|------|------|------|------|------|-----|
| | Ele | Pen | Ori | Cur | TPI | TRI | Are | Ran | RaX | DRi | DFr | Lit | Uso | Pre | Tem |
| Elevac. | 1 | | | | | | | | | | | | | | |
| Pend. | ,704 | 1 | | | | | | | | | | | | | |
| Orien. | ,004 | -009 | 1 | | | | | | | | | | | | |
| Curvat. | ,002 | ,011 | ,000 | 1 | | | | | | | | | | | |
| TPI | ,019 | ,000, | ,000 | ,034 | 1 | | | | | | | | | | |
| TRI | ,089 | ,250 | -006 | ,029 | ,001 | 1 | | | | | | | | | |
| Area | ,045 | -002 | ,016 | ,000 | -001 | -001 | 1 | | | | | | | | |
| Rango | ,274 | ,323 | ,016 | ,008 | ,029 | ,085 | ,446 | 1 | | | | | | | |
| RanMx | ,175 | ,272, | ,008 | -010 | -018 | ,049 | ,470 | ,686 | 1 | | | | | | |
| DRíos | -508 | -413 | ,001 | ,001 | ,000 | -057 | ,004 | ,003 | -002 | 1 | | | | | |
| DFrac | -560 | -454 | ,003 | ,001 | ,000 | -056 | -029 | -035 | -045 | ,863 | 1 | | | | |
| Litogeo | ,723 | ,479 | ,217 | ,242 | ,274 | ,478 | ,340 | ,403 | ,380 | ,366 | ,338 | 1 | | | |
| Usos | ,436 | ,337 | ,077 | ,145 | ,199 | ,329 | ,161 | ,223 | ,148 | ,148 | ,168 | ,680 | 1 | | |
| Precip. | ,356 | ,272, | ,017 | -001 | ,000 | ,036 | ,022 | ,279 | ,262 | ,001 | -031 | ,685 | ,387 | 1 | |
| Temp. | -495 | -283 | -008 | -001 | -007 | -044 | -023 | -331 | -265 | ,000 | ,031 | ,759 | ,411 | -639 | 1 |
| 25 m | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Ele | Pen | Ori | Cur | TPI | TRI | Are | Ran | RaX | DRi | DFr | Lit | Uso | Pre | Tem |
| Elevac. | 1 | | | | | | | | | | | | | | |
| Pend. | ,676 | 1 | | | | | | | | | | | | | |
| Orien. | ,002 | -009 | 1 | | | | | | | | | | | | |
| Curvat. | ,038 | ,004 | -001 | 1 | | | | | | | | | | | |
| TPI | ,043 | ,004 | -001 | ,969 | 1 | | | | | | | | | | |
| TRI | ,195 | ,529 | -015 | ,003 | ,004 | 1 | | | | | | | | | |
| Area | ,047 | ,016 | ,016 | ,001 | ,000 | -005 | 1 | | | | | | | | |
| Rango | ,275 | ,371 | ,012 | ,052 | ,065 | ,233 | ,440 | 1 | | | | | | | |
| RanMx | ,179 | ,281 | ,008 | -030 | -032 | ,091 | ,467 | ,686 | 1 | | | | | | |
| DRíos | -508 | -398 | ,000, | ,000 | ,000 | -124 | ,005 | <i>,</i> 003 | -002 | 1 | | | | | |
| DFrac | -561 | -431 | ,003 | ,000 | ,000 | -121 | -030 | -035 | -046 | ,863 | 1 | | | | |
| Litogeo | ,811 | ,654 | ,655 | ,527 | ,663 | ,738 | ,585 | ,619 | ,489 | ,687 | ,700 | 1 | | | |
| Usos | ,718 | ,596 | ,539 | ,509 | ,654 | ,718 | ,548 | ,577 | ,392 | ,665 | ,682 | .685 | 1 | | |
| Precip. | ,356 | ,269 | ,017 | ,000 | ,000 | ,079 | ,022 | ,282, | ,267 | ,001 | -031 | ,807 | ,753 | 1 | |
| Temp. | -495 | -279 | -005 | -016 | -017 | -097 | -024 | -335 | -270 | ,000 | ,031 | ,735 | ,738 | -639 | 1 |

Tabla 3. Correlación entre factores.

Del análisis entre factores se desprende que existen algunos que están fuertemente relacionados con otros, entre los que destacan la elevación con numerosos factores (pendiente, litología, usos, etc.); la litología, con la distancia a ríos, la elevación, los usos del suelo, la precipitación o la temperatura; u otras relaciones particulares como la curvatura con la posición en la ladera, la distancia a ríos con la distancia a fracturas, y el área de las unidades de terreno con el desnivel total o rango y el desnivel a la cota máxima.

Así, considerando conjuntamente las correlaciones entre factores e incidencias, y los factores entre sí, se han seleccionado para ambas resoluciones dos conjuntos de factores: uno más restringido con factores bastante independientes entre sí y con una correlación significativa con las incidencias; y otro más amplio, con factores que presentan una correlación moderada entre los factores y con las incidencias. El primer grupo está formado por las unidades litogeotécnicas, la pendiente, la posición en la ladera y el rango o desnivel de las unidades del terreno; en el segundo, además de los anteriores, se incluye la rugosidad, el área de las unidades, la distancia a ríos y las precipitaciones.

Con estos factores se han obtenido los modelos de susceptibilidad mediante los diversos métodos indicados en la metodología, que se muestran en la Figura 3. Puesto que el método aplicado para la clasificación ha sido el de cuantiles, la distribución de las clases de susceptibilidad es similar en todos los casos para toda la zona, pero cambia algo en su aplicación a la A-316. La distribución de clases, el porcentaje afectado por las incidencias y el grado de ajuste se muestra en la Tabla 4.



Figura 3. Modelos susceptibilidad obtenidos, ampliados en un tramo de la A-316 entre Baeza y el Puente del Obispo. A la izquierda los modelos a resolución 25 m y a la derecha los modelos a 5 m, elaborados con 4 factores en ambos casos. De arriba abajo, los distintos métodos: matriz, evaluación multicriterio, regresión multivariante y red neuronal.

| | Ν | /latriz | 4 f /25 ı | n | Ν | /latriz | 8 f /25 r | n | | Matriz | 4 f /5 n | า | Matriz 8 f /5 m | | | |
|----|------|---------|-----------|------|------|---------|-----------|------|-----------------------|----------|----------|------|-----------------------|----------|-----------|------|
| | %A | %F | GA | %C | %A | %F | GA | %C | %A | %F | GA | %C | %A | %F | GA | %C |
| MB | 49,5 | 0,9 | 12,7 | 33,5 | 89,5 | 0,9 | 11,4 | 75,7 | 24,0 | 0,9 | 14,5 | 19,4 | 42,6 | 0,8 | 10,3 | 28,8 |
| В | 21,1 | 2,4 | 35,3 | 39,5 | 4,7 | 3,8 | 45,9 | 15,9 | 20,4 | 0,1 | 1,9 | 2,1 | 17,5 | 0,2 | 2,8 | 3,2 |
| MD | 12,3 | 0,6 | 9,2 | 6,0 | 3,8 | 1,9 | 23,0 | 6,5 | 22,7 | 0,8 | 13,1 | 16,6 | 18,3 | 1,1 | 14,9 | 17,8 |
| Α | 11,3 | 1,8 | 26,9 | 16,1 | 1,3 | 1,6 | 19,6 | 1,9 | 19,8 | 1,8 | 28,6 | 31,6 | 14,0 | 2,5 | 34,0 | 31,2 |
| MA | 5,8 | 1,1 | 15,9 | 4,9 | 0,7 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 13,0 | 2,7 | 41,9 | 30,3 | 7,6 | 2,8 | 38,0 | 19,0 |
| Cl | | EMC 4 | f /25 m | ۱ | | f /25 m | ı | | EMC 4 | 4 f /5 m | | | EMC 8 | 8 f /5 m | | |
| MB | 20,5 | 0,4 | 5,7 | 7,0 | 21,4 | 0,0 | 0,4 | 0,5 | 26,4 | 0,2 | 2,1 | 3,6 | 28,2 | 0,2 | 1,9 | 3,8 |
| В | 32,8 | 0,5 | 7,2 | 14,0 | 31,6 | 0,7 | 12,8 | 21,0 | 26,2 | 0,4 | 5,4 | 9,2 | 25,6 | 0,4 | 5,5 | 9,7 |
| MD | 28,7 | 1,6 | 24,0 | 41,1 | 24,6 | 2,2 | 37,2 | 47,7 | 22,4 | 1,5 | 19,8 | 28,9 | 21,7 | 1,3 | 16,4 | 24,5 |
| Α | 11,7 | 2,9 | 43,3 | 30,4 | 14,4 | 1,8 | 30,6 | 22,9 | 15,0 | 2,5 | 33,2 | 32,6 | 14,6 | 2,5 | 31,7 | 32,0 |
| MA | 6,3 | 1,3 | 19,9 | 7,5 | 8,0 | 1,1 | 19,0 | 7,9 | 9,9 | 2,9 | 39,6 | 25,7 | 9,8 | 3,5 | 44,5 | 30,0 |
| Cl | Regr | resión | M.4f/ | 25 m | Regr | esión | M. 8 f / | 25 m | Reg | resión | M.4f, | ′5 m | Reg | resión | . M 8 f / | /5 m |
| MB | 20,4 | 0,2 | 3,2 | 4,2 | 21,2 | 0,1 | 2,5 | 2,8 | 28,6 | 0,1 | 1,4 | 2,7 | 32,3 | 0,3 | 3,8 | 7,6 |
| В | 32,5 | 0,5 | 6,2 | 13,1 | 32,4 | 0,7 | 11,2 | 19,2 | 29,9 | 0,9 | 12,3 | 24,8 | 28,5 | 1,0 | 13,9 | 24,8 |
| MD | 29,1 | 1,6 | 21,3 | 40,2 | 23,2 | 2,2 | 37,3 | 45,3 | 19,0 | 2,1 | 27,9 | 35,9 | 17,8 | 2,3 | 32,1 | 35,8 |
| Α | 11,1 | 3,1 | 42,3 | 30,4 | 15,5 | 1,9 | 31,6 | 25,7 | 15,3 | 1,2 | 15,0 | 15,5 | 13,7 | 1,5 | 20,7 | 17,7 |
| MA | 6,9 | 2,0 | 27,0 | 12,1 | 7,7 | 1,0 | 17,4 | 7,0 | 7,2 | 3,3 | 43,4 | 21,1 | 7,7 | 2,1 | 29,6 | 14,2 |
| Cl | An. | Discrir | n. 4 f /2 | 25 m | An. | Discrir | n. 8 f /2 | 25 m | An. Discrim. 4 f /5 m | | | | An. Discrim. 8 f /5 m | | | |
| MB | 14,7 | 0,5 | 8,5 | 6,1 | 20,6 | 0,3 | 5,3 | 5,6 | 29,9 | 1,6 | 26,7 | 41,7 | 31,8 | 0,7 | 11,4 | 20,5 |
| В | 31,1 | 1,1 | 19,7 | 29,9 | 32,1 | 0,7 | 12,6 | 20,6 | 30,9 | 0,6 | 10,6 | 17,2 | 29,7 | 1,0 | 15,2 | 25,6 |
| MD | 27,8 | 1,2 | 21,7 | 29,4 | 24,9 | 2,0 | 35,6 | 45,3 | 18,1 | 0,6 | 10,6 | 10,0 | 19,3 | 1,5 | 24,0 | 26,1 |
| Α | 20,2 | 1,6 | 28,5 | 28,0 | 15,7 | 1,6 | 27,5 | 22,0 | 14,6 | 1,9 | 31,6 | 24,2 | 13,2 | 1,7 | 27,1 | 20,2 |
| MA | 6,2 | 1,2 | 21,5 | 6,5 | 6,7 | 1,1 | 19,0 | 6,5 | 6,6 | 1,2 | 20,4 | 7,0 | 6,1 | 1,4 | 22,3 | 7,6 |
| Cl | Re | d neur | .4f/25 | 5 m | Re | d neur | .8f/25 | 5 m | Re | ed neu | r.4f/5 | m | Re | ed neu | r. 8 f /5 | m |
| MB | 20,4 | 1,7 | 21,7 | 30,4 | 23,2 | 2,2 | 42,0 | 44,4 | 26,3 | 0,4 | 5,1 | 8,8 | 13,2 | 0,6 | 10,3 | 7,0 |
| В | 25,8 | 1,0 | 13,2 | 23,4 | 31,1 | 0,8 | 15,5 | 22,0 | 31,2 | 0,7 | 9,6 | 19,7 | 27,1 | 0,4 | 6,7 | 9,4 |
| MD | 30,4 | 0,5 | 6,0 | 12,6 | 27,1 | 0,7 | 13,6 | 16,8 | 22,8 | 1,9 | 24,8 | 37,0 | 28,1 | 1,5 | 24,7 | 36,0 |
| Α | 19,7 | 1,3 | 16,9 | 22,9 | 15,3 | 1,2 | 22,7 | 15,9 | 12,5 | 1,2 | 16,7 | 13,7 | 22,2 | 1,7 | 29,2 | 33,6 |
| MA | 3,7 | 3,2 | 42,1 | 10,7 | 3,3 | 0,3 | 6,3 | 0,9 | 7,2 | 3,3 | 43,8 | 20,7 | 9,3 | 1,7 | 29,1 | 14,0 |

Tabla 3. Resultados de los modelos de susceptibilidad y su validación. Clases o niveles de susceptibilidad: MB: Muy baja; B: Baja; MD: Media; A: Alta; MA: Muy Alta. %A: Porcentajes de los niveles de susceptibilidad en la A-316; %
F: Porcentajes afectados por las incidencias en cada nivel de susceptibilidad respecto al área total de cada nivel en la A-316; GA: Grado de ajuste (normalización de los porcentajes anteriores respecto al 100%); % C: Porcentajes afectados por las incidencias en cada nivel de susceptibilidad respecto al área total afectada en la A-316.

Las áreas de las clases de susceptibilidad baja (y muy baja) presentan porcentajes en torno al 50%, mientras que las clases de susceptibilidad alta (y muy alta) se reducen a un 20%, en los modelos de resolución de 25 m en la mayor parte de los métodos. Estos valores aumentan ligeramente para las clases de susceptibilidad alta (55-60%) y se reducen aún más en las clases de susceptibilidad baja (20-25%) en los modelos de 5 m. Excepcionalmente, en el método de la matriz se llegan a alcanzar porcentajes superiores al 70-90% para las clases de susceptibilidad alta en la resolución de 25 m. En otros métodos como el análisis discriminante y la red neuronal, los porcentajes de las clases de susceptibilidad baja son algo inferiores en los modelos 8 factores, respecto a los de 4.

El grado de ajuste presenta diferencias entre los distintos métodos. Así, la evaluación multicriterio y la regresión multivariante presentan los menores valores en las clases de susceptibilidad baja (en torno al 10%) y los mayores valores en las clases de susceptibilidad alta (50-75%), sin diferencias significativas entre las resoluciones y el número de factores. En el extremo contrario está el método de la matriz, en la que los valores son muy elevados en las clases de susceptibilidad baja (50-60%) y bastante reducidos en las clases de susceptibilidad alta (20-40%), en los modelos de resolución a 25 m. En una situación intermedia se encuentran los métodos del análisis discriminante y la red neuronal, con valores entre 15-40% en las clases de susceptibilidad baja y en torno al 50% en las clases de susceptibilidad alta, siendo los primeros algo más bajos y los segundos algo más altos en la resolución de 25 m y con 8 factores, al contrario de lo que sucede en la red neuronal, con valores más similares a los otros métodos en la resolución de 5 m.

Por último, en cuanto a los porcentajes de zonas afectadas por clase respecto al total de la zona afectada, los métodos de la evaluación multicriterio y la regresión multivariante son los que presentan los valores más bajos en las clases de susceptibilidad baja (10-30%) y los mayores valores en las clases de susceptibilidad alta (30-50%), en mayor medida en la resolución de 5 m. El método de la matriz presenta porcentajes muy elevados en las clases de susceptibilidad baja (70-90%) y reducidos en las clases de susceptibilidad alta (2-20%) para la resolución a 25 m, al contrario de lo que sucede en la resolución de 5 m con porcentajes similares a los métodos anteriores. El análisis discriminante presenta porcentajes compensables en las clases de susceptibilidad baja y alta (en torno al 30%) para la resolución de 25 m. Finalmente, la red neuronal presenta valores altos en las clases de susceptibilidad baja (50%) y bajos en la susceptibilidad alta (20-30%) en la resolución de 25 m, al contrario de lo que sucede en la resolución de 10 que sucede en la resolución de 5 m. Finalmente, la red neuronal presenta valores altos en las clases de susceptibilidad baja (50%) y bajos en la susceptibilidad alta (20-30%) en la resolución de 25 m, al contrario de lo que sucede en la resolución de 5 m (20% y 40%, respectivamente).

En general se puede decir que los modelos de susceptibilidad que presentan mejores resultados son: los poco conservadores (mayor proporción de las clases de baja susceptibilidad frente a las de alta, Brabb, 1984); los que presentan menores grados de ajuste en las clases de baja susceptibilidad y mayores grados de ajuste en las clases de alta susceptibilidad (Baeza y Corominas, 2001), que según Fernández et al. (2003), se definen como errores y aciertos relativos, respectivamente; y, finalmente, los que presentan porcentajes bajos de incidencias en las clases de baja susceptibilidad respecto al total de las clases (errores absolutos) y porcentajes altos de incidencias en las clases de alta susceptibilidad (aciertos absolutos). Aunque estos parámetros se pueden aplicar al ajuste del modelo sobre la propia muestra empleada para elaborarlo, resulta más conveniente que la validación se haga de acuerdo a un inventario de incidencias o movimientos independiente (Chung and Fabbri, 2003).

De acuerdo a este esquema de validación, que en este caso se ha realizado con un inventario de incidencias independiente sobre la autovía A-316 (Villegas et al., 2017), los modelos que muestran mejores resultados son aquellos realizados con métodos que presentan una base estadística, como la regresión múltiple e incluso la evaluación multicriterio. En general estos dos métodos presentan buenos resultados, aunque algo mejores para la resolución de 5 m que para la de 25 m; sin embargo, el aumento del número de factores no implica una mejora, sino que supone a veces un menor rendimiento de los modelos, probablemente porque introducen ruido en ellos. Los modelos elaborados con análisis discriminante y la red neuronal presentan un rendimiento más moderado, con resultados algo peores en la alta resolución en el análisis discriminante; sin embargo, destaca la mejora de rendimiento de la red neuronal con la resolución de 5 m e incluso al considerar más factores (8), lo que puede deberse a la adaptación de estos métodos de aprendizaje automático a sistemas más complejos, donde hay una mayor variabilidad por el aumento de la resolución y un mayor número de factores. Por último, el método de la matriz que presenta buenos rendimientos en trabajos anteriores para validaciones temporales (Irigaray et al., 1996; 1999; Fernández et al., 2003; Carpena et al., 2017), aquí presenta unos resultados deficientes, especialmente para la resolución de 25 m, probablemente por el empleo de la validación espacial unido a un cierto cambio en las condiciones del terreno y la geología; no obstante, hay que notar que mejora su rendimiento en la resolución de 5 m.

CONCLUSIONES

La realización de mapas de susceptibilidad en el entorno de carreteras puede resultar muy útil en la planificación y construcción de las mismas, ya que nos informa de la existencia de zonas de posible inestabilidad en dichos entornos. En estos casos, se recomienda la aplicación de modelos con la mayor resolución posible, que aquí ha sido de 5 m, ya que en general proporcionan un mejor rendimiento; y con base estadística, para ser empleados en áreas distintas a aquellas con las que se ha elaborado el modelo. En trabajos futuros se pretende mejorar el rendimiento y ajuste de los modelos de aprendizaje automático, que generalmente se ajustan mejor a realidades complejas que los modelos lineales. Al mismo tiempo se pretende extender el análisis a otras carreteras de la red autonómica.

Agradecimientos: Este proyecto ha sido financiado mediante el Convenio "Riesgos asociados a las infraestructuras viarias de la Provincia de Jaén" entre la Diputación de Jaén y la Universidad de Jaén.

REFERENCIAS

- Brabb, E., 1984. Innovative Approaches to Landslide Hazard and Risk Mapping. 4th International Symposium on Landslides. Toronto, Canada. Vol. 1, 307-323
- Carpena, R.L., Mellado, I., Moya, F., Colomo, C., Bédmar, P., Calero, J., Pérez, A., Fernández, T., Sánchez-Gómez, M., Tovar, J., 2017. Análisis de riesgos asociados a las infraestructuras viarias de la Diputación Provincial de Jaén. In Proc. IX Simposio Nacional Sobre Laderas y Taludes Inestables, Vol. 1, 335–346.
- Carpena, R., Tovar, J., Sánchez, M., Calero, J., Mellado, I., Moya, F., Fernández, T., 2021. Rainfall-Induced Landslides and Erosion Processes in the Road Network of the Jaén Province. Hydrology, 8, 100.
- ESYRCE, 2019. Encuesta Superficies y Rendimientos de Cultivos. Disponible: https://www.mapa.gob.es/ es/estadistica/temas/estadisticas-agrarias/agricultura/esyrce/ (acceso 20 Abr 2022).
- Baeza, C. y Corominas, J., 2001. Assessment of shallow landslide susceptibility by means of multivariate statistical techniques. Earth Surface Processes and Landforms, 26(12), 1251–1263.
- Conforti, M., Pascale, S., Robustelli, G., and Sdao, F., 2014. Evaluation of prediction capability of the artificial neural networks for mapping landslide susceptibility in the Turbolo River catchment. Catena, 113.
- Chung, C.J.F., Fabbri, A.G., 1999. Probabilistic prediction models for landslide hazard mapping. Photogramm. Eng. Remote Sens. 65, 1389–1399.
- Chung, C.J.F., Fabbri, A.G., 2003. Validation of Spatial Prediction Models for Landslide Hazard Mapping. Natural Hazards 30: 451–472, 2003.
- Donnini, M., Napolitano, E., Salvati, P. et al., 2017. Impact of event landslides on road networks: a statistical analysis of two Italian case studies. Landslides 14, 1521–1535.
- Fernández, T., Irigaray, C., El Hamdouni, R., Chacón, J., 2003. Methodology for landslide susceptibility mapping by means of a GIS. Application to the Contraviesa area. Natural Hazards, 30(3), 297–308.
- Fernández, T., Pérez, J.L., et al., 2021. Multitemporal landslide inventory and activity analysis by means of aerial photogrammetry and LiDAR techniques in an area of Southern Spain. Remote Sens., 13, 2110.
- Guzzetti, F., Reichenbach, P., Cardinali, M., Galli, M., Ardizzone, F., 2005. Probabilistic landslide hazard assessment at the basin scale. Geomorphology, 72, 272-299.
- Hearn, G.J., Hunt, T., 2011. Slope Engineering for Mountain Roads. A1 Introduction. Part A: Landslides and Mountain Roads. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, Volume 24.
- Hervás, J., 2017. El inventario de movimientos de ladera de España Alissa: metodología y análisis preliminar IX Simposio Nacional Sobre Laderas y Taludes Inestables, Vol. 1, 629–639.
- Irigaray, C., Fernández, T., Chacón, J., 1996. Comparative analysis of methods for landslide susceptibility mapping. Landslides, Balkema, Rotterdam, 373-384,
- Irigaray, C., Fernández, T., El Hamdouni, R., & Chacón, J., 1999. Verification of landslide susceptibility mapping: a case study. Earth Surface Processes and Landforms, 24(6), 537–544.
- McAdoo, B.G., Quak, M., Gnyawali, K.R., Adhikari, B.R., et al., 2018. Roads and landslides in Nepal: how development affects environmental risk. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 18, 3203–3210.
- Merghadi, A., Yunus, A. P., Dou, J., et al., 2020. Machine learning methods for landslide susceptibility studies: A comparative overview of algorithm performance. Earth-Science Reviews, 207.
- Pérez-Valera, F., Sánchez-Gómez, M., Pérez-López, A., Pérez-Valera, L.A., 2017. An evaporite-bearing accretionary complex in the northern front of the Betic-Rif orogeny. Tectonics, 36, 1006–1036.
- Petley, D.N., Hearn, G.J., et al., 2007. Trends in landslide occurrence in Nepal. Nat Hazards, 43, 23-44.
- Petley, D., 2012. Global patterns of loss of life from landslides. Geology, 40, 927–930.
- Pourghasemi, H. R., and Rahmati, O., 2018. Prediction of the landslide susceptibility: Which algorithm, which precision? Catena, 162.
- Pradhan, B., Lee, S., 2010. Regional landslide susceptibility analysis using backpropagation neural network model at Cameron Highland, Malaysia. Landslides, 7(1)
- Reichenbach, P., Rossi, M., Malamud, B., Mihri, M., Guzzetti, F., 2018. A review of statistically-based landslide susceptibility models. Earth Sci. Rev., 180, 60–91.
- Schuster, R.L. Socioeconomic significance of landslides, 1996. In Landslides: Investigation and Mitigation, Turner, A.K., Schuster, R.L., Eds, Transportation Research Board Special Report 247, National Academy of Sciences: Washington, DC, USA, pp. 12–35.
- Tien Bui, D., Tuan, T. A., Klempe, H., Pradhan, B. and Revhaug, I., 2016. Spatial prediction models for shallow landslide hazards: a comparative assessment of the efficacy of support vector machines, artificial neural networks, kernel logistic regression, and logistic model tree. Landslides, 13(2).
- Varnes, D.J., 1984. Landslide Hazard Zonation: A Review of Principles and Practice, Natural Hazards, UNESCO: Paris, France.
- Villegas, I., Ureña, F. y Thode, J.M, 2017. Estudio de riesgos geotécnicos en la A-316. IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, E.Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.), pp. 1003-1014.

ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD DE DESLIZAMIENTOS SUPERFICIALES A ESCALA REGIONAL. EFECTO DE FUTUROS CAMBIOS EN EL VAL D'ARAN (PIRINEO CENTRAL).

Marcel HÜRLIMANN (1), Vicente MEDINA (1) Caròl PUIG-POLO (1), Zizheng GUO (1,2), Ona TORRA (1), Marta GONZÁLEZ (3), Jordi PINYOL (3)

(1) Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental UPC BarcelonaTECH

(2) Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan, China

(3) Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya

RESUMEN

Los deslizamientos superficiales desencadenados por precipitaciones intensas pueden causar daños importantes en diferentes tipos de infraestructuras e incluso provocar pérdidas de vidas humanas. La ocurrencia de estos deslizamientos está directamente relacionada con futuros cambios (climáticos y de usos de suelo). Por ello es necesario disponer de herramientas para planificar el territorio y de esta manera contribuir a la reducción del riesgo asociado a estos procesos.

En este estudio, se presenta un nuevo modelo de susceptibilidad llamado FSLAM basado en la teoría del talud infinito. El modelo calcula las presiones de agua en el suelo mediante dos modelos hidrológicos que incorporan la lluvia antecedente y la lluvia desencadenante. FSLAM es un modelo de código abierto que se ha implementado en un plugin de QGIS para su uso.

El modelo FSLAM se ha aplicado y validado en cuatro áreas de centenares de kilómetros cuadrados del Pirineo (Andorra y Val d'Aran), del Pre-Pirineo (Berguedà) y de la Cordillera Prelitoral Catalana (Montseny). Se ha evaluado su eficiencia mediante el análisis ROC (Receiver Operating Characteristic) mostrando unos valores de precisión (accuracy) altos y satisfactorios a pesar de las incertidumbres de muchos parámetros de suelo.

Mediante FSLAM se ha analizado la influencia de los efectos del cambio climático y de futuros cambios en los usos y cubiertas del suelo en la susceptibilidad a generar deslizamientos en la zona de la Val d'Aran. Los resultados indican que los cambios en las cubiertas del suelo, especialmente la transformación de prados y arbustos a bosques, aumenta la estabilidad global en la zona de estudio. Por el contrario, el aumento de precipitación diaria para un periodo de retorno de 100 años provoca una reducción de la estabilidad. Sin embargo, el efecto del cambio de las cubiertas del suelo es más importante que el cambio en las condiciones pluviométricas y, por ello, la estabilidad global en esta zona de estudio aumentará en el futuro.

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos superficiales representan uno de los procesos geomorfológicos más peligrosos en regiones montañosas y conllevan un riesgo importante para las personas y las infraestructuras. Estos deslizamientos, provocados por lluvias que exceden un cierto umbral, pueden causar pérdidas considerables y, por lo tanto, es primordial realizar una evaluación adecuada de la susceptibilidad, la peligrosidad y el riesgo de deslizamientos (Froude y Petley, 2018). Una tarea básica en la evaluación de riesgo es la creación de mapas de susceptibilidad (Fell et al., 2008; Corominas et al., 2014).

Los mapas de susceptibilidad se pueden crear mediante numerosos modelos y se pueden dividir en cuatro categorías principales: modelos basados en criterio de experto (heurístico), modelos determinísticos (physically-based), modelos estadísticos y modelos de minería de datos (Guzzetti et al., 1999; Reichenbach et al., 2018, Segoni et al., 2020).

Normalmente, los modelos determinísticos tienen en cuenta las características geotécnicas, y pueden cuantificar la estabilidad de taludes mediante la teoría del talud infinito y modelos hidrológicos (ver resumen en Tabla 1). Por lo tanto, una ventaja importante de estos modelos es el cálculo de la estabilidad mediante el uso de propiedades físicas que controlan los procesos geomorfológicos, lo que refleja mejor el mecanismo de los deslizamientos. En este estudio se ha desarrollado un nuevo modelo porque el análisis cuantitativo de los futuros cambios del clima y de la vegetación era uno de los requisitos, y solo los modelos determinísticos pueden incluir de manera cuantitativa diferentes escenarios de lluvia, así como el efecto de las raíces de la vegetación.

El objetivo principal de la presente publicación es la presentación del modelo FSLAM, desarrollado durante los últimos años por nuestro grupo de investigación.

| | | Mode | elo hidrológ | icos | Mátada | Referencia | | | |
|----------------|-----------------------|--------------|--------------|--------|-------------|-------------------------------|--|--|--|
| Nombre | Modelo geotécnico* | Flujo | Flujo ve | rtical | estocástico | | | | |
| | geoteennee | lateral | Richards | otros | | | | | |
| SHALSTAB | MC-inf | \checkmark | | | | (Montgomery y Dietrich, 1994) | | | |
| SINMAP | MC-inf | \checkmark | | | | (Pack et al., 1998) | | | |
| GEOtop-FS | MC-inf | \checkmark | | | | (Rigon et al., 2006) | | | |
| TRIGRS | MC-inf | | \checkmark | | | (Baum et al., 2008) | | | |
| SLIP | MC-inf | \checkmark | | | | (Montrasio y Valentino, 2008) | | | |
| HIRESSS | MC-inf | \checkmark | | | | (Rossi et al., 2013) | | | |
| SHIA_Landslide | MC-inf | | | | | (Aristizábal et al., 2016) | | | |
| STEP-TRAMM | FB-hex | | | | | (Lehmann y Or, 2012) | | | |
| SCOOPS 3D | Col-gr | | | | | (Reid et al., 2000) | | | |
| R.ROTSTAB | Col-gr | | | | | (Mergili et al., 2014) | | | |
| FSLAM | MC-inf | | | | | (Medina et al., 2021) | | | |

Tabla 1. Resumen de modelos determinísticos disponibles. *MC-inf: Mohr Coulomb talud infinito; FB-hex: Fiber Bundle-hexagonal (solumnas); Col-gr: agrupación de columnas en 3D.
2. ZONAS DE ESTUDIO

Hasta el momento se han creado mapas de susceptibilidad en cuatro zonas de estudio del Pirineo Central-Oriental, que cada uno de ellos cubre varios centenares de kilómetros cuadrados (Figura 1). Las características más importantes de cada zona están resumidas en la Tabla 2.

| Zona | Año | Área | Nº de eventos | Referencia |
|------------|------------------------------|-------|---------------|--------------------------|
| | (episodio de deslizamientos) | (km2) | en inventario | |
| Val d'Aran | 2013 | 326 | 392 | Hürlimann et al., (2022) |
| Andorra | Múltiples años | 468 | 164 | Medina et al., (2021) |
| Berguedà | 1982 | 505 | 998 | Guo et al., (2022) |
| Montseny | 2020 | 405 | 76 | De Sá Braga (2021) |

Tabla 2. Zonas de estudio donde se ha aplicado nuestro modelo FSLAM.

El presente trabajo se ha centrado, principalmente, en la zona del Val d'Aran, donde el episodio de lluvia y fusión del manto nival de junio de 2013 causó múltiples deslizamientos y daños importantes (Victoriano et al., 2016). La gran ventaja utilizar esta zona de estudio es que, después del episodio, se elaboró un inventario completo y preciso de 392 deslizamientos y sus puntos de inicio (Figura 1b).



Figura 1. a) Situación de las cuatro zonas de estudio en el Pirineo Central-Oriental. b) La zona de estudio de Val d'Aran (rectángulo rojo) con los deslizamientos ocurridos durante el episodio de 2013.

3. METODOLOGIA 3.1 Modelo FSLAM

FSLAM es un modelo determinístico utilizado para el cálculo de la susceptibilidad de deslizamientos desencadenados por lluvias (Medina et al., 2021). El código está incorporado en un plugin de QGIS (Guo et al., 2022) y tiene la gran ventaja de que los resultados se obtienen en muy pocos minutos utilizando recursos computacionales normales. Otra gran ventaja de FSLAM es que se ha desarrollado un plugin del código para el Sistema de Información Geográfica libre llamado QGIS (www.qgis.org). Este plugin se puede descargar libremente en github: https://github.com/EnGeoModels/fslam_plugin/releases/tag/v0.1.

FSLAM se basa en la teoría de talud infinito y utiliza el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. El factor de seguridad, *FS*, se calcula mediante

$$FS = \frac{c_r + c_s}{g\rho_s z \cos\theta \sin\theta} + \left(1 - \left(\frac{h}{z}\right)\left(\frac{\rho_w}{\rho_s}\right)\right)\left(\frac{\tan\varphi}{\tan\theta}\right) \tag{1}$$

donde C_r (kPa) es la cohesión de las raíces, C_s (kPa) es la cohesión efectiva del suelo, g (m/s²) es la gravedad, ρ_s (kg/m³) la densidad del suelo saturado, z (m) el espesor de suelo, h (m) es la posición del nivel freático, θ (°) la pendiente del terreno, ρ_w (kg/m³) la densidad de agua. y, φ (°) el ángulo de fricción del suelo. El modelo FSLAM también permite introducir valores de la cohesión y el ángulo de fricción del suelo de manera estocástica y, de esta manera, el resultado final es una probabilidad de rotura (*PoF*).

FSLAM determina las presiones intersticiales en el suelo mediante dos modelos hidrológicos que incorporan la lluvia antecedente y la lluvia desencadenante. El valor h se calcula con

$$\boldsymbol{h} = \boldsymbol{h}_a + \boldsymbol{h}_e \tag{2}$$

donde h_a (m) es el aumento del nivel freático asociado con la lluvia antecedente que se determina mediante

$$h_a = \left(\frac{a}{b}\right) \frac{q_a}{Ksin\theta cos\theta} \left(\frac{\rho_w}{\rho_s}\right) \tag{2}$$

donde a (m²) es la cuenca de drenaje, b (m) es el tamaño de celda, q_a (mm/d) es la recarga efectiva de agua, y, K (m/s) es la conductividad hidráulica horizontal (Montgomery y Dietrich, 1994). Por otra parte, h_e (m) es el aumento del nivel freático asociado con la lluvia de evento y se calcula de la siguiente manera

$$h_e = \frac{P_e}{n} - \frac{(P_e - (5080/CN - 51))^2}{n \cdot (P_e + 4 \cdot (5080/CN - 51))}$$
(3)

donde P_e (mm) es la lluvia de evento, n (-) es la porosidad de suelo, y CN (-) el coeficiente de escorrentía propuesto por el modelo hidrológico SCS-CN (USDA, 1986).

Los datos de entrada de FSLAM incluyen cinco rásters y dos ficheros de texto que mencionamos a continuación:

- Modelo digital de elevación (ráster: DEM)
- Mapa con las propiedades de suelo (ráster: SOIL)
- Mapa con la cobertura y el uso de suelo (ráster: LULC)
- Lluvia antecedente que se incorpora mediante la recarga efectiva (ráster: RAIN_ANT)
- Lluvia desencadenante (ráster: RAIN EVENT)
- Valores de las propiedades de suelo (fichero texto: SOIL.csv)
- Valores de la cohesión de las raíces y los coeficientes de escorrentía (fichero texto: HTMU.csv)

La estructura general de los cálculos incorporados en el modelo FSLAM está ilustrada en el diagrama de flujo de la Figura 2.

El modelo FSLAM puede generar un total de 14 ficheros ráster con múltiples tipos de resultados. El resultado más importante es el mapa de susceptibilidad que asigna una probabilidad de rotura (Probability of Failure o PoF) en cada celda.



Figura 2. Diagrama de flujo del cálculo del factor de seguridad (FS) y la probabilidad de rotura (PoF) en FSLAM (adaptado de Medina et al., 2021).

3.2 Predicción de futuros cambios

En este estudio se han analizado la influencia de los efectos del cambio climático y de futuros cambios en los usos y cubiertas del suelo en la susceptibilidad a generar deslizamientos superficiales en la zona de la Val d'Aran, tomando el 2009 como año de referencia.

El cambio climático se ha analizado mediante la incorporación de diferentes escenarios de lluvia, sin tener en cuenta la temperatura y otros parámetros. Se han estudiado un total de 26 modelos climáticos de la base de datos EURO-CORDEX, que se basan en seis Modelos Climáticos Regionales (RCM) y cinco Modelos Climáticos Globales (GCM), y los futuros escenarios RCP 8.5 que representan eventos extremos. Finalmente, se ha determinado la lluvia diaria de tres periodos de tiempo (2006 - 2060 "near future", 2028 - 2082 "mid future" y 2046 - 2100 "far future") y diferentes periodos de retorno (10 y 100 años). Los resultados de este análisis indican que la precipitación diaria aumentará entre un 14% y un 26% asumiendo un período de retorno de 100 años (ver detalles en Hürlimann et al., 2022).

El cambio del uso y de la cobertura de suelo se ha determinado mediante el módulo "Land Change Modeler" que está incorporado en el paquete de software IDRISI TerrSet (Eastman, 2015). Este software trabaja con siete variables que incluyen; variables topográficas, climáticas y otras como carreteras o ríos. Los cambios futuros se han determinado hasta el año 2100, pero también se han utilizado para determinar tres escenarios futuros (2033 "near future", 2055 "mid future" y 2073 "far future") para el posterior cálculo de la susceptibilidad. Los resultados de esta predicción indican que las zonas boscosas incrementan considerablemente (45% entre 2009 y 2100), mientras que los prados y praderas se reducen casi en la misma cantidad (43%). También se observa que la zona de arbustos se reduce ligeramente.

4. RESULTADOS

4.1 Mapas de susceptibilidad

En este apartado se describen las diferentes fases que se ha realizado para crear los mapas de susceptibilidad que, en nuestro caso, son mapas de probabilidad de rotura (PoF). La primera fase es la preparación de los datos de entrada, que generalmente incluye la reclasificación y, normalmente, también la simplificación de los mapas existentes. Como no existen mapas geotécnicos con propiedades de suelo a escala regional, se ha utilizado el mapa geológico para generar un mapa litológico de las formaciones superficiales. También se pueden utilizar mapas edafológicos para esta tarea. Sin embargo, esta creación del ráster de entrada llamado "SOIL" es difícil, delicada y necesita experiencia. Por otra parte, hay que generar el ráster "LULC" que incluye la información sobre la cobertura y el uso de suelo. Esta fase normalmente no causa problemas, ya que existen mapas a escala regional y únicamente hay que simplificar y reclasificar. Finalmente, es necesario calibrar los valores de las propiedades de suelo, una acción importante y necesaria cuando se aplican modelos determinísticos como FSLAM. Esta tarea necesita tiempo, ya que generalmente se realiza de manera iterativa, y también requiere un criterio de experto. Nuestros recientes estudios han revelado que las cohesiones - la cohesión de las raíces (C_r) y la cohesión efectiva del suelo (C_s) - son los parámetros más importantes y, por ello, necesitan de una

cohesión efectiva del suelo (C_s) - son los parámetros más importantes y, por ello, necesitan de una atención especial durante la fase de calibración. En la Figura 3 se pueden observar los resultados del análisis de sensibilidad para los 10 parámetros que utiliza el modelo para el cálculo de estabilidad.

El análisis de sensibilidad y el diagrama de Pareto revelan que la cohesión (C_s y C_r) y el ángulo de fricción (φ) son los parámetros de entrada más importantes (ver Medina et al., 2021 para tener más detalles sobre este análisis de sensibilidad). Por lo tanto, se incluyen en el modelo como parámetros de entrada estocásticos.



Figura 3. Diagrama de Pareto que muestra el efecto estandarizado de los parámetros de entrada en FSLAM. La línea discontinua indica el nivel de significación de 0,99, que tiene un efecto estandarizado de 2,7 (adaptado de Medina et al., 2021)

El resultado más importante del modelo FSLAM son los mapas de susceptibilidad. En la Figura 4 se pueden observar dos ejemplos de mapas elaborados donde se indican, para cada celda de la zona de estudio, los valores de probabilidad de rotura (PoF). Los ejemplos seleccionados son la Val d'Aran, en el que se ha usado el inventario del episodio de 2013, y la zona del Berguedà, con el inventario del episodio de 1982. Como se puede observar, las ubicaciones de los deslizamientos (puntos) se sitúan principalmente en zonas con una probabilidad de rotura (PoF) elevada o cerca de 1.0 (indicado en color rojo).



Figura 4. Mapas de susceptibilidad calculados con el modelo FSLAM indicando la probabilidad de rotura (PoF) para la zona de Val d'Aran (a) y el Berguedà (b). Adaptados de Hürlimann et al., (2022, Val d'Aran) y Guo et al., (2022, Berguedà).

En el análisis de susceptibilidad, es importante realizar una evaluación del rendimiento de los mapas calculados. Generalmente, esto se realiza, aparte de la interpretación visual, mediante el uso de curvas ROC (abreviatura de "Receiver Operating Characteristic"), su correspondiente valor del área bajo la curva ("Area under the curve", AUC) y la precisión de esta ("accuracy", ACC). En el presente estudio se han calculado los valores de AUC y ACC para los diferentes mapas de susceptibilidad y sus correspondientes inventarios existentes, facilitando así la calibración de los parámetros del suelo. Finalmente, los valores de ACC de las zonas de estudio de Val d'Aran, Berguedà y Andorra han sido 0.78, 0.74 y 0.77 respectivamente, de modo que son valores satisfactorios a pesar de las incertidumbres de muchos parámetros de entrada y las dudas en los inventarios.

4.1 Efectos de futuros cambios: ejemplo de la Val d'Aran

En la zona de estudio de la Val d'Aran se ha realizado una predicción de los futuros cambios, incluyendo cambios relacionados con la cobertura de suelo y el cambio climático. Asimismo, se han comparado los efectos individuales y combinados. A continuación, se pueden observar los mapas de susceptibilidad calculados para cada uno de los dos futuros cambios y el periodo de tiempo "futuro lejano" ("far future"). Además, también se muestran las diferencias en la probabilidad de rotura calculados para los futuros cambios respecto al escenario de referencia del año 2009.

Analizando el efecto del cambio climático, considerando que el evento de lluvia aumentará en el futuro, la estabilidad general disminuye. Para visualizar mejor esta tendencia, se restó el mapa PoF del escenario futuro con el mapa del escenario de referencia y se calcularon las diferencias PoF para cada celda de toda el área de estudio. Este mapa de diferencias de PoF muestra que la mayor parte de la zona de estudio sufrirá condiciones de estabilidad ligeramente peores en el futuro, ya que hay un aumento generalizado de la PoF.

Estudiando el efecto de los futuros cambios en la cobertura de suelo, se observa un claro aumento de la estabilidad en gran parte de la zona de estudio, indicado mediante la reducción generalizada del valor de PoF. Esta mejora en las condiciones de estabilidad en el futuro, está asociada principalmente al aumento de las áreas forestales y su correspondiente valor de cohesión, debido a las raíces de los bosques.



Figura 5. Mapas de susceptibilidad que indican los impactos del clima (fila superior) y de la cobertura de suelo (fila inferior) para el período de tiempo del "far future" (2046 – 2100). a) Mapa de PoF para el escenario de lluvia con el período de retorno de 100 años. b) Mapa de diferencia PoF entre el escenario futuro y el de referencia (año 2009). c) Mapa de PoF para el escenario LULC de 2073. d) Mapa de diferencia de PoF entre el escenario futuro y el de referencia. Adaptado de Hürlimann et al., (2022).

Para evaluar los impactos de todos los escenarios futuros por medio de un único gráfico, se han calculado las tendencias comparando, por una parte, las curvas de la función de distribución acumulada de los mapas de susceptibilidad simulados bajo futuros cambios, con el mapa de referencia de 2009. Finalmente, se han determinado los valores de tendencia para los tres futuros periodos, así como tres umbrales del valor PoF (0.5, 0.8 y 0.9).

Estos resultados confirman los resultados anteriores, que mostraban que la influencia estabilizadora de los cambios relacionados a la cobertura de suelo era considerablemente mayor que los efectos desestabilizadores relacionados con los futuros cambios de lluvia. Por lo tanto, cuando se consideran los impactos combinados de los dos cambios, las tendencias aumentan, lo que confirma que mejorará la estabilidad general en el área de estudio. Los resultados también muestran que la estabilidad general aumenta con el tiempo, y se predicen las condiciones más estables para el período de tiempo del futuro lejano.



Figura 6. Comparación de los efectos de futuros cambios sobre la estabilidad global para los tres periodos de tiempo estudiados en la zona de la Val d'Aran. Los dos futuros cambios son la cobertura de suelo y la lluvia con un periodo de retorno de 100 años. Valores positivos en el eje vertical indican condiciones más estables y valores negativos muestran condiciones menos estables. Adaptado de Hürlimann et al., (2022).

5. CONCLUSIONES

En la presente comunicación, se presenta un modelo determinístico llamado FSLAM que tiene como objetivo lograr una evaluación rápida de la susceptibilidad de deslizamientos a escala regional, es decir en grandes áreas (centenares de km²).

Una gran ventaja de FSLAM es su rápido cálculo. Para las zonas de estudio presentadas en este trabajo $(300 - 500 \text{ km}^2)$, con aproximadamente 20 millones de celdas, el código necesita pocos minutos de cálculo (2 a 3 minutos) en un ordenador estándar. Este corto tiempo de cálculo facilita considerablemente la fase interactiva de la calibración de los parámetros, así como las simulaciones de numerosos escenarios.

El análisis de sensibilidad reveló que la cohesión (incluyendo la cohesión efectiva del suelo y la cohesión asociada a las raíces de la vegetación) y el ángulo de fricción son los parámetros de entrada más importantes. Por lo tanto, se incluyen en el modelo como parámetros de entrada estocásticos.

Los mapas de susceptibilidad calculados con FSLAM han sido evaluados con inventarios existentes y se ha determinado su eficiencia mediante el análisis ROC. Los resultados indican que FSLAM genera mapas con valores de precisión altos y satisfactorios, a pesar de las incertidumbres de algunos parámetros de entrada.

El análisis de los impactos de cambios futuros en la zona del la Val d'Aran, indican que el aumento de la precipitación diaria en el futuro reducirá las condiciones generales de estabilidad respecto a toda el área de estudio. Por otra parte, el cambio futuro en la cobertura vegetal provocará un aumento significativo del área forestal y, en consecuencia, una mejora de las condiciones generales de estabilidad debido a un mayor efecto de las raíces en las áreas que evolucionan hacia bosques. Cuando se comparan los efectos de ambos cambios, los resultados indican que los efectos estabilizadores de los cambios en la cobertura vegetal son mayores que los efectos desestabilizadores de los cambios en la precipitación. Por lo tanto, cuando se evalúan conjuntamente los dos impactos en los escenarios futuros, muestran que se mejorarán las condiciones generales de estabilidad en el área de estudio. A pesar de las incertidumbres, los resultados del presente estudio pueden ser de gran ayuda a la hora de gestionar y planificar de forma adecuada los usos del suelo, no sólo para las administraciones sino también para otras instituciones interesadas.

AGRADECIMIENTOS

El presente estudio ha sido financiado por dos proyectos nacionales: SMuCPhy (BIA 2015-67500-R) y EROSLOP (PID2019-104266RB-I00/AEI/10.13039/501100011033).

REFERENCIAS

Corominas, J., van Westen, C., Frattini, P., Cascini, L., Malet, J.-P., Fotopoulou, S., Catani, F., Van Den Eeckhaut, M., Mavrouli, O., Agliardi, F., Pitilakis, K., Winter, M. G., Pastor, M., Ferlisi, S., Tofani, V., Hervás, J., & Smith, J. T. (2014). Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73(2), 209–263. https://doi.org/10.1007/s10064-013-0538-8

De Sá Braga, T (2021) Susceptibilidad de deslizamientos a escala regional. Análisis y visualización de resultados orientados a la gestión del territorio. *TFM-UPC*. http://hdl.handle.net/2117/359728

Eastman JR (2015) TerrSet: Geospatial Monitoring and Modeling Software. Clark Las 53

Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., Cascini, L., Leroi, E., Savage, W. Z., on behalf of the JTC-1 Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes. (2008). Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning. *Engineering Geology*, 102, 99–111.

Froude, M. J., Petley, D. N. (2018). Global fatal landslide occurrence from 2004 to 2016. Natural

Hazards and Earth System Sciences, 18(8), 2161–2181. https://doi.org/10.5194/nhess-18-2161-2018

- Guo, Z., Torra, O., Hürlimann, M., Abancó, C., Medina, V. (2022) FSLAM: A QGIS plugin for fast regional susceptibility assessment of rainfall-induced landslides. *Environmental Modelling and Software*. 150, 105354. https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2022.105354
- Guzzetti, F., Carrara, A., Cardinali, M., Reichenbach, P. (1999). Landslide hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scale study, Central Italy. *Geomorphology*, 31(1–4), 181–216. https://doi.org/10.1016/S0169-555X(99)00078-1
- Hürlimann, M., Guo, Z., Puig-Polo, C., Medina, V. (2022) Impacts of future climate and land cover changes on landslide susceptibility: Regional scale modelling in the Val d'Aran region (Pyrenees, Spain). *LANDSLIDES*. 19, 99–118. https://doi.org/10.1007/s10346-021-01775-6
- Medina, V., Hürlimann, M., Zizheng, G., Lloret, A., Vaunat, J. (2021) Fast physically-based model for rainfall-induced landslide susceptibility assessment at regional scale. *CATENA*, 201, 105213 https://doi.org/10.1016/j.catena.2021.105213
- Montgomery, D.R., Dietrich, W.E., (1994). A physically based model for the topographic control on shallow landsliding. *Water Resour. Res.* 30, 1153–1171.
- Reichenbach, P., Rossi, M., Malamud, B. D., Mihir, M., & Guzzetti, F. (2018). A review of statistically-based landslide susceptibility models. *Earth-Science Reviews*, 180, 60–91. https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2018.03.001
- Segoni, S., Pappafico, G., Luti, T., & Catani, F. (2020). Landslide susceptibility assessment in complex geological settings: sensitivity to geological information and insights on its parameterization. *Landslides*, 17(10), 2443–2453. https://doi.org/10.1007/s10346-019-01340-2
- USDA, (1986). Urban hydrology for small watersheds. Technical release 55.National Resources Conservation Service. National Resources Conservation Service.
- Victoriano A, García-Silvestre M, Furdada G, Bordonau J (2016) Longterm entrenchment and consequences for present flood hazard in the Garona River (Val d'Aran, Central Pyrenees, Spain). *Hazards and Earth System Sciences*, 16:2055–2070. https://doi.org/10.5194/nhess-16-2055-2016

ANÁLISIS DEL RIESGO POR MOVIMIENTOS DEL TERRENO EN EL PIRINEO ORIENTAL CON INTERFEROMETRÍA RADAR

Jordi MARTURIÀ (1), Ivan FABREGAT (1), Pere BUXÓ (1), Anna BARRA (2), Anna ECHEVERRIA (3), Muriel GASC (4), Laura TRAPERO (3), Michele CROSETTO (2)

(1) Institut Cartogràfic y Geològic de Catalunya (ICGC) Jordi.Marturia@icgc.cat, Ivan.Fabregat@icgc.cat, Pere.Buxo@icgc.cat
(2) Geomatics Research Unit Centre Tecnològic de Telecomunicacions de Catalunya (CTTC/CERCA) anna.barra@cttc.cat, michele.crosetto@cttc.cat
(3) Andorra Recerca + Innovació aecheverria@ari.ad, Itrapero@ari.ad
(4) Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (CEREMA) Muriel.gasc@cerema.fr

RESUMEN

El análisis regionalizado del riesgo geológico por movimientos del terreno es complejo a causa de varios factores como la incompletitud y la baja precisión de los datos necesarios para su cálculo, en particular de los inventarios de fenómenos y de la valoración de la vulnerabilidad.

La técnica de la interferometría con imágenes radar es sensible a detectar pequeños movimientos del terreno (de orden subcentimétrico) y puede cubrir áreas de gran extensión. Por tanto, permite una detección temprana de los movimientos en zonas amplias. Su aplicación permite obtener miles de puntos con información de movimiento que hace necesario la generación de forma automática de las llamadas Áreas de Deformación Activa (ADA), que representan zonas con puntos de velocidad con valores y movimiento similar.

Los mapas de ADA reflejan movimientos de la superficie del terreno, pero no aportan información del proceso que genera el movimiento. Por este motivo es necesario establecer una clasificación de las ADAs según el origen probable de los fenómenos geológicos basada en (i), inventarios de deslizamientos, (ii) en la geología -información del tipo de unidades litológicasy (iii) en la morfología del terreno (pendiente) que puede ser más o menos propensa a la generación de fenómenos geológicos, y (iv) para determinar las posibles zonas vulnerables en base a los usos del suelo afectados. La valoración del riesgo de los elementos ubicados en las ADA se basa en la intensidad del fenómeno (velocidad del fenómeno) y en el cálculo de la vulnerabilidad de los elementos expuestos, extraídos de diferentes fuentes cartográficas como: catastro, la base topográfica 1:5.000 del ICGC y/o @OpenStreetMap para ámbitos situados fuera de Cataluña.

Esta metodología semiautomática, que combina el análisis de imágenes satelitales a escala regional con la información existente ha permitido establecer una valoración preliminar del riesgo para un conjunto de elementos vulnerables y establecer sus pérdidas potenciales.

1. INTRODUCCIÓN

El uso creciente del medio natural, especialmente en regiones de montaña, asociado a segundas residencias, al turismo y a las actividades deportivas, comporta una concurrencia, inusitada antaño, en zonas propensas a la inestabilidad. Las nuevas vías de comunicación y los núcleos urbanos se extienden por lugares en los que los deslizamientos, desprendimientos y otros movimientos ocurren con relativa frecuencia, aumentando así el riesgo y vulnerabilidad para las personas e instalaciones.

El riesgo geológico relacionado con movimientos del terreno produce un impacto económico evaluado en cientos de millones de euros anuales. No obstante, las amenazas geológicas relacionadas con los movimientos de tierra presentan dificultades para su evaluación a escala regional debido a la falta de información detallada sobre la ocurrencia de los fenómenos y el gran número de elementos potencialmente vulnerables existentes en el territorio. Por tanto, el avance de los análisis de riegos a escala regional puede devenir una herramienta muy útil para la gestión de riesgos.

En este contexto, el análisis territorial de los datos de movimiento del terreno obtenidos por interferometría radar satelital se erige como una herramienta útil para la detección y la valoración de riesgos geológicos en zonas extensas, pero que requiere de conocimiento experto para interpretar correctamente sus resultados. La extracción de forma automática de las zonas de movimiento detectadas, llamadas Áreas de Deformación Activa (ADA), es un primer paso hacia la simplificación de la interpretación y análisis de los mapas de movimientos obtenidos por interferometría radar de satélite.

Debido a la gran extensión territorial y al elevado número de ADA detectadas en este trabajo, para el análisis de los resultados se ha desarrollado una metodología semiautomática para la clasificación rápida de las ADA, en base a criterios morfológicos, geológicos y de afectación a elementos antrópicos. Idealmente, la validación se basa en contrastar la ADA con los datos reales del inventario. Sin embargo, la falta de inventarios completos y exhaustivos requiere del desarrollo de una metodología semiautomatizada previa y de una posterior validación basada en métodos clásicos como la fotointerpretación y el trabajo de campo.

A partir de la peligrosidad natural de los fenómenos detectados, del grado de daño esperado sobre los distintos elementos antrópicos expuestos a la acción de los fenómenos (vulnerabilidad) y de la cuantificación de los elementos potencialmente afectados (exposición), se estima el riesgo generado por los movimientos del terreno detectados por las ADA.

En este artículo se presenta un primer análisis a nivel regional del riesgo potencial en base a la interpretación del peligro de los movimientos del terreno en función de la velocidad del ADA asociada. La velocidad es la base para estimar la peligrosidad de los movimientos pues permite realizar una primera estimación de la afectación potencial de los elementos vulnerables, basada en dos fuentes de información: 1) en el Mapa de cubiertas del suelo de Cataluña elaborado por el Instituto Cartográfico y Geológico de Cataluña (ICGC) y (2) la Base topográfica 1:5.000 del Instituto Cartográfico y Geológico de Cataluña (ICGC) o el @OpenStreetMap.

Este proyecto ha sido cofinanciado por el Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER) a través del Programa Interreg V-A España-Francia-Andorra (POCTEFA 2014-2020).

2. CONTEXTO

El área de estudio se ubica en la zona oriental de los Pirineos en el ámbito del proyecto MOMPA, repartida entre: Andorra (468 km²), España (2,000 km²) y Francia (1.600 km²). Concretamente incluye las comarcas del Alt Urgell y La Cerdanya (España), el principado de Andorra y las comarcas del Capcir y Conflent (Francia).

La morfología y geología existente, juntamente con la climatología propia del área genera una dinámica de vertiente muy activa. Existen numerosos antecedentes históricos de fenómenos geológicos (esencialmente deslizamientos y/o desprendimientos) que han afectado de una forma importante al territorio objeto de estudio (p. ej., Colas, 2013).

Geológicamente, es un área con importantes relieves, generalmente abruptos, resultado de los apilamientos de los mantos cabalgantes resultado de la colisión entre la Placa Ibérica y Europea que se inició al final del Cretácico, y que provoco la formación sendas cuencas de antepaís al norte y sur. Su relieve es el resultado de los últimos pulsos orogénicos y una intensa actividad geomorfológica (Puigdefàbregas et al., 1986). Mayoritariamente está formada por los materiales paleozoicos de la zona axial pirenaica (Andorra), por rocas neógenas y pliocenas de la fosa de la Cerdanya (La Cerdanya); por rocas mesozoicas carbonatadas y paleozoicas carbonatadas y detríticas del manto de corrimiento inferior del Cadí (Alt Urgell) (Burbank et al., 1992; Barnolas et al., 2001); rocas carbonatadas miocenas y paleozoicas compuestas esencialmente por granitos, gneis, esquistos y mármoles (Capcir y Conflent) (.

Las características litológicas del terreno son un factor condicionante en los riesgos geológicos. Así, en el caso de los deslizamientos y los flujos suelen ser especialmente problemáticas las unidades arcillosas, como las lutitas negras del Silúrico, las arcillas rojas del Triásico medio, las arcillas rojas del Triásico superior, y algunos depósitos cuaternarios glaciares y de antiguos movimientos de ladera. Y en el caso de los hundimientos, a menudo están relacionados con unidades que pueden acumular espesores significativos de yesos, como las lutitas con yesos del Triásico superior. En las caídas de roca, las pendientes son más determinantes que la litología. Aunque por su altura son significativos los escarpes y desfiladeros en las calizas cretácicas y en los conglomerados oligocenos.

La orografía pirenaica supone un entramado de barreras climáticas que, juntamente con la complejidad del clima mediterráneo y la influencia atlántica, genera múltiples microclimas con comportamientos meteorológicos muy diversos para una misma situación. La climatología asociada es predominantemente de montaña, con características generales de rigor y valores extremos, pero con muchas variaciones en todo el ámbito.

La climatología es un factor clave en la generación de los riesgos geológicos. En los movimientos de laderas (deslizamientos, caída de rocas y flujos) la pluviometría es un factor desencadenante presente en una gran parte de los eventos, teniendo lugar durante o inmediatamente después de episodios de lluvias intensas o continuadas. También los ciclos de hielo y deshielo favorecen estos movimientos. En el Pirineo se recogen episodios de precipitaciones generalizadas muy intensas en períodos de retorno aproximados de 30 o 40 años. Estas situaciones provocan crisis que pueden llegar a ser catastróficas al generar movimientos de ladera simultáneos que se combinan con riadas y barrancadas. Como ejemplos los casos de las inundaciones en la cuenca del Segre de octubre de 1907, de octubre de 1937 (Alt Pirineu), de noviembre de 1982 (Valira y el Segre) asociadas a fuertes temporales. Un caso de deslizamiento asociado a estos temporales es el de noviembre de 1982 en Pont de Bar (Alt Urgell) que obligo a reubicar la localidad de Pont de Bar.

3. DETECION DE MOVIMIENTOS: DATOS DE INTERFEROMETRÍA RADAR

3.1. Descripción de la técnica

Las técnicas interferometrícas de radar multitemporal utilizan la diferencia de fase entre las imágenes adquiridas por radares de apertura sintética (SAR) para estimar las diferencias atribuibles a movimientos del terreno entre largas series de imágenes.

A partir del tratamiento de estas imágenes se obtienen puntos sobre el territorio con la velocidad promedio (normalmente expresada en mm/año) y su serie temporal de desplazamiento asociada. De esta manera el conjunto de puntos obtenidos se constituye como una especie red de monitoreo natural, con una densidad espacial muy elevada (de hasta centenares de puntos por km2) en zonas urbanizadas con precisión milimétrica.

Entre las ventajas de la utilización de esta técnica hay que destacar la posibilidad de obtener estimaciones precisas de la velocidad de desplazamiento, con precisión milimétrica sobre una red de medida muy densa, especialmente en zonas urbanizadas, sin necesidad de contacto directo con la zona de prospección y sin necesidad de instalar instrumentación. También hay que destacar la amplia disponibilidad de datos de radar, que permite, por tanto, realizar análisis históricos, permitiendo recuperar información de otra forma no disponible con las técnicas tradicionales de monitorización terrestre;

Hay que tener en consideración que la técnica InSAR presenta limitaciones que no permiten cubrir de una manera homogénea el terreno y que hay que tener en cuenta en el momento de implantar esta técnica entre la cuales se destacan las siguientes:

- Respecto a la superficie del terreno que refleja la señal radar: permite obtener una alta cantidad datos en zonas urbanas o rocosas que presentan una coherencia en los puntos de retorno de la señal, sin embargo, no ocurre lo mismo sobre zonas cubiertas de vegetación (naturales o agrícolas) quedando limitada su utilidad en este entorno. De hecho, es esencial que la superficie que refleja la señal del radar no cambie en el tiempo.
- Respecto a la velocidad del movimiento: condicionada por el procesamiento de la longitud de onda, no permite la detección de movimientos superiores a unos 80 cm/año. Y siendo el límite inferior de 2 a 3 mm/año.
- Respecto a la geometría de adquisición. La orbita y la orientación del sensor condicionan la capacidad de detección de deformaciones al largo de la dirección de LOS (*light of sight*); dependiente de la orientación de los taludes, los desplazamientos pueden ser apropiados al desplazamiento total o sólo una pequeña fracción de éste. Así, los movimientos en dirección E-O se puedan monitorizar correctamente, a diferencia de los N-S que pueden llegar a pasar desapercibidos.

3.2. Mapa de movimientos del terreno

Para la generación del mapa de movimientos del terreno se han procesado un total de 150 imágenes de orbita descendente (LOS dirección de E a O) que cubren el período desde el 6 de marzo de 2015 hasta el 15 de noviembre de 2019. Las imágenes tienen en general una separación temporal de 6 o 12 días. No obstante, no cubren los periodos invernales (diciembre-mayo), que han sido eliminados en base a un estudio de coherencia (matriz de coherencia), debido a la cobertura de nival existente en las áreas durante esta época del año.

El mapa de velocidad de deformación se ilustra en la Figura 1, donde se puede observar los 2.904.322 puntos de medición obtenidos. El mapa contiene las velocidades de deformación del periodo observado (2015-2019) proyectadas en la línea de vista del satélite Sentinel. Los valores de velocidad de movimiento negativos representan los desplazamientos que se alejan del satélite, los valores positivos los que se acercan al satélite.

3.3. Mapa de Áreas de Deformación Activa (ADA)

El resultado de la técnica muestra centenares de miles de puntos que se distribuyen de manera variable por el territorio, dificultando mucho su análisis. Para solventar esta problemática es necesario la generación de área de movimiento homogéneas. Este análisis de tipo "punto caliente" es una aproximación para reducir el tiempo necesario para inspeccionar un conjunto de datos interferométricos compuesto por miles o millones de puntos. Así, las áreas de deformación activa (ADA) se derivan de los datos de interferometría radar con valores de velocidades más elevados obtenidos a partir de los datos de media resolución del Sentinel-1A/B. Esto se realiza mediante la extracción semiautomática realizada con el software ADAFinder (Barra et al. 2017; Navarro et al., 2019). El mapa resultante de las ADA de la zona de estudio se ilustra en la Figura 2, donde se aprecia la distribución de las aproximadamente 1000 ADA Sentinel 1 A/B detectadas.



Figura 1. Mapa de velocidad de deformación, donde se puede observar los 2.904.322 puntos de medición obtenidos para el periodo observado (2015-2019) proyectadas en la línea de vista del satélite Sentinel-1.



Figura 2. Mapa de ADA del área de estudio obtenidas a partir de la herramienta ADA Finder.

Las ADA han sido clasificadas según el valor de velocidad media de deformación (VEL_CLASS). Esta clasificación se divide en dos clases (Class_0: VEL_CLASS < 5 mm / año; Class_1: VEL_CLASS > 5 mm / año) siendo el nivel Class_0 el de menos confiabilidad. Los valores Class_1, con velocidades medias superiores a 5 mm / año, indican que los puntos que contiene la ADA son superiores al *stability threshold*, marcador de fiabilidad del nivel de ruido de las ADA.

4. ANÁLISIS DEL RIESGO: METODOLOGIA, VALORACIÓN Y RESULTADOS

4.1. Descripción metodológica

El mapa de las ADA contiene las Áreas de Deformación Activa detectadas, sin embargo, no proporciona información sobre el tipo de fenómeno, el mecanismo o sobre su potencial riesgo a bienes o personas. Aunque la intensidad de un movimiento del terreno se puede definir en base a la velocidad promedio de la ADA, es necesario analizar las ADA con datos geológicos, topográficos, geomorfológicos y geotécnicos (por ejemplo, registros geológicos o inventarios de movimientos del terreno) para determinar el fenómeno causante, su naturaleza y evaluar el riesgo

potencial sobre los elementos vulnerables expuestos.

El análisis de las ADA se puede establecer a través de tres enfoques metodológicos dependiendo de la disponibilidad y calidad de datos geológicos.

- 1) Focalización en zonas con inventario exhaustivo, se parte de los datos de inventario de movimientos del terreno y los datos geotécnicos.
- 2) La ausencia de inventarios de fenómenos completos y exhaustivos hace necesaria una metodología por fases y evolutiva del conocimiento partiendo de los datos geológicos preexistentes (geología regional, etc.).
- 3) Enfoque mixto, por un lado, se utiliza el amplio conocimiento sobres riesgos geológicos existentes, por otro lado, se complementa con la metodología semiautomática regional.

En condiciones ideales, la identificación de las ADA se basaría en el contraste con datos de inventarios de fenómenos. No obstante, la falta de inventarios sistemáticos del territorio (no son completos ni exhaustivos y homogéneos para el conjunto del territorio) hacen necesaria la validación en base a métodos como son la revisión de antecedentes, la interpretación de fotografía aérea y el trabajo de campo. Este es un método muy seguro, pero costoso que necesita de una elevada dedicación de recursos dado el gran volumen de zonas con deformación activa identificadas. Por ende, es necesario establecer una metodología por fases con el objetivo de limitar y simplificar los costes de adquisición de información (Figura 3). La primera Fase consiste en el uso de capas de información existentes (geoindicadores) de fácil implementación en un Sistema de Información Geográfica (SIG) para la catalogación semiautomática de las ADA en función del fenómeno causante y su riesgo potencial.



Figura 3. Diagrama de flujo con la metodología de trabajo empleada para clasificar las ADA.

Una segunda Fase, incluye la revisión de los resultados seleccionados de la Fase 1 mediante estudios de fotointerpretación y finalmente, una tercera Fase que incluye un trabajo de campo de la revisión de las ADA identificadas más significativas. La Fase 2 consiste en estudios de fotointerpretación y la Fase 3 se basa en la validación con trabajo de campo. Como resultado de esta metodología se obtienen el Mapas de Áreas de Deformación Activa que se presentan en las denominadas "Fichas descriptivas de las Áreas de Deformación Activa" donde se resume de forma gráfica y metódica toda la información obtenida. Estas fichas se dividen en tres tipos, según la fase del estudio, un para cada Fase: (1) las fichas ADA con la clasificación preliminar obtenida en la Fase 1, (2) las fichas ADA con la validación aportada por la fotografía aérea incluyen información de fotointerpretación de experto: fenómeno interpretado, descripción, valoración del elemento vulnerable y (3) las fichas descriptivas ADA seleccionadas como candidatas y que resumen los trabajos campo (cortes geológicos, fotografías ...).

Una vez estudiadas y seleccionadas las ADA en base al fenómeno y uso del suelo detectado, se analiza el riesgo potencial de los elementos afectados por los movimientos identificados. a partir de bases cartográficas como la Base Topográfica 1 5.000 para el Alt Urgell y La Cerdanya).

Finalmente, se ha implementado un cálculo preliminar del riesgo de los elementos afectados por ADA en base a una estimación de los daños (estético, funcional o estructural) de los principales elementos antrópicos expuestos (edificios, carreteras y ferrocarriles).

4.2. Clasificación de las ADA

Con la finalidad de analizar, interpretar y discernir las ADA más relevantes de una manera sencilla se usan capas de información existentes, denominadas geoindicadores. Los geoindicadores se definen utilizando un enfoque cualitativo basado en un análisis preliminar de los datos auxiliares disponibles. En este caso, para un análisis a escala regional, se ha limitado a tres los parámetros para establecer las características de las ADA: por un lado, (1) la pendiente y (2) las unidades geológicas para definir el fenómeno y por otro (3) el mapa de usos del suelo para determinar la potencial afectación a zonas vulnerables Esto permite obtener una primera catalogación de las ADA para optimizar y priorizar los trabajos de fotointerpretación y de campo.

4.2.1. La pendiente

La pendiente del terreno es un condicionante del tipo de fenómeno geológico que puede ser el origen del movimiento del terreno. De esta manera, los movimientos en terrenos planos se pueden relacionar con hundimientos (colapsos o subsidencia), mientras que en pendientes mayores pueden corresponder a deslizamientos o desprendimientos. Además, es un parámetro fácil de calcular a partir del Modelo Digital del Terreno (MDT). Por ejemplo, para las zonas de Catalunya y Andorra se ha utilizado el MDT de resolución de 5 m. Existen otros MDT de mayor resolución (2x2) pero su procesado para un área tan extensa seria costoso computacionalmente y, dada la escala de trabajo, no aportaría mucha más información. Por otro lado, se ha descartado utilizar modelos de menor resolución (15x15), porque tienen tendencia a suavizar en exceso la morfología del terreno y promediar excesivamente a la baja las pendientes del terreno.

Para este estudio, en base a la experiencia, se han establecido seis intervalos de pendiente que pueden condicionar la generación de los distintos fenómenos (Tabla 1). Y, de forma general, se considera que la susceptibilidad a la generación de los fenómenos geológicos se asocia a los intervalos de pendientes expuestos en la Tabla 2.

| | | Cla | se Pendiente | | |
|------|----------|-----------|--------------|-----------|-------|
| < 5° | 5° – 15° | 15° – 25° | 25° – 35° | 35° - 45° | > 45° |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |

| Deslizamientos | Pendiente | Clase |
|---|-----------|-------|
| 3 - Alta | 25°-45° | 4,5 |
| 2 - Media | >15° | 3 |
| 1 - Baja | >5° | 2 |
| o - Por encima de 45° se ha de considerar siempre como desprendimientos. | >45° | |
| Desprendimientos | Pendiente | |
| 2 - Alta | >45° | 6 |
| 1 - Media | >35 | 5 |
| o - Por debajo de 35° se ha de considerar siempre como deslizamientos. | <35° | |
| Hundimientos | Pendiente | |
| 3 - Alta | < 5° | 1 |
| o - Por encima de 5 se ha de considerar siempre como deslizamientos | >5° | |

Tabla 1. Clases de pendiente para el estudio de las ADA.

Tabla 2. Grado de susceptibilidad según la pendiente y el fenómeno.

4.2.2. La geología

La información geológica es esencial para la clasificación y catalogación de las ADA, pues el material del subsuelo determina en gran medida la susceptibilidad del terreno a los movimientos de ladera o hundimientos.

Para Cataluña se dispone de la cartografía geológica 1:50.000 para todo el territorio. Esta cartografía es una síntesis continua de la información geológica de todo el territorio, fruto de la colaboración entre diversos organismos (ICGC, IGME...). En el área de estudio se han reconocido 122 unidades geológicas que se han clasificado según su propensión a deslizamientos (DESL) o desprendimientos (DESP). No se ha establecido una clasificación aplicable a hundimientos porque estos fenómenos suelen estar asociados a litologías que están en el subsuelo (no afloran) y, dado la escala de la base, no se ha considerado aplicable. Se trata de una aproximación preliminar y que no tiene en cuenta particularidades geológicas no recogidas en esta cartografía

Como criterio general para deslizamientos se aplica el siguiente criterio (Tabla 3):

| Propensión | Descripción |
|---------------------|--|
| 3 - Alta | Depósitos cuaternarios de deslizamientos de unidades lutíticas plásticas |
| 2 - Media | Unidades donde predominan las lutitas plásticas (silurianas, triásicas y garumnianas) y depósitos deslizados en general |
| 1 - Baja | Unidades donde predominan las lutitas y las formaciones superficiales no cimentadas. |
| o – No se considera | Resto de unidades |

Tabla 3. Susceptibilidad al deslizamiento según el criterio geológico.

Como criterio general para desprendimientos se aplica el criterio de la Tabla 4:

| Propensión | Descripción |
|---------------------|---|
| 2 - Alta | Unidades de rocas masivas |
| 1 - Media | Unidades con alternancia de rocas masivas y blandas |
| o – No se considera | Resto de unidades |

Tabla 4. Susceptibilidad al desprendimiento según el criterio geológico.

4.2.3. Criterios de clasificación

En función de la descripción de las unidades geológicas se establece una valoración de la propensión a los movimientos del terreno en base a la litología y a las clases de pendiente descritas (Tabla 5). Se trata de una aproximación preliminar que no tiene en cuenta particularidades geológicas no recogidas en la escala de trabajo de la geología regional (1.50.000).

| | | Clase Pendiente | | | | | |
|-------------|---|-----------------|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Geo | 1 | Ν | S | S | S | Ν | Ν |
| olog esl | 2 | Ν | Ν | S | S | N | Ν |
| țía D | 3 | Ν | Ν | Ν | S | N | Ν |
| Geol De | 1 | Ν | Ν | Ν | Ν | Ν | S |
| logía sp | 2 | N | Ν | Ν | Ν | S | S |

Tabla 5. Criterio de clasificación en función de la susceptibilidad de las unidades geológicas al fenómeno.

4.2.4. Usos del suelo

La cartografía de usos del suelo facilita la clasificación de la ocupación y los principales usos del territorio. En base al tipo de uso que está afectado por la ADA, se puede establecer una primera

identificación de las zonas potencialmente vulnerables.

Se elaboró una primera identificación de los elementos potencialmente vulnerables a partir de las coberturas del suelo (MCSC), un mapa derivado de las directrices estandarizadas a nivel europeo de acuerdo con el modelo INSPIRE Land Cover. A partir de esta clasificación, se estableció una primera categorización de vulnerabilidad, dividida en cuatro grados de vulnerabilidad (3 -Alta, 2 -Media-, 1 -Baja, 0 -Nula-), en función de la importancia de las potenciales pérdidas (importancia del daño), asumiendo que los elementos antrópicos implican una mayor perdida potencial y los espacios naturales prácticamente nula (Tabla 6). Esta identificación se detallará más en análisis locales, en base a cartografías topográficas vectoriales de detalle.

| VULNERABILIDAD | MCSC-2 | |
|---------------------|-------------------------------|--|
| 3 - Alta | Zonas urbanizadas | |
| | Vías de comunicación | |
| 2 - Media | Zonas deportivas y lúdicas | |
| | Zonas de extracción minera | |
| 1 Paia | Aguas continentales | |
| 1 - Ddja | Cultivos | |
| | Bosques densos (no de ribera) | |
| | Bosques de ribera | |
| | Boques claros (no de ribera) | |
| a No so considoro | Matorrales | |
| 0 - NO SE CONSIDELA | Prados y hierbazales | |
| | Roquedales | |
| | Suelos desnudos | |
| | Tarteras | |

Tabla 6. Vulnerabilidades al fenómeno según el tipo general de uso del suelo.

4.3. Resultados

En base a los criterios geológicos y morfológicos establecidos y al criterio de clasificación de la Tabla 5, se han identificado para el caso de Catalunya 81 zonas activas susceptibles a deslizamientos, y 45 zonas susceptibles a desprendimientos.

Hay que tener presente que una sola ADA puede incluir áreas con distinto uso del suelo (también puede contener más de una geología o clase de pendiente y, por lo tanto, más de una susceptibilidad). Para este análisis se ha contabilizado la presencia del suelo más vulnerable dentro de la ADA. Por lo tanto, en base a la clasificación establecida (Tabla 6) se han reconocidos un total de 72 ADA que incluyen algún nivel (1, 2 o 3) de usos del suelo potencialmente vulnerable (Tabla 5).

| VULNERABILIDAD | TOTAL ADA |
|----------------|-----------|
| 3 - Alta | 6 |
| 2 - Media | 17 |
| 1 - Baja | 49 |

Tabla 5. Número de ADA por cada una de las cuatro categorías de vulnerabilidad.

La información de esta primera clasificación se sintetiza en fichas resumen de información tal como se muestra en la figura 2, con la información de la ADA, del potencial fenómeno generador del movimiento y de las posibles afectaciones.

Como ejemplo de ficha descriptiva preliminar de las ADA derivada de los trabajos de la Fase 1, se presenta el ejemplo de la ADA 912 (Figura 4). La ficha incluye cuatro mapas: (1) con la ortofoto vigente y el mapa de velocidades, (2) con la geología regional, (3) con el mapa de pendientes, y (4) con el Mapa de Cubiertas del Suelo. El ADA 912 fue asignada con una susceptibilidad a deslizamientos y con una vulnerabilidad Baja (grado 1). En este caso la validación de la técnica fue óptima pues se trata de una zona con antecedentes de actividad de

deslizamientos conocidos entre los años 1891 y 1907.



Figura 4. Ejemplo de ficha descriptiva de la ADA con los resultados de la Fase metodológica 1. Se pueden observar los resultados de susceptibilidad y vulnerabilidad.

4.4. Valoración del riesgo sobre elementos vulnerables específicos

Una primera identificación del riesgo potencial de las ADA se estableció a partir de la clasificación de las ADA y su posible afectación a zonas urbanas con la información de los mapas con información sobre usos del suelo (ver Tabla 5). Sin embargo, esta identificación por sí misma, no se puede considerar como una estimación del riesgo.

La evaluación del riesgo geológico puede calcularse a través de la expresión: "R = P*V*E"

Donde P es el peligro (peligrosidad) del proceso en cuestión, V es la vulnerabilidad de los elementos expuestos al proceso (probabilidad) y E es su exposición.

Para su cálculo se ha desarrollado una metodología con los pasos siguientes:

- Determinación de la peligrosidad en función de los umbrales de velocidad media fijados para los fenómenos geológicos detectados (Tabla 6).
- Asignación de la vulnerabilidad de los elementos identificados según su tipología.
- Identificación de los elementos vulnerables potencialmente afectados por las ADA a partir de información del catastro, de la base topográfica 1:5.000 (BT-5M) del ICGC, del catálogo de carreteras de la DGIM y del @OpenStreetMap.
- Determinación del riesgo potencial de los elementos vulnerables identificados a partir de la vulnerabilidad descripta por la tipología de cada elemento y de la intensidad de la ADA.

4.4.1. Determinación de la Peligrosidad

La peligrosidad (P) se define como la probabilidad de ocurrencia de un proceso geológico potencialmente dañino, con un nivel de intensidad durante un tiempo determinado en un área

específica. Para su evaluación es necesario conocer: (1) dónde y cuándo ha ocurrido, en la actualidad o en el pasado; (2) la magnitud e intensidad de los procesos ocurridos; (3) las zonas donde pueden ocurrir futuros procesos; (4) y su frecuencia de ocurrencia (periodo de retorno).

La intensidad (I) de los deslizamientos de tierra es una componente indispensable para calcular la peligrosidad (P) y se puede expresar mediante varios parámetros entre los que se incluyen el volumen, la velocidad, la profundidad, la escorrentía y extensión. En este trabajo se aplica el método de la intensidad de la ADA definida por la velocidad media de las ADA (Tabla 6), pues permite obtener rápidamente una clasificación. La determinación de la intensidad se aplica cuando la ADA se superpone directamente sobre elementos antrópicos potencialmente vulnerables.

| INTENSIDAD ADA (I) | VELOCIDAD MEDIA (mm / año) |
|--------------------|----------------------------|
| l ₁ | < 16 |
| l ₂ | 16 – 32 |
| l ₃ | > 32 |

 Tabla 6. Umbrales de velocidad media para la determinación de la intensidad de los fenómenos geológicos detectados por las ADA. Fuente: proyecto U-Geohaz.

Según la escala de velocidad de deslizamientos de Cruden y Varnes (1996), el primer umbral (16 mm / año) es representativo del paso entre deslizamientos consideraros extremadamente lentos y muy lentos.

4.4.2. Determinación de la vulnerabilidad física de los elementos expuestos

La vulnerabilidad (V) de una estructura se define como el grado esperado de pérdida experimentado por los elementos en riesgo para una determinada magnitud de peligro. Su evaluación depende de varios parámetros como la conservación del edificio, el tipo de construcción, la tipología del deslizamiento de tierra, la energía cinética en el momento del impacto, ..., y suele expresarse como el grado de perdida esperado ante una cierta acción en un intervalo entre 0 y 1 (0, sin ninguna afección; 1, pérdida total). En este trabajo el cálculo de la vulnerabilidad se basa en la metodología desarrollada en el proyecto europeo "Evaluación del impacto de los riesgos geológicos para áreas urbanas (U-Geohaz, ref. UCPM-2017-PP-AG-783169)" (Solari, et al., 2018; Montserrat et al., 2019).

Se ha seguido un método similar al propuesto en Catani et al. (2005) y Solari et al. (2020), en el que la vulnerabilidad varía de 0 (sin daño) y 1 (pérdida completa) en función de la intensidad del movimiento del terreno y el probable daño provocado. Se utilizan tres clases de vulnerabilidad determinadas a partir de los tres niveles de daño propuestos por Cardinali et al. (2002) para los elementos en riesgo (Tabla 7).

| CLASE DE DAÑO | NIVEL DE DAÑO | DESCRIPCIÓN DEL DAÑO PARA EDIFICACIONS Y CARRETERAS |
|-------------------|-----------------|---|
| (S) – Superficial | Estético, menor | La funcionalidad de la no se ve comprometida. Reparación rápida y a bajo coste. |
| (F) - Funcional | Medio | La funcionalidad está comprometida y el daño requiere de tiempo y grandes recursos para su reparación. |
| (E) - Estructural | Severo o total | La funcionalidad está severa o completamente dañada y se requiere de una extensa y costosa reparación. Posible demolición y reconstrucción. |

Tabla 7. Clases de daños en relación con los niveles de daño esperados en los elementos vulnerables. Fuente:tomado y modificado de Cardinali et al. (2002).

A continuación, se presenta la metodología concreta para el cálculo de la vulnerabilidad física para edificaciones y re de carreteres para el cálculo del riesgo. En función del daño, puede establecerse la pérdida económica, que no es objecto de este artículo.

4.4.2.1. Estimación de la vulnerabilidad para edificaciones

Para el análisis de la vulnerabilidad física se ha asignado un valor de vulnerabilidad a cada edificación en función de su tipología y comportamiento al movimiento. La tipología de edificación es una variable indispensable para el cálculo de la potencial destrucción de las construcciones en riesgo frente a un fenómeno. Por consiguiente, es un parámetro óptimo para determinar la vulnerabilidad física de ésta y puede estimarse a partir de la edad del edificio.

La edad no sólo tiene importancia por su efecto sobre el proceso de deterioro de la resistencia del edificio, sino que es indicativo de las técnicas constructivas, variables a lo largo del tiempo. Por ejemplo, en algunos estudios se determina que los edificios anteriores a los 50 años son entre 4 y 5 veces más vulnerables y que los edificios de nueva construcción, de pórticos de acero y de hormigón armado, son mucho menos vulnerables (Cochrane y Schaad, 1992).

A partir de los datos del SISMICAT (2003), de la clasificación de Heinimann (1999), y de las sucesivas normativas técnicas estatales (p. ej., el Código Técnico de la Edificación -CTE- y la Ley 38/1999, de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación), se presentan las tipologías constructivas y resistencias más habituales (Tabla 8). Como los métodos constructivos son los mismos independientemente del tipo de fenómeno que le afecte (p. ej., deslizamiento, terremoto, etc.) se asumen los mismos períodos para el cálculo de la vulnerabilidad física de edificaciones afectadas por movimientos del terreno. La clasificación de las edificaciones se presenta en clases de vulnerabilidad comprendidas entre la A y la C, de mayor a menor vulnerabilidad (a más edad, mayor vulnerabilidad).

| TIPOLOGIA EDIFICACION | PERÍDO (AÑO) | ESTRUCTURA DEL EDIFICIO | RESISTENCIA (a partir de Heinimann, 1999) |
|--------------------------|-----------------|---|---|
| A | ≤1950 | Estructuras ligeras (entibación simple) y mixtas (hormigos y entibación) | Baja a media |
| В | 1951 – 1970 | Hormigón y muros de ladrillo | Media |
| C | >1970 | Hormigón y muros de ladrillo / Hormigón armado | Media a alta |

Tabla 8. Tipología de edificación asumida según el período de construcción para edificios a partir del Pla d'Emergències de protecció per a risc sísmico a Catalunya (SISMICAT). Además, se clasifican las tipologías de edificación en base a las estructuras predominantes de construcción en cada período (intervalo de años), y a la estimación de su resistencia como tipos de elementos expuestos en base a Heinimann (1999), a la norma MV-201 de 1972 sobre "Obra de Fábrica de Ladrillo" (Ministerio de Vivienda, 1973), a la instrucción parea el proyecto y ejecución de obras de hormigón armado (Ministerio de Obras Públicas, 1973) y a la Ley 38/1999, de Ordenación de la

Edificación.

4.4.2.2. Estimación de la vulnerabilidad para la red de carreteres

La vulnerabilidad asociada a las redes de transporte se relaciona con la susceptibilidad de una carretera a que determinados incidentes puedan causar reducciones en los niveles de servicio y en los tiempos de viaje (Berdica, 2002). La clasificación de la red en función de las tipologías de vías (en función de los carriles, diseño geométrico, ancho y relevancia para el territorio) puede emplearse para la determinación de la vulnerabilidad a nivel regional (Toyfur, et al., 2018) y permite tener en consideración aspectos como la pavimentación (Winter et al., 2013).

Existen numerosos tipos de carreteras, sin embargo, algunas referencias bibliográficas aportan sencillas clasificaciones, de cuatro o cinco clases. Así pues, las carreteras en riesgo se han clasificado de acuerdo con una leyenda simple, compuesta por clases, basada en la tipología de la red, determinada a partir de criterios funcionales. Esta agrupación, que tiene en cuenta los criterios de vulnerabilidad, ha sido dividida en un total de siete clases (de A a G), de mayor a menor vulnerabilidad (Tabla 9). Aplicación de la clasificación sobre la base OpenStreetMap ® (www.openstreetmap.org -OSM-), con datos abiertos y estandarizados a nivel internacional. En España, OSM contiene datos provenientes del Instituto Geográfico Nacional (IGN) y del Sistema Cartográfico Nacional (SCNE), licenciados para su reutilización bajo la CC BY 4.0.

| TIPOLOGIA CARRETERA | DENOMINACIÓN | | |
|---------------------|---|--|--|
| A – CM | Autopistas y Autovías | | |
| B – CT | Carretera nacional o autonómica básica de primer nivel | | |
| C – CP | Carretera autonómica o básica de segundo nivel | | |
| D – CS | Carretera autonómica de tercer nivel o comarcal | | |
| E – CT/R | Carretera provincial o local + vías de servicio + camino residencial | | |
| F – CU/T | Camino | | |
| G – CF/S | Vereda | | |

Tabla 9. Categorías de carreteras propuesta para el proyecto Mompa a partir de la tipología. Elaborada en base a los © colaboradores OpenStreetMap y las clasificaciones española y catalana.

Cada clase de carretera tendrá una estimación de vulnerabilidad según el nivel de daño propuesto por Cardinali et al (2002) para el análisis del riesgo a deslizamientos siguiendo un enfoque cualitativo (Tabla 7). A modo de ejemplo, se consideró que la vulnerabilidad era mayor a lo largo de una carretera de alto tránsito (p. ej., tipo A - CM, B) que en una carretera secundaria (p. ej., tipo D - CS).

A partir de la clasificación de Leone et al. (1996), Glade (2003) propuso una clasificación de intensidad de daños para carreteras según el tipo de daño esperado por deslizamientos, hecha a partir de registros históricos, y en cuatro categorías a las que asignó un rango de vulnerabilidad (Tabla 10). La matriz de vulnerabilidad desarrollada por Leone et al. (1996) y Glade (2003) presenta la ventaja de ser fácilmente modificable para su aplicación en diferentes áreas y condiciones.

| ELEMENTO EXPUESTO | INTENSIDAD DE DAÑO | TIPO DE DAÑO | RANGO VULNERABILIDAD (0-1) |
|----------------------|-----------------------|---|-------------------------------|
| | I | Daño pequeño en la carretera. | 0,05 - 0,3 |
| Carretera | II | Daño en la carretera, para su reparación son necesarias 10 toneladas de m³. | 0,3 – 0,6 |
| | 111 | Daño en la carretera, para su reparación son necesarias 100 toneladas de m³. | 0,5 – 0,8 |
| | IV | Destrucción de la carretera | 0,8 - 1 |

Tabla 10. Vulnerabilidad de carreteras expuestas de acuerdo con el tipo de daños por movimientos del terreno. La intensidad de daño depende de la intensidad del deslizamiento calculada a partir del desplazamiento lateral, ver Leone et al. (1996) para más información. Tomado y modificado de Leone et al. (1996) y Glade (2003).

4.4.3. Determinación del riesgo potencial

Para el cálculo del riesgo potencial se han construido matrices de riesgo que establecen el grado de daño en función de la intensidad del fenómeno y de la vulnerabilidad del elemento expuesto. Los valores se han obtenido de diversas fuentes y aportan un resultado orientativo.

4.4.3.1. Matriz de riesgo en edificaciones

Para el cálculo del riesgo de las edificaciones se ha empleado el período de construcción y la intensidad (peligrosidad) de las ADA. Cada uno de los ítems estimados tiene un peso asignado de acuerdo con el criterio de experto de los autores de la presente investigación empleando técnicas de análisis multicriterio (método heurístico) y de los trabajos previos conocidos (p. ej., Cardinali et al., 2002; Solari et al., 2020). En consecuencia, teniendo en cuenta la escala regional de trabajo, seguimos un método en el que la vulnerabilidad varía entre 0 (sin daño) y 1 (daño total) en función del grado de intensidad del fenómeno se muestra la matriz propuesta (Tabla 11). De la matriz se observa como un deslizamiento de intensidad 1 (I₁) es capaz de causar daños superficiales a las tres clases de edificios; y, por ejemplo, un deslizamiento de alta intensidad (I₃) provoca graves daños estructurales en edificaciones construidas antes de 1950 (A), funcionales en las de tipo B, y superficiales en las A.

| | | TIPOLOGIA DE EDIFICACIÓN | | | | | | |
|-----|----------------|--------------------------|----------|----------|--|--|--|--|
| | | A B C | | | | | | |
| | I ₁ | 0,1(S) | 0,05 (S) | 0,01 (S) | | | | |
| | I ₂ | 0,2 (F) | 0,1 (S) | 0,05 (S) | | | | |
| ADA | l ₃ | 0,4 (E) | 0,2 (F) | 0,1 (S) | | | | |

Tabla 11. Matriz con el grado de riesgo (o daño) según la tipología constructiva del edificio e intensidad de la ADA.

4.4.3.2. Matriz del riesgo en carreteras

Para el cálculo del riesgo de las carreteras se ha empleado la tipología y la intensidad del movimiento del terreno aportada por las ADA. Cada uno de los valores tiene un peso asignado de acuerdo con el criterio de experto de los autores de la presente investigación (método heurístico) y de los trabajos previos conocidos (p. ej., Cardinali et al., 2002; Solari et al., 2020). Asumiendo la escala regional, la vulnerabilidad varía entre 0 (sin daño) y 1 (daño total) en función de la intensidad del fenómeno. Si la intensidad es igual a cero, la vulnerabilidad es nula. Según la Tabla 12, un deslizamiento de intensidad 1 (I1) solamente es capaz de causar daños superficiales a todos los tipos de carreteras. En cambio, un deslizamiento de alta intensidad (I3) provoca graves daños estructurales en todos los tipos, y funcionales en autopistas y autovías, y carreteras nacionales o autonómicas básica de primer nivel.

| | | | | TIPOLO | GIA CARRE | TERA | | |
|-------------------|----------------|----------|----------|----------|-----------|---------|----------|----------|
| | | A - CM | B - CT | C - CP | D - CS | E -CT/R | F - CU/T | G – CF/S |
| INTENSIDAD ADA | l ₁ | 0,05 (S) | 0,15 (S) | 0,25 (S) | 0,2 (S) | 0,2 (S) | 0,2 (S) | 0,25 (S) |
| | I 2 | 0,2 (S) | 0,25 (S) | 0,3(F) | 0,4 (F) | 0,5 (F) | 0,55 (F) | 0,6 (E) |
| | l ₃ | 0,4 (F) | 0,5 (F) | 0,6 (E) | 0,7 (E) | 0,8 (E) | 0,9 (E) | 1 (E) |

Tabla 12. Matriz con el grado de riesgo (o daño) según la tipología de carretera e intensidad de la ADA.

.5. CONCLUSIONES

La metodología desarrollada ha demostrado ser una herramienta muy útil para una primera evaluación del riesgo geológico de los movimientos del terreno detectados por interferometría radar a escala territorial.

La generación de zonas de movimiento partir de los puntos de movimientos o velocidad detectados por la interferometría radas permite focalizar las zonas a evaluar.

El uso de información geológica y morfológica permite, mediante una clasificación semiautomática, una rápida identificación del fenómeno causante del movimiento y asignarle una peligrosidad potencial en función de su intensidad, estimada a partir de la velocidad media.

La utilización, del mapa de cobertura del suelo y posteriormente, de bases topográficas como la BT5M del ICGC o de OpenStreetMap permiten una rápida identificación y valoración los elementos expuestos.

El uso de tablas simplificadas de valoración del riesgo permite establecer un valor cuantitativo indicativo de los posibles daños producidos por la actividad de las zonas de movimiento detectadas. Este cálculo és de carácter regional y fácilmente extrapolable a otras áreas.

REFERENCIAS

- Agliardi, F., Crosta, G. and Zanchi, A., 2001. Structural constraints on deep-seated slope deformation kinematics. *Engineering Geology*, 59: 83-102.
- Barnolas, A., and Gil-Peña, I., 2001. Estructura secuencial del relleno sedimentario de la Cuenca de antepaís surpirenaica y su relación con la evolución del orógeno. *Geotemas*, 2, 37-41.
- Barra, A., Solari, L., Béjar-Pizarro, M., Monserrat, O.; Bianchini, S.; Herrera, G.; Crosetto, M.; Sarro, R.; González-Alonso, E.; Mateos, R.M.; Ligüerzana, S.; López, C.; Moretti, S. A Methodology to Detect and Update Active Deformation Areas Based on Sentinel-1 SAR Images. Remote Sens. 2017, 9, 1002. https://doi.org/10.3390/rs9101002
- Berdica, K., 2002. An introduction to road vulnerability: what has been done, is done, and should be done. *Transport Policy*, 9, 117-127.
- Burbank, D. W., Puigdefàbregas, C. A. I., and Munoz, J. A., 1992. The chronology of the Eocene tectonic and stratigraphic development of the eastern Pyrenean foreland basin, northeast Spain. *Geological Society of*

America Bulletin, 104(9), 1101-1120.

- Cardinali, M., Reichenbach, P., Guzzetti, F., Ardizzone, F., Antonini, G., Galli, M., Cacciano, M., Castellani, M., and Salvati, P., 2002. A geomorphological approach to the estimation of landslide hazards and risks in Umbria, Central Italy. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 2, 57–72
- Catani, F., Casagli, N., Ermini, L., Righini, G., and Menduni, G., 2005. Landslide hazard and risk mapping at catchment scale in the Arno River basin. Landslides, 2 (4), pp. 329-342.
- Cochrane, S. W., and Schaad, W. H., 1992. Assessment of Earthquake Vulnerability of Buildings. *Proc. 10th WCEE*, Madrid, España, Vol. 1, pp. 497-502.
- Colas B., 2013. Cartographie de l'aléa mouvement de terrain du département des Pyrénées-Orientales Echelle 1: 50 000. *Rapport final BRGM/RP-62991-FR*, 98 p., 94 ill., 4 ann., 3 cartes hors texte.
- Cruden, D. M., & Varnes, D. J., 1996. Landslides: investigation and mitigation. Chapter 3-Landslide types and processes. Transportation research board special report, (247).
- Glade, T., (2003. Vulnerability assessment in landslide risk analysis. Erde, 134(2), 123-146.
- Heinimann, H. R., 1999. Risikoanalyse bei gravitativen Naturgefahren Fallbeispiele und Daten. Umwelt-Materialen NR. 107/II. Naturgefahren. Bern, Germany.
- Leone, F., Asté, J. P., and Leroi, E., 1996. Vulnerability assessment of elements exposed to mass-movement: working toward a better risk perception. *Landslides-Glissements de Terrain*. Balkema, Rotterdam, 263-270.
- Monserrat, O., Barra, A., Herrera, G., Solari, L., González-Alonso, E., Béjar-Pizarro, M., Bianchini, S., Sarro, R., García, A-F., Reichenbach, P., Catani, F. and Crosetto, M. (2019, January). The U-Geohaz project: Sentinel-1 to support geohazards early warning systems and impact assessment. *In Geophysical Research Abstracts* (Vol. 21).
- Navarro, J. A., Cuevas, M., Tomás, R., Barra, A., and Crosetto, M., 2019. Automating the Detection and Classification of Active Deformation Areas—A Sentinel-Based Toolset. In Multidisciplinary Digital Publishing Institute Proceedings (Vol. 19, No. 1, p. 15).
- Puigdefàbregas, C., Muñoz, J. A., and Marzo, M., 1986. Thrust belt development in the eastern Pyrenees and related depositional sequences in the southern foreland basin. Foreland basins, 229-246.
- Solari, L., Barra, A., Herrera, G., Bianchini, S., Monserrat, O., Béjar-Pizarro, M., Crosetto, M., Sarro, R. and Moretti, S., 2018. Fast detection of ground motions on vulnerable elements using Sentinel-1 InSAR data. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 9(1), 152-174.
- Solari, L., Bianchini, S., Franceschini, R., Barra, A., Monserrat, O., Thuegaz, P., Bertolo, D., Crosetto, M., and Catani, F., 2020. Satellite interferometric data for landslide intensity evaluation in moutain regions. *Int J Appl Earth Obs Geoinformation*, 87, 102028.
- SISMICAT, 2003. Pla especial d'emergències sísmiques a Catalunya. Annex 6.1. Vulnerabilitat sísmica. Avaluació de la vulnerabilitat dels edificis. Barcelona, Espanya, 45 pp.
- Toyfur, M. F., Pribadi, K. S., Wibowo, S. S., and Sengara, I. W., 2018. Vulnerability factor in earthquake risk assessment model for roads in Indonesia. *In MATEC Web of Conferences* (Vol. 229, p. 03009). EDP Sciences.
- Winter, M. G., Smith, J. T., Fotopoulou, S., Pitilakis, K., Mavrouli, O., Corominas, J., and Argyroudis, S., 2014. An expert judgement approach to determining the physical vulnerability of roads to debris flow. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73(2), 291-305.

ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE LA SUSCEPTIBILIDAD DE TALUDES MARINOS DEL MARGEN CONTINENTAL SUR-OESTE DE LA PENÍNSULA IBÉRICA

Stefano Collico (1), Marcos Arroyo (1), Roger Úrgeles (2), Eulàlia Gràcia (2)

 DECA Departamento de Ingeniería civil y ambiental Universidad Politécnica de Cataluña stefano.collico@upc.edu, marcos.arroyo@upc.edu

> (2) Geociencia Marina Instituto de Ciencias del mar urgeles@icm.csic.es, egracia@icm.csic.es

RESUMEN

El margen continental Suroeste de la Península Ibérica es investigado a causa de su frecuente actividad tectónica, en la que se catalogan fenómenos de deslizamiento. Principales retos de la zona de estudio es el desarrollo de mapas de riesgo de deslizamientos submarinos, provocados por terremotos, relacionados a posible generación de tsunamis. El caso de estudio aumenta en tres órdenes de magnitud la extensión de los precedentes. El cálculo de la susceptibilidad presenta varios retos debido a limitados datos geotécnicos, el escaso conocimiento de las variables de control y las incertidumbres en los mecanismos de activación. Para hacer frente a estos problemas, este estudio propone una metodología probabilística basada en un modelo geotécnico, cuyo objetivo es reducir la gama de factores y que aborda la incertidumbre de los parámetros del modelo de una manera sistemática y racional para derivar un mapa probabilístico de susceptibilidad a los deslizamientos.

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos submarinos están extendidos en todos los márgenes continentales y suelen producirse en pendientes más suaves (Urgeles y Camerlenghi, 2013). Pueden impactar directamente en las estructuras submarinas y también son capaces de generar olas de tsunami destructivas (Løvholt et al., 2019). Los terremotos son el principal mecanismo desencadenante de los deslizamientos submarinos que generan tsunamis (ten Brink et al., 2009). Los mapas de susceptibilidad se utilizan para predecir dónde es probable que se produzca un deslizamiento (Guzzetti et al., 2006) y se reconocen como un paso clave en los análisis de peligro de deslizamiento en alta mar (Lee et al., 1999; Urgeles et al., 2002).

Existen diferentes enfoques para cartografiar la susceptibilidad a los deslizamientos entre los que se encuentran los métodos heurísticos, estadísticos y probabilísticos. Los métodos heurísticos o basados en índices expresan la susceptibilidad a los deslizamientos en términos cualitativos. Los métodos estadísticos se utilizan en tierra firme para cartografiar la susceptibilidad a los deslizamientos a escala regional, cuantificando la probabilidad de fallo (Chauhan et al., 2010). La aplicación de métodos similares en alta mar (Borrell et al., 2016) se enfrenta a graves dificultades, ya que el número de variables temáticas disponibles para la predicción está limitado por la escasez de datos disponibles. La predicción probabilística cuantitativa también es posible utilizando un enfoque basado en procesos para mapear la susceptibilidad (Jibson et al., 2000). En este enfoque se utilizan modelos para representar el proceso físico que produce los deslizamientos. Para los deslizamientos submarinos

desencadenados por terremotos, los modelos adecuados pueden basarse en el concepto de pendiente infinita con parámetros de resistencia no drenada normalizados por la tensión efectiva (Lee et al., 1999). Lee et al., (1999) integraron un modelo simplificado de talud infinito con tecnología GIS para cartografiar la variabilidad espacial de la susceptibilidad a los fallos de las laderas en una zona relativamente pequeña (aprox. 400 km²) de la costa de California; Urgeles et al., (2002) elaboraron un mapa de susceptibilidad a los deslizamientos para el fiordo de Saguenay (140 km² en Quebec, Canada); Strasser et al., (2011) presentaron un mapa de susceptibilidad a los deslizamientos para el lago de Lucerna (114 km²). En todos estos ejemplos los modelos de estabilidad de laderas se trataron de forma determinista utilizando las mejores estimaciones y/o los peores escenarios, según el caso. Sin embargo, es deseable pasar de evaluaciones de susceptibilidad deterministas a probabilísticas, para expresar el efecto de las inevitables incertidumbres de entrada en los resultados (Carlton et al., 2017 y Puzrin et al., 2017).

El reto de este estudio es extender ese trabajo previo a las áreas mucho más grandes como el margen del S-O de la Península Ibérica, la cual tiene la ventaja de contar con bases de datos relativamente buenas tanto de potenciales fuentes sísmicas como de deslizamientos submarinos observados. Por otro lado, la información geotécnica actualmente disponible para la región es bastante escasa. Esta limitación se aborda aquí, por primera vez en la cartografía de la susceptibilidad a los corrimientos de tierra en el medio marino, utilizando una metodología bayesiana para combinar la información regional existente y la proporcionada por las bases de datos de ámbito mundial.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO

El margen continental del Sur-Oeste de la Península Ibérica se caracteriza por la interacción de una compleja actividad tectónica entre las placas Ibérica y Africana. La sismicidad se caracteriza por terremotos entre superficiales y profundos de magnitud baja a moderada ($M_w < 5.5$) (Buforn et al., 1995, 2004; Stich et al., 2007, 2010), pero también incluye los mayores y más destructivos terremotos de Europa Occidental (1531, 1722, 1755 y 1969) (Fukao, 1973), (Baptista et al., 1998; Baptista y Miranda, 2009). Los datos sísmicos muestran que la mayor parte de la sismicidad se debe al inicio de la subducción al oeste de la cuña imbricada del Golfo de Cádiz (Martínez-Loriente et al., 2014). Las estructuras de falla activas allí corresponden a pliegues y fallas de cabalgamiento de tendencia NE-SW (Gràcia et al., 2003b; Terrinha et al., 2009). Además, también están presentes largas fallas de deslizamiento dextral WNW-ESE (Terrinha et al., 2009; Bartolome et al., 2012; Hensen et al., 2015).

3. FUENTES DE DATOS

El margen ibérico suroccidental cubre un área de aproximadamente 458.400 km² incluyendo las costas de España, Portugal y Marruecos. Los datos disponibles para la zona incluyen un modelo digital de elevación (DEM) (Figura 1) construido a partir de datos batimétricos multibeam (resolución espacial 115x115 m) que fueron recogidos en un total de 19 cruceros de diferentes instituciones europeas y compilados como parte de la iniciativa batimétrica EMODnet (EMODnet Bathymetry Consortium, 2018). La base de datos de fallas utilizada en este estudio es la Base de Datos Europea de Fallas Sismogénicas (EDSF; Basili et al., 2013). Esta base de datos incluye fallas que se consideran capaces de generar terremotos de magnitud igual o superior a 5.5 M_w y contiene información sobre la geometría del plano de falla y una serie de parámetros de falla como el rumbo, el buzamiento, la inclinación, el deslizamiento y la información sobre la magnitud del terremoto. En este estudio, la base de datos se limitó a incluir sólo las fallas cuyos posibles epicentros de terremotos se encuentran mayoritariamente en el mar. Este criterio coincide con el aplicado en la evaluación de la peligrosidad sísmica probabilística en el escenario offshore para estructuras en Portugal (Costa et al., 2008).

En el Instituto de Ciencias del Mar (CSIC) de Barcelona se está elaborando un catálogo de deslizamientos continuamente actualizado para el margen suroccidental de la Península Ibérica, recopilando sistemáticamente datos anteriores en la zona (Baraza et al., 1999; Gràcia y Lo Iacono

2008; Leon y Somoza, 2011; Mulder et al., 2009; Hanquiez et al., 2007). Una versión anterior de este catálogo se presenta en Urgeles y Camerlenghi, (2013). El inventario de deslizamientos incluye información sobre la tipología, el área, el volumen, el espesor y la profundidad de inicio de la falla. Los datos geotécnicos para el margen suroccidental de la Península Ibérica se recogieron de diferentes fuentes. La ubicación del emplazamiento, la profundidad del agua y el tipo de mediciones se enumeran en la Tabla 1; las ubicaciones referenciadas se indican en la Figura 1.



Figura 1. Zona de estudio con información batimétrica (EMODnet Bathymetry Consortium, 2018), ubicación de los sitios con datos geotécnicos (Tabla 1), trazado superficial de las fallas (Basili et al., 2013) y zonas de deslizamiento catalogadas.

| Type of | Site Location | Cores | n° of | Water and | Lithology | Measurement |
|-----------------------|--|------------|--------------|-------------------------|-----------------------------|--|
| data | | | data** | subsurface depth | description | methodology |
| | | | | information | | |
| | Continental margin of | | | 30m-800m water | Thin upper sand layer | Vane shear |
| | Gulf of Cadiz. | 37 | 118 | depth (cores up to | overlying massive mud | measurements at |
| | Lee & Baraza 1999, Figura 1 | | | 250 cm length). | unit with interlayered | 10-cm intervals. |
| | Merry ĉe de Derekal landalida | | | 2700 | by silt units | Fall as as |
| | Marques de Pombai landsilde. | | 207 | 2700m-4000m water | Silt and clay contant | Fall Cone |
| | Minning at al. 2006 Figure 1 | 4 | 287 | E 20 cm longth from | Sill and ciay content | (Wykoham Farranco |
| | Winning et al., 2000, Figure 1 | | | S20 cill lengtil i olii | fraction | (Wykenalli Farrance WE 21600) at 5 cm |
| | | | | seabeuj | inaction. | distance |
| | ICM - 2018INSIGHT cruise | | | 930m-2667 m water | | Handheld vane |
| C_{μ} | Cores location : | 10 | 25 | depth (cores up to | | shear |
| $\frac{\pi}{\sigma'}$ | Lower slope (Figure 1) | 10 | 25 | 268 cm length). | | measurements |
| 0 v0 | | | | | | |
| | Continental margin of | | | 30 m - 800 m water | | Derived from water |
| | Gulf of Cadiz. | 7 | 14 | depth (cores up to | | content |
| | Lee & Baraza 1999, Figure 1 | | | 250 cm length) | | |
| | Marquês de Pombal landslide. | | | 2700 m- 4000 m | | Quantachrome |
| | | | | water depth (cores up | | pentapycnometer |
| | Minning et al., 2006, Figure 1 | 4 | 174 | to 520 cm length) | | on 5 cm ³ samples. |
| | Expeditio | n 339: Gul | f of Cadiz-\ | N Iberian margin (Stow | [,] et al., 2013). | |
| | U1385 (Figure 1) | | | | Lithology composed by | |
| 24 | Borehole location: | 67 | 60 | Up to 150 mbsf* | bioturbated calcareous | |
| <u>Y</u> . | SW Iberian margin | | | | muds and clays | |
| Ŷ | U1386 (Figure 1) | | | | Nannofossil mud, | Water content |
| | Borehole location: | 18 | 197 | Up to 586 mbsf* | calcareous silty mud, | measurements on |
| | Continental margin of Gulf of Cadiz. | | | | and silty bioclastic sand | core specimens of 8 |
| | U1387 (Figure 1) | | | | | cm ³ . Volume of |
| | Borehole location: | 86 | 275 | Up to 870 mbsf* | Analogous of U1386 | specimens |
| | Continental margin of Gulf of Cadiz | | | | | measured by gas |
| | U1388 | | | | Strongly heterogenous | pycnometry. |
| | Borehole Location: | 24 | 47 | Up to 1550 mbsf* | media (silty mud, | |
| | This site is the site closest to the Strait of | | | | calcareous clay, sand, | |
| | Gibraltar gateway. | | | | silty sand) | |

| U1389 | | | | Calcareous mud, silty | |
|--|-----------|------|--------------------|----------------------------|----------------------|
| Borehole location: | 107 | 278 | Up to 990 mbsf* | mud, sandy mud, and | |
| ~ 90 km west of the Spanish city of Cádiz. | | | | silty bioclastic sand | |
| U1390 | | | | Calcareous mud, silty | |
| Borehole location: | 38 | 121 | Up to 350 mbsf* | mud, sandy mud, and | |
| Channels and ridges sector of Cadiz | | | | silty bioclastic sand | |
| margin. | | | | | |
| U1391 | | | | Calcareous mud with | |
| Borehole location: | | | | minor lithologies of silty | |
| 50 km northwest of Cape São Vicente, | 56 | 188 | Up to 672 mbsf* | mud, sandy mud, | |
| gently inclined middle-slope region. | 50 | 100 | | nannofossil mud | |
| Tatal | F 4 4 7 m | 1166 | | | |
| TOLAI | 5447 111 | 1100 | | | |
| | | | | Clayey and firm clayey | |
| DSDP Leg 79-546,79-545 : | | | | foraminiferal | GRAPE (Gamma Ray |
| | 60 | 76 | | nannofossil ooze. Green | Attenuation |
| | | | | nannofossil claystone. | Porosity Evaluation) |
| Hinz et al., 1984, Figure 1 | | | | Sandy mudstone and | |
| | | | | muddy sandstone | |
| | | | | Pliocene terregineous | GRAPE (Gamma Ray |
| DSDP 14-135: (Hayes et al., 1972) | | | | sediment with silicified | Attenuation |
| | 7 | 20 | | intervals and marl or | Porosity Evaluation) |
| | | | | limestone at the base | (0.5 cm interval). |
| ICM - 2018INSIGHT cruise | | | 930m- 2667 m water | - | GRAPE (Gamma Ray |
| Cores location: | 13 | 2137 | depth (cores up to | | Attenuation |
| Lower slope (Figure 1) | | | 500 cm length). | | Porosity Evaluation) |
| | | | | | (0.5 cm Interval) |

Tabla 1. Resumen de los datos geotécnicos y metodología de adquisición de datos geotécnicos.

*mbsf:longitud de todos los componentes de la sarta de perforación entre el fondo marino y el objetivo.

** el número de datos reportados se refieren a los que están por encima de los 350m de profundidad desde el lecho marino

4. METHODOLOGÍA

Para este estudio se construyó un proyecto GIS específico. Las operaciones dentro del proyecto GIS se implementan utilizando scripts de Python con todas las entradas y salidas basadas en celdas de cuadrícula que representan 1 km x 1 km (Rodríguez et al., 2011). Se emplea un procedimiento de Montecarlo (MC) para obtener mapas probabilísticos de susceptibilidad a los deslizamientos. Las variables estocásticas seleccionadas son el gradiente de la pendiente (α), la aceleración horizontal máxima del suelo (PGA) y dos variables geotécnicas, la resistencia a la corte no drenada normalizada $C_{u_{mov}}/\sigma'_{v0}$ y el peso unitario normalizado del suelo γ/γ' . Todas las entradas estocásticas se representan mediante distribuciones de densidad que son diferentes en cada celda del mapa. A partir de estas distribuciones de celdas individuales se extraen muestras aleatorias de las variables estocásticas en cada ejecución (Figura 2).

Las distribuciones de cada celda se construyen en maneras diferentes debido a la diferente naturaleza de las incertidumbres (Véase Collico et al., 2020). Por los parámetros geotécnicos cada celda de 1km² puede considerarse que representa un "emplazamiento geotécnico" (Dreyfus et al., 2013). La variabilidad local es la que está directamente representada por las distribuciones de parámetros establecidas en cada celda. Sin embargo, esto abre la cuestión de cómo elegir los estadísticos de esas distribuciones locales, ya que la base de datos geotécnica regional es muy escasa. La información regional disponible se integra con la contenida en las bases de datos globales para establecer una distribución a escala regional de estadísticas plausibles para describir la variabilidad geotécnica del lugar. En primer lugar, se seleccionan las estadísticas de las distribuciones de las celdas o, en otras palabras, se asigna un "emplazamiento geotécnico" plausible a cada celda. A continuación, se muestrean esas distribuciones locales para obtener los valores de los parámetros (Figura 2).

Una vez inicializadas las distribuciones de entrada de las celdas (i. e., en cada celda de la cuadrícula se definen las distribuciones de densidad de $C_{u_{mov}}/\sigma'_{v0}$, γ/γ' , α , PGA), se muestrean en cada simulación valores únicos de gradiente de pendiente, PGA, densidad de sedimentos normalizada y resistencia a la corte no drenada normalizada (Figura 2). La salida de Montecarlo, en cada celda de

la malla, es un factor de seguridad pseudo-estático distribuido de forma lognormal FS_{p-stat} . La probabilidad de fallo P_f se evalúa simplemente como el número de FS_{p-stat} simuladas inferiores a 1 sobre N simulaciones.



Figura 2. a) Diagrama de flujo del modelo de probabilidad de estabilidad de taludes pseudoestático. b) Diagrama de flujo del modelo de probabilidad de estabilidad de taludes basado en el desplazamiento.

En este artículo se presenta el método pseudo-estático. Un ulterior modelo (i.e., método de Newmark) se presenta en Collico et al., 2020). El enfoque pseudo-estático se utiliza con frecuencia para la cartografía del peligro de deslizamiento regional (Jibson, 2011). Se introduce un coeficiente sísmico equivalente k_h dentro de un análisis convencional de equilibrio límite. El modelo de estabilidad de talud infinito puede expresarse como (Morgensten, 1976):

$$FS_{p-stat} = \frac{Cu}{\gamma' z[\sin\alpha\cos\alpha + k_h \frac{\gamma}{\gamma'} \cos^2\alpha]}$$
(1)

con α gradiente de la pendiente; $\frac{Cu}{\gamma' z}$ cohesion no drenada normalizada; $\frac{\gamma}{\gamma'}$: peso unitario normalizado; k_h coefficiente d'accélération horizontal. El coefficiente d'accélération horizontal es definido :

$$k_h = \eta \cdot PGA \tag{2}$$

con el coeficiente η que se aplica para obtener un valor de k_h basado en el rendimiento (Rampello et al., 2010). Siguiendo una metodología bien establecida (Bray y Rathje, 1998; Stewart et al., 2003), Rampello et al., (2010) proporcionaron un conjunto de valores de η por correlación con el resultado de los análisis estocásticos de desplazamiento permanente tipo Newmark. En este trabajo los valores η utilizados son los asociados a 15 cm de desplazamiento permanente de Newmark para condiciones de subsuelo descritas como suelo suelto a medio sin cohesión y/o suelo cohesivo blando a firme (ver Bisch et al., 2012), (Tabla 2).

| Aceleración horizontal máxima del suelo (PGA) [g] | η |
|---|------|
| 0.3-0.4 | 0.22 |
| 0.2-0.3 | 0.22 |
| 0.1-0.2 | 0.25 |
| ≤0.1 | 0.17 |

Tabla 2. Valores η asociados a desplazamientos permanentes de 15 cm en suelos blandos-medios para diferentes Aceleraciones Horizontales Máximas del Suelo esperadas (Rampello et al., 2010).

5. TRATAMIENTO DE LA INCERTIDUMBRE

Gradiente de ladera

En cualquier DEM hay implícito un error de medición que se propaga en la incertidumbre del ángulo de inclinación que dependerá sobre todo la profundidad del agua, el ángulo del haz, el tipo de fondo y la geomorfología del fondo marino. En consecuencia, el error en las mediciones de profundidad variará dentro de un rango del 0.04% al 0.15% para los sistemas de aguas poco profundas y del 0,2% al 0.5% para los sistemas de aguas medias y profundas. En este estudio se ha adoptado un enfoque simplificado y se asume un valor de error medio del 0,25% de la profundidad del agua en todo el DEM. La evaluación de la incertidumbre de la pendiente en un DEM se cuantifica a través de un procedimiento separado de Montecarlo (Figura 3a), (Mudron et al., 2013). Asumiendo una distribución normal para el error del DEM, con media 0 y desviación estándar $\sigma_{\varepsilon_{DEM}}$ igual al 0,25% de la profundidad del agua, se genera un DEM perturbado aleatoriamente para cada ejecución de Montecarlo (ver ejemplo en la Figura 3b). A continuación, se evalúa el campo de pendiente correspondiente mediante el método de las 3x3 celdas implementado en ArcGIS. Después de N simulaciones (N=130), se obtiene un ángulo de pendiente normalmente distribuido para cada celda.



Figura 3 a) Diagrama de flujo para la cuantificación de la incertidumbre de la pendiente, adaptado de Mudron et al.,2013. b) Perturbación aleatoria del DEM para ξ -N (0,0,25% de profundidad del agua). Los ejes muestran los grados de latitud y longitud.

Aceleración máxima del suelo

Los valores de la PGA suelen derivarse de aceleración máxima del suelo observada durante un terremoto en un lugar determinado y la magnitud del mismo. En el Golfo de Cádiz se registran con frecuencia terremotos de corteza somera asociados a M_w superiores a 5. Por esta razón, el PGA se evalúa utilizando la correlación de Ambraseys et al., (2005), derivada utilizando eventos de gran magnitud de Europa y Oriente Medio (M_w >5). Para los suelos blandos esta correlación se reduce a:

$$\log(PGA) = 2.6595 - 0.142M_w + (-3.184 + 0.314M_w) \log\sqrt{d^2 + 7.6^2} - 0.084F_N + 0.062F_T - 0.044F_O + \varepsilon_T$$
(3)

con: log(PGA) logaritmo de la aceleración horizontal máxima del suelo $[ms^{-2}]$; M_w momento de Magnitud; d distancia Joyner-Boore [km]; $F_N = 1$ para el fallo normal, 0 otherwise; $F_T = 1$ para las fallas de empuje, 0 otherwise; $F_O = 1$ para otros tipos de fallas, 0 otherwise. ε_T incertidumbre de la transformación, modelado como N (0, $\sigma_{log(PGA)}$) con $\sigma_{log(PGA)} = \sqrt{(0.665-0.065 M_w)^2 + (0.222-0.022 M_w)^2}$. La incertidumbre introducida depende claramente de la M_w (PGA para eventos de magnitud superior se determina con una precisión mayor).

Para cada falla, el catálogo proporciona 10 estimaciones diferentes de la M_w máxima del terremoto derivadas de diferentes correlaciones. En el catálogo todas estas estimaciones se calculan suponiendo la activación de la falla en toda su longitud (i.e., eventos sísmicos asociados a períodos de retorno relativamente grandes). La consideración de periodos de retorno tan largos también se justifica por el catálogo de deslizamientos submarinos utilizado para validar el análisis. Para cada falla, la

descripción probabilística de M_w viene dada por una distribución uniforme que cubre todo el rango de estimaciones. Como resultado, la incertidumbre asociada a la PGA en un lugar viene dada por la combinación de la de la correlación de Ambraseys et al., (2005) y la de la M_w. De nuevo, se emplea un procedimiento separado de Montecarlo para construir una distribución lognormal de los valores de PGA en cada celda del mapa (Figure 4a, Collico et al., 2020).



Figura 4. Diagrama de flujo para la estimación de la PDF (PGA).

La información geotécnica disponible para la zona de estudio es escasa. Se supone que predominan los sedimentos blandos y relativamente finos, de modo que es plausible una respuesta no drenada a la carga sísmica (los afloramientos de roca i.e., puntos blancos en los mapas-Figura 3b- se excluyen). Dada la gran superficie (1 km^2) representada por cada celda del modelo, es realista tratarlas como si fueran lugares geotécnicos diferentes. La variabilidad intra-sitio está representada por la distribución estadística asignada a un parámetro geotécnico concreto en una celda. La variabilidad inter-sitio está representada por la variabilidad de los parámetros estadísticos que describen diferentes distribuciones locales (Zhang et al., 2004). Para cada uno de los parámetros geotécnicos implicados X_D (i.e., el peso unitario de los sedimentos o la resistencia a la corte no drenada normalizada) se utilizan distribuciones lognormales en cada celda para representar la variabilidad intra-sitio. El primer paso en cada ejecución de Montecarlo (véase la Figura 2) es, pues, establecer estas distribuciones en cada celda, es decir, asignar aleatoriamente un "sitio" a cada celda del modelo. Para ello, se muestrean las distribuciones estadísticas de las medias y las varianzas de las diferentes propiedades geotécnicas. Estas distribuciones estadísticas de medias y varianzas (i.e., de estadísticas) se describen a su vez como variables aleatorias lognormales.

En el esquema adoptado, la información de las bases de datos mundiales se utiliza para establecer distribuciones a priori para las estadísticas de los parámetros geotécnicos. Haciendo uso de la regla de Bayes, dicha información previa se integra con los datos regionales del margen ibérico suroccidental (es decir, los datos) para obtener funciones de densidad de probabilidad actualizadas (es decir, la distribución posterior) de los estadísticos relevantes (la media y las desviaciones estándar) para las distribuciones locales de los parámetros geotécnicos. Siguiendo a Straub y Papaioannou, (2015), la regla de Bayes para una variable aleatoria genérica X se expresa como:

$$f''(x) = aL(x)f'(x) \tag{4}$$

con f'(x) es la función de densidad de probabilidad previa para X; f''(x) es la función de densidad de probabilidad posterior o actualizada para X, teniendo en cuenta los datos;L(x) es la probabilidad o probabilidad condicional de observar los datos cuando X = x; $a = \frac{1}{\int_{-\infty}^{\infty} L(x)f'(x)dx}$ es una constante de normalización (Véase Collico et al., 2020 para ulteriores detalles).

El esquema de actualización bayesiano se calcula numéricamente. Para ello se utiliza un método de Montecarlo de cadenas de Markov (MCMC), mediante un algoritmo de Metrópolis-Hasting

implementado a través de un script dedicado de MATLAB. El método Montecarlo se utiliza para obtener una distribución de probabilidad para el parámetro objetivo, muestreando la distribución a priori. Véase Wang y Cao, (2013) para una explicación detallada de MCMC en un contexto geotécnico.

Peso unitario normalizado de los sedimentos

Las mediciones de la densidad regional de los sedimentos se obtienen de los sondeos profundos del IODP (Tabla 1), excluidos los datos obtenidos a profundidades inferiores a 350 m.s.n.m., porque esa es la profundidad máxima de excavación de los corrimientos en el catálogo. Los valores indican una variabilidad significativa dentro de un rango de 2 a 3.2, (equivalente a $14.55 \le \gamma_{bulk} [kN/m^3] \le 20$). Mayne, (2014) recopiló una base de datos global de pesos unitarios del suelo que contenía 1049 valores representativos de 88 sitios con diferentes tipos de suelo. Entre ellos, se seleccionaron sitios representativos de arcillas blandas, arcillas blandas de alta mar, arcillas firmes de alta mar y arcillas rígidas de alta mar para construir un nuevo conjunto de datos (i.e., conjunto de datos de arcilla de alta mar), que se utilizará como información previa en el procedimiento de actualización bayesiano. Se decidió utilizar la distribución uniforme como conocimiento previo, ya que representa una suposición menos fuerte (no informativa) (Tabla 3). Los valores máximos y mínimos de los estadísticos adoptados en la distribución uniforme se presentan en la Tabla 3. Los datos regionales y output Bayesianos se presentan en Collico et al., (2020).

Resistencia al corte no drenado normalizado

Al considerar la resistencia normalizada no drenada, se utiliza la base de datos CLAY/10/7490 (Ching y Phoon, 2014) para definir el conocimiento previo. La relevancia de este conocimiento previo se comprobó comparando los datos regionales con el conjunto de datos globales en términos de índice de liquidez (LI) e índice de plasticidad (PI). El rango de estadísticas (media y varianza) de los datos normalizados de $C_{u_{vane}}$ de los diferentes casos de estudio en la base de datos global se utiliza para definir las distribuciones uniformes previas para el procedimiento de actualización bayesiano (Tabla 3). Los datos regionales de resistencia no drenada de los emplazamientos del margen ibérico suroccidental también están dominados por $C_{u_{vane}}$ (por ejemplo, Lee y Baraza, 1999). Para considerar también las mediciones de caída de conos $Cu_{fall-cone}$ de Minning et al., 2006, es necesaria una transformación para arcillas marinas (Lu y Bryant, 1997) (véase, Collico et al., 2020).

| | $\sigma_{\epsilon_{\mu T}}$ Error de transformación de la resistencia no drenada de cono a $C_{u_{vane}}$ | σ _{εμΤ_w} Error ponderado | Prior µ | Rango µ | Prior σ_{μ} | Rango σ_{μ} |
|------------------------------|--|--|----------------------|----------------------|-------------------------|-------------------------|
| $\mu_{\gamma/\gamma}$ | - | - | Uniforme | [5.2-1.95] | Uniforme | [0.4-0.1] |
| $\mu_{C_u/\sigma'_{v_0}}$ | 0.0086 | 0.0048 | Uniforme | [1.45-0.1] | Uniforme | [0.3-0.01] |
| | $\sigma_{\epsilon_{\sigma T}}$ | σ _{εστw} | Prior μ_{σ} | Rango μ_{σ} | Prior σ_{σ} | Rango σ_{σ} |
| $\sigma_{\gamma/\gamma'}$ | - | - | Uniforme | [0.75-0.02] | Uniforme | [0.12-0.02] |
| $\sigma_{C_u/\sigma'_{v_0}}$ | 0.4 | 0.22 | Uniforme | [1.75-0.1] | Uniforme | [0.4-0.01] |

Table 3. Statistical inputs to the Bayesian updating procedure of geotechnical parameters.

Evaluación del rendimiento del modelo

Para cuantificar el rendimiento del modelo, los resultados del mismo (mapas de susceptibilidad probabilísticos) se comparan con las observaciones (i.e., las celdas de la cuadrícula con deslizamiento de tierra mapeado). Los resultados de la comparación se expresan mediante curvas ROC (Receiver Operating Characteristic), (Frattini et al., 2010). Las curvas ROC (Figura 4b) visualizan el rendimiento del modelo representando la fracción de Verdaderos Positivos (TP) frente a la fracción de Falsos Positivos (FP) para determinados valores de corte (por ejemplo, valor de probabilidad de fallo especificado). TP es la proporción de casos positivos predichos correctamente por el modelo, mientras que FP es la proporción de falsos positivos (celdas de la red inestables predichas como estables). Los valores de corte vienen dados por una determinada probabilidad de fallo. El área entre

la curva ROC y la diagonal del gráfico (Área bajo la curva o AUC) da una medida del poder discriminatorio potencial del modelo, con modelos más potentes que dan lugar a áreas más grandes (se usan 4007 celdas la evaluación del modelo).

Además de la validación del modelo, un factor adicional de interés es la magnitud de la incertidumbre del modelo. El modelo representa una aproximación o simplificación de los eventos y afectado por incertidumbre. Si no se tiene en cuenta la incertidumbre del modelo, las predicciones de lo mismo y, por tanto, las decisiones basadas en las predicciones podrían estar sesgadas. Zhang et al, (2009) comentaron que las probabilidades de fallo calculadas sin considerar la incertidumbre del modelo no eran probabilidades de fallo reales de los sistemas geotécnicos. Por lo cual la cuantificación es de fundamental interés. En este contexto, se aplica un ulterior esquema Bayesiano con solución aproximada análogamente al caso de estudio de Zhang et al., (2009). La función de densidad a posteriori de error del modelo ε_{Model} se calcula:

$$f''(\mu_{\varepsilon_{Model}}, \sigma_{\varepsilon_{Model}} | (FS_{p-stat} = 1)) = aL(FS_{p-stat} = 1 | \mu_{\varepsilon_{Model}}, \sigma_{\varepsilon_{Model}}) f'(\mu_{\varepsilon_{Model}}, \sigma_{\varepsilon_{Model}})$$
(5)

con $f'(\mu_{\varepsilon_{Model}}, \sigma_{\varepsilon_{Model}})$ conocimiento previo de media y desviación standard de ε_{Model} ; $L(FS_{p-stat} = 1 | \mu_{\varepsilon_{Model}}, \sigma_{\varepsilon_{Model}})$ función de verosimilitud debida a celdas catalogadas como inestables (i.e., FS=1):

$$L(FS_{p-stat} = 1 | \mu_{\varepsilon_{Model}}, \sigma_{\varepsilon_{Model}}) = \prod_{i=1}^{Ninst} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sqrt{\sigma_{\varepsilon_{model}}^2 + \sigma_{FS_{p-stat}}^2}} \exp\left\{-\frac{1}{2} \cdot \frac{\left[1 - \mu_{FS_{p-stat}} - \mu_{\varepsilon_{Model}}\right]^2}{\sigma_{\varepsilon_{model}}^2 + \sigma_{FS_{p-stat}}^2}\right\}$$

con $\mu_{FS_{p-stat}}$, $\sigma_{FS_{p-stat}}^2$ media y varianza de FS_{p-stat} calculado según el esquema de MC (Figure 2); N_{ins} numero de celdas catalogada como instables ($N_{ins} = 4007$). Media y error estándar de conocimiento previo se cuantifica en unos 0, 1 por $\mu_{\varepsilon_{Model}}$ y 0.5, 1 por $\sigma_{\varepsilon_{Model}}$ asumiendo una distribución normal y lognormal respectivamente, por lo cual se considera un conocimiento poco informativo.

6. RESULTADOS

Como se ha descrito anteriormente, el error cuadrático medio de la pendiente (RMSE) para cada cuadrícula de celdas es una función tanto de la profundidad del agua como de la magnitud del ángulo de la pendiente. Para una relación fija de la incertidumbre de la medición batimétrica, el error del gradiente de la pendiente es inversamente proporcional a la magnitud del ángulo de la pendiente. Por lo tanto, las pendientes pronunciadas en aguas poco profundas se evalúan con más precisión que las zonas planas en aguas profundas. Aun así, la magnitud absoluta de esta incertidumbre derivada es bastante pequeña. Se espera un error máximo de 1.28° para las zonas planas, mientras que en las pendientes pronunciadas el RMSE rara vez supera los 0.15° (Figura 5).

Las fallas sismogénicas incorporadas en el procedimiento de Montecarlo están etiquetadas en la Figura 1. La Figura 6 muestra los estadísticos (i.e., media y la varianza) de las funciones de distribución de la probabilidad local de la PGA máxima que pueden ofrecer estas fallas. La media local μ_{PGA} depende de la distancia relativa de las fallas a la celda de interés. Esto supone implícitamente una dimensión temporal lo suficientemente grande como para que todas las faltas estén activas en un momento u otro a lo largo de toda su longitud. Las fallas incorporadas en el catálogo de Basili et al., (2013) se consideran todas activas y, por tanto, tal suposición es razonable. Se obtiene un valor medio máximo de 0.23g para los lugares cercanos a la llanura abisal de la Herradura (i.e., la falla la Herradura Figura 1). A lo largo del margen portugués se han obtenido valores entre 0.15-0.13g. Dichos valores concuerdan con los disponibles en la actual zonificación de riesgo sísmico para Portugal (Costa et al., 2008) para un escenario sísmico similar y una probabilidad de superación del 10% en 50 años (es decir, 475 años de periodo de retorno). La variabilidad del PGA, σ_{PGA} (Figura 6b) también es mayor en la proximidad de la falla de la Herradura.



Figura 5. a) Mapa de gradiente de pendiente original. b) Mapa de RMSE de pendiente. Los ejes muestran los grados de latitud y longitud. Los píxeles blancos y negros representan los afloramientos rocosos.

Se disponía de un total de dieciséis grupos de datos regionales de los que se podía extraer la media y las varianzas de las distribuciones normalizadas de pesos unitarios. Para ello, la información de los sondeos profundos del margen ibérico (i.e., el Exp. 339 del IODP en la Tabla 1) se dividió en siete lugares, ya que los sondeos se realizaron a grandes distancias. Se seleccionaron los conjuntos de datos de doce emplazamientos para la operación de actualización, dejando 4 para la validación (véase Collico et al, 2020). Comparando las probabilidades y las distribuciones actualizadas se puede ver que el enfoque bayesiano ha sido eficaz en la reducción de la dispersión de las distribuciones que alimentarán las estadísticas del sitio a las celdas del mapa. Los valores de las distribuciones más relevantes se recogen en la Tabla 4. Por último, cabe señalar que los puntos de datos de validación se sitúan inequívocamente dentro de los límites de las distribuciones actualizadas.



Figura 6. a) Valores medios locales máximos esperados de PGA asumiendo que el fallo se activa en su totalidad. b) Variabilidad local estimada de PGA.

Como se indica en la Tabla 4, nueve conjuntos de datos de sitios regionales, de los trece utilizados para evaluar $\mu_{Cu_{vane}/\sigma'_{vo}}$ y $\sigma_{Cu_{vane}/\sigma'_{vo}}$ se utilizaron como entrada al procedimiento de actualización bayesiano y cuatro se reservaron para la validación. Los resultados en términos de la PDF actualizada $\mu_{Cu_{vane}/\sigma'_{vo}}$ y la PDF actualizada $\sigma_{Cu_{vane}/\sigma'_{vo}}$ se presentan en Collico et al., (2020). Los valores más relevantes de la distribución se reportan en la Tabla 4 Con respecto a $\mu_{Cu_{vane}/\sigma'_{vo}}$ todos los datos de cuatro validaciones caen dentro del rango inter-percentil del 90 % de [0.19-0.79]. En cambio, para $\sigma_{Cu_{vane}/\sigma'_{vo}}$ se obtiene un rango interpercentil del 90 % de [0.17-0.8], que también incluye los datos de las cuatro validaciones. Las estadísticas de las PDFs actualizadas se reportan en la Tabla 5.

| | γ/ | γ' | C_u/σ'_{v_0} | |
|-----------------------------------|-------------------------|---------------------------------|-------------------------|--|
| | $\mu_{\gamma/\gamma}$, | $\sigma_{\mu_{\gamma/\gamma'}}$ | $\mu_{C_u/\sigma' v_0}$ | $\sigma_{\mu}{}_{C_u/\sigma'}{}_{v_0}$ |
| Rango prior [max-min] | [5.2-1.95] | [0.4-0.1] | [1.45-0.1] | [0.3-0.01] |
| Estimación actualizada Likelihood | 2.28 | 0.28 | 0.42 | 0.25 |
| μ_{XD} | 2.26 | 0.23 | 0.41 | 0.16 |
| 90% inter-percentile actualizado | [2.83-1.81] | | [0.72-0.19] | |

| | $\mu_{\sigma_{\gamma/\gamma'}}$ | $\sigma_{\sigma_{\gamma/\gamma'}}$ | $\mu_{\sigma_{C_u/\sigma'_{v_0}}}$ | $\sigma_{\sigma_{C_u/\sigma'_{v_0}}}$ |
|-----------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|
| Rango prior [max-min] | [0.75-0.02] | [0.12-0.02] | [1.75-0.1] | [0.4-0.01] |
| Estimación actualizada Likelihood | 0.18 | 0.1 | 0.45 | 0.33 |
| σ _{XD} | 0.17 | 0.06 | 0.43 | 0.19 |
| 90% inter-percentile actualizado | [0.32-0.06] | | [0.8-0.17] | |

Tabla 4. Estadísticas resumidas de los parámetros geotécnicos normalizados tras un procedimiento bayesiano.

Mapa de susceptibilidad

Una vez obtenidas las PDF de todos los parámetros de entrada necesarios para el cálculo de la estabilidad sísmica de los taludes, se ejecutó el procedimiento de Montecarlo de la figura 2a. Se realizaron un total de 1000 simulaciones para lograr una precisión de la probabilidad de fallo de alrededor de 0,01 (Wang et al., 2011). El valor medio local de la distribución del factor de seguridad pseudo-estático se obtiene y se reporta en la Figura 7a. Como era de esperar, los valores más bajos del factor de seguridad (es decir, los taludes propensos a fallar) se asocian a sitios con valores altos de PGA y gradiente de pendiente previstos. Un valor mínimo de 0.4 aparece en las zonas más susceptibles (cercanía del Cabo de Sao Vicente, falla del Marqués de Pombal y falla del banco de Gorringe), mientras que se obtienen $FS_{p-stat} > 20$ para las zonas planas del margen ibérico. La precisión del factor de seguridad derivado se cuantifica por su variabilidad local expresada en términos de la raíz cuadrada de la varianza de FS_{p-stat} (Figura 7b). Esta última viene dada por la combinación de las incertidumbres morfológicas, geotécnicas y de PGA.



Figura 7. a) Estimaciones medias del factor de seguridad. b) Incertidumbre en la estimación del factor de seguridad. c) Mapa de probabilidad de fallo considerando el factor η de Rampello, (2010). En azul en las figuras (a) y (b) se muestran los deslizamientos del inventario del margen ibérico suroccidental. d) Curva ROC y limite óptimo para el modelo pseudo-estático.

Validación del modelo y cuantificación de error del modelo

El rendimiento del modelo se analiza mediante la curva ROC. Para el enfoque pseudo-estático, la curva ROC se calcula para diferentes valores de corte P_f . En ambos casos, las curvas ROC se calculan utilizando un subconjunto aleatorio que incluye el 75% de los píxeles catalogados como desprendimientos (una capa raster que contiene unos, píxeles que contienen desprendimientos y ceros). El 25% restante se reserva para la validación.

El enfoque pseudo-estático obtiene un buen rendimiento (Figure 7d), (AUROC de 0.96). Cuando se comparan con los resultados de otros estudios de cartografía de susceptibilidad a los deslizamientos (por ejemplo, Park et al., 2013; Goetz et al., 2015; Cantarino et al., 2019) nuestros valores indican una buena precisión para los modelos empleados aquí. El punto ROC que maximiza tanto la especificidad como la sensibilidad puede utilizarse para identificar un límite óptimo ($P_f = 0.22$). Este criterio se comprobó utilizando el subconjunto de deslizamientos seleccionado al azar para la validación prediciendo correctamente el 92% de las celdas.

En cuanto al error del modelo, el gráfico de dispersión de la media y el error estándar de ε_{model} se presentan en la Figura 8a, mientras que la PDF (ε_{model}) se presenta en la Figura 8b. Debido al gran número de celdas instables ($N_{inst} = 4007$) el conocimiento previo no afecta las estimaciones a posteriori, las cuales indican una sobreestimación del factor de seguridad según el modelo empleado ($\mu_{\varepsilon_{model}} = -0.54$). Si obtiene una reducción de la incertidumbre ($\sigma_{\varepsilon_{model}} = 0.5$) con respecto a la previa. La probabilidad de fallo y su optimo podrían ser entonces recalculadas teniendo en cuenta de estas estimas de error.



Figura 7. a) gráfico de dispersión de la media y el error estándar de ε_{model} generado por el procedimiento MCMC. b) Función de densidad de ε_{model} a posteriori y a priori.

7. CONCLUSIONES

Este estudio, que utiliza como ejemplo el margen suroccidental de la Península Ibérica, es el primer intento de evaluar de forma sistemática y probabilística la susceptibilidad a los deslizamientos submarinos inducidos por terremotos en una región extensa de alta mar. En esta escala regional se aplica una metodología basada en celdas de cuadrícula que utiliza modelos de pendiente infinita. Si bien se han presentado anteriormente esfuerzos de cartografía similares, el área que se aborda aquí es de órdenes de magnitud mayores que la de los precedentes. A pesar del salto de escala introducido, el método utilizado sugiere que el modelo alcanza una buena precisión. Parece que la mayoría de los deslizamientos incluidos en la base de datos empleada para validar el resultado fueron provocados por terremotos en las fallas recogidas en la base de datos fuente. Naturalmente, esta conclusión deberá ser revisada y confirmada a medida que se amplíen y/o mejoren ambas bases de datos. La metodología empleada se ha desarrollado deliberadamente para facilitar la reevaluación, a medida que se amplíe y actualice la base de datos de deslizamientos cartografiados, el catálogo de fuentes sísmicas o la información geotécnica regional. El método también puede ampliarse para incluir factores adicionales que contribuyan, como la sobrepresión.

REFERENCIAS

- Ambraseys, N. N., Douglas J., Sarma S. K., (2005). Equations for the estimation of strong ground motions from shallow crustal earthquakes using data from Europe and the Middle East: Horizontal peak ground acceleration and spectral acceleration. Bulletin of Earthquake Engineering 3(1),1-53. https://doi.org/10.1007/s10518-005-0183-0
- Baptista, M.A., Heitor, S., Miranda, J.M., Miranda, P., Victor, L.M., (1998). The 1755 Lisbon tsunami; evaluation of the tsunami parameters. Journal of Geodynamics 25, 143–157. doi:10.1016/S0264-3707(97)00019-7
- Baptista, M.A., Miranda, J.M., (2009). Revision of the Portuguese catalog of tsunamis. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 9, 25–42. doi:10.5194/nhess-9-25-2009
- Bartolome, R., Gracia, E., Stich, D., Martinez-Loriente, S., Klaeschen, D., Lis Mancilla, F. de, Lo Iacono, C., Danobeitia, J.J., Zitellini, N., (2012). Evidence for active strike-slip faulting along the Eurasia-Africa convergence zone: Implications for seismic hazard in the southwest Iberian margin. Geology 40, 495–498. doi:10.1130/G33107.1
- Baraza J., Ercilla G., H. Nelson, C. (1999). Potential geologic hazards on the eastern Gulf of Cadiz slope (SW Spain). Marine Geology 155(1-2), 191-215.
- Basili, R., Kastelic, V., Demircioglu, M.B., Garcia Moreno, D., Nemser, E.S., Petricca, P., Sboras, S.P., Besana-Ostman, G.M., Cabral, J., Camelbeeck, T., Caputo, R., Danciu, L., Domac, H., Fonseca, J., García-Mayordomo, J., Giardini, D., Glavatovic, B., Gulen, L., Ince, Y., Pavlides, S., Sesetyan, K., Tarabusi, G., Tiberti, M.M., Utkucu, M., Valensise, G., Vanneste, K., Vilanova, S., Wössner, J., 2013. The European Database of Seismogenic Faults (EDSF) Compiled in the framework of the Project SHARE. doi: 10.6092/ingv.it-share-edsf
- Behrmann, J.H., Völker, D., Geersen, J., Harders, R., Weinrebe, W., 2014. Size-Frequency Relationship of Submarine Landslides at Convergent Plate Margins: Implications for Hazard and Risk Assessment. In: Krastel, S., Behrmann, J.-H., Völker, D., Stipp, M., Berndt, C., Urgeles, R., Chaytor, J., Huhn, K., Strasser, M., Harbitz, C.B. (Eds.), Submarine Mass Movements and Their Consequences, Advances in Natural and Technological Hazards Research. Springer International Publishing, pp. 165–175.
- Bommer J. J., Stafford P. J., Alarcón J. E., Akka S. (2007). The Influence of Magnitude Range on Empirical Ground-Motion Prediction. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 97, .(6), 2152–2170,
- Borrell, N., Somoza, L., León, R., Medialdea, T., Gonzalez, F. J., & Gimenez-Moreno, C. J. (2016). GIS catalogue of submarine landslides in the Spanish continental shelf: potential and difficulties for susceptibility assessment. In Submarine Mass Movements and their Consequences (pp. 499-508). Springer, Cham
- Bray, J. D., & Rathje, E. M. (1998). Earthquake-induced displacements of solid-waste landfills. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(3), 242-253.
- Buforn, E., Bezzeghoud, M., Udĺas, A., Pro, C., (2004). Seismic Sources on the Iberia-African Plate Boundary and their Tectonic Implications. pure and applied geophysics 161, 623–646.
- Buforn, E., Sanz de Galdeano, C., Udías, A., (1995). Seismotectonics of the Ibero-Maghrebian region. Tectonophysics, Focal Mechanism and Seismotectonics 248, 247–261.
- Cantarino, I., Carrion, M. A., Goerlich, F., & Ibañez, V. M. (2019). A ROC analysis-based classification method for landslide susceptibility maps. Landslides, 16(2), 265-282.
- Carlton, B. D., Price, K., Vanneste, M., & Forsberg, C. F. (2017). Development and application of a regional slope stability assessment screening tool. In Landslides in Sensitive Clays. Springer, Cham.: 267-276.
- Ching J., Phoon, K. K., (2014). Transformations and correlations among some clay parameters the global database. Canadian Geotechnical Journal 51(6), 663-685.
- Chousiantis K., Del Gaudio V., Kalogeras I., Ganas A., (2014).Predictive model of Arias intensity and Newmark displacement for regional scale evaluation of earthquake-induced landslide hazard in Greece. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 65,11–29.
- Chauhan S., Sharma M., Arora M. K. 2010. Landslide susceptibility zonation of the Chamoli region, Garhwal Himalayas, using logistic regression model Landslides 7, 411–423. DOI 10.1007/s10346-010-0202-3
- Collico, S., Arroyo, M., Urgeles, R., Gràcia, E., Devincenzi, M., & Peréz, N. (2020). Probabilistic mapping of earthquakeinduced submarine landslide susceptibility in the South-West Iberian margin. Marine Geology, 429(July), 106296.
- Costa, A. C., Sousa, M. L., & Carvalho, A. (2008). Seismic zonation for Portuguese national annex of Eurocode 8. Proc. 14WCEE (Beijing, China, October 12-17).
- Cunha, T. A., Watts, A. B., Pinheiro, L. M., and Myklebust, R (2010). Seismic and gravity anomaly evidence of largescale compressional deformation off SW Portugal, Earth Planet. Sci. Lett., 293, 171–179.
- Dreyfus, D., Rathje, E.M., and Jibson, R.W., (2013). The influence of different simplified sliding-block models and input parameters on regional predictions of seismic landslides triggered by the Northridge earthquake: Engineering Geology, 163, 41-54.
- EMODnet Bathymetry Consortium (2018): EMODnet Digital Bathymetry (DTM). http://doi.org/10.12770/18ff0d48b203-4a65-94a9-5fd8b0ec35f6
- Bisch P., Charvalho E., Deege H., Fajir P., Fardis P., Franchin P., Kreshlin M., Pecker A., Pinto P., Plumier A., Somoja H., Tsionis G. Eurocode 8: SeismicDesign of Buildings Worked examples. Luxemburg. Publications Office of the European Union 2012.
- Frattini P., Crosta G., Carrara A., (2010) Techniques for evaluating the performance of landslide susceptibility models. Engineering Geology 11, pp: 62–72
- Fukao, Y., (1973). Thrust faulting at a lithospheric plate boundary the Portugal earthquake of 1969. Earth and Planetary Science Letters 18, 205–216. doi:10.1016/0012-821X(73)90058-7
- Garcia-Orellana, J., Gràcia, E., Vizcaino, A., Masqué, P., Olid, C., Martínez-Ruiz, F., Piñero, E., Sanchez-Cabeza, J.-A., Dañobeitia, J., (2006). Identifying instrumental and historical earthquake records in the SW Iberian margin using 210Pb turbidite chronology. Geophysical Research Letters 33, L24601. doi:10.1029/2006GL028417
- Goetz, J. N., Brenning, A., Petschko, H., & Leopold, P. (2015). Evaluating machine learning and statistical prediction techniques for landslide susceptibility modeling. Computers & geosciences, 81, 1-11.
- Gràcia, E., Dañobeitia, J., Verges, J., and the Parsifal Team, (2003): Mapping active faults offshore Portugal (36_N-38_N): implications for the seismic hazard assessment along the southwest Iberian margin, Geology, 31, 83–86.
- Gràcia E., Lo Iacono, C. (2008). Review of tsunami sources due to slope instabilities in the Gulf of Cadiz. NEAREST project Deliverable D2. Task 1.2: leader CSIC.

- Guzzetti, F., Reichenbach, P., Cardinali, M., Galli, M., Ardizzone, F., (2005). Probabilistic landslide hazard assessment at the basin scale. Geomorphology 72, 272–299. doi:10.1016/j.geomorph.2005.06.002
- Guzzetti, F., Reichenbach, P., Ardizzone, F., Cardinali, M., Galli, M., (2006). Estimating the quality of landslide susceptibility models. Geomorphology 81, 166–184. doi:10.1016/j.geomorph.2006.04.007
- Haneberg, William C. (2004). A rational probabilistic method for spatially distributed landslide hazard assessment. Environmental and Engineering Geoscience, 10(1), 27-43.
- Hanquiez V., Mulder T., Lecroart P., Gonthier E., Marchès E., Voisset M., (2007). High resolution seafloor images in the Gulf of Cadiz, Iberian margin. Marine Geology 246, 42–59.
- Hayes, D.E., Pimm, A.C., et al., (1972). Initial Reports of the Deep Sea Drilling Project, 14, Initial Reports of the Deep Sea Drilling Project. U.S. Government Printing Office. https://doi.org/10.2973/dsdp.proc.14.1972
- Hayward, N., Watts, A. B., Westbrook, G. K., and Collier, J. S, (1999). A seismic reflection and GLORIA study of compressional deformation in the Gorringe Bank region, eastern North Atlantic, Geophys. J. Int., 138, 831–850.
- Heße, F., Prykhodko V., Schlüter S., Attinger S., (2014). Generating random fields with a truncated power-law variogram: Acomparison of several numerical methods. Environmental Modelling and Software, 55: 32-48.
- Hinz, K., Winterer, E.L., Baumgartner, P.O., Bradshaw, M.J., Channell, J.E.T., Jaffrezo, M., Jansa, L.F., Leckie, R.M., Moore, J.N., Rullkötter, J., Schaftenaar, C., Steiger, T.H., Vuchev, V., Wiegand, G.E., (1984). Initial Reports of the Deep Sea Drilling Project, 79, Initial Reports of the Deep Sea Drilling Project. U.S. Government Printing Office. doi:10.2973/dsdp.proc.79.1984
- Jeanjean, P., Liedtke, E., Clukey, E. C., Hampson, K., & Evans, T. (2005). An operator's perspective on offshore risk assessment and geotechnical design in geohazard-prone areas. In Proc. Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG 2005), Perth (pp. 115-143).
- Jibson R.W., Harp E. L., Jhon A. M., (2000). A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps. Engineering geology 58, 271-289. DOI: 10.1016/S0013-7952(00)00039-9
- Jibson, R. W. (2011). Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes—A retrospective. Engineering Geology, 122(1-2), 43-50.
- Kvalstad, T.J., Nadim, F., Kaynia, A.M., Mokkelbost, K.H., Bryn, P., (2005). Soil conditions and slope stability in the Ormen Lange area. Marine and Petroleum Geology, Ormen Lange an integrated study for the safe development of a deep-water gas field within the Storegga Slide Complex, NE Atlantic continental margin 22, 299–310.
- Lee, H., Locat, J., Dartnell, P., Israel, K., & Wong, F. (1999). Regional variability of slope stability: application to the Eel margin, California. Marine Geology, 154(1-4), 305-321.
- Lee H., Baraza J., (1999). Geotechnical characteristics and slope stability in the Gulf of Cadiz. Marine Geology 155,173–190.
- Leon R., Somoza L., (2011). GIS-based mapping for marine geohazards in seabed fluid leakage areas (Gulf of Cadiz, Spain). Marine Geophysical Research, 32, 207-223.Leonard L., J., Rogeres G., C., Mazzotti S. (201) Tsunami hazard assessment of Canada. Natural Hazards, 70,(1): pp 237–274.
- Llopart J., Urgeles R., Camerlenghi A., Lucchi R. G., Rebesco M., De Mol B. 2015. Late Quaternary development of the Storfjorden and Kveithola Trough Mouth Fans, northwestern Barents Sea. Quaternary Science Reviews 129, 68-84, https://doi.org/10.1016/j.quascirev.2015.10.002
- Løvholt, F., Schulten, I., Mosher, D., Harbitz, C., and Krastel, S. (2019). Modelling the 1929 Grand 551 Banks slump and landslide tsunami. In Subaqueous Mass Movements, volume 477 of Special Publications. The Geological Society of London.
- Lu T., Bryant W. R., (1997). Comparison of Vane Shear and Fall Cone Strengths of Soft Marine Clay. Marine Georesources and Geotechnology, 15:67-82
- Mayne P. (2014). Interpretation of geoparameters from seismic piezocone tests (Keynote at CPT'14, Las Vegas).Conference: 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing Proceedings. Las Vegas, Nevada. DOI:10.13140/2.1.1694.3680
- Mesri, G., & Huvaj, N. (2007). Shear strength mobilized in undrained failure of soft clay and silt deposits. In Advances in Measurement and Modeling of Soil Behavior (pp. 1-22).
- Mezcua J. Garcia Blanco R. M., Rueda J., (2008). On the Strong Ground Motion Attenuation in Spain. Bulletin of the Seismological Society of America, 98, (3), 1343–1353.
- Mankelow, J.M., Murphy, W., (1998). Using GIS in the probabilistic assessment of earthquake triggered landslide hazards. J. Earthq. Eng. 2, 593-623.
- Minning M., Hebbeln D., Hensen C., Kopf A., (2006). Geotechnical and geochemical investigations of the Marquês de Pombal landslide at the Portuguese continental margin. Norwegian Journal of geology 86: 187-198.
- Miles, S.B., Ho, C.L., (1999). Rigorous landslide hazard zonation using Newmark's method and stochastic ground motion simulation. Soil Dyn. Earthq. Eng. 18, 305-323.
- Morgenstern, N. R. (1967), Submarine slumping and the initiation of turbidity currents, in Marine Geotechnique, edited by A. Richards, pp 189–210, Univ. of Ill. Press, Urbana.
- Mudron I., Podhoranyi, M., Cirbus, J., Devečka, B., Bakay L., (2013). Modelling the Uncertainty of Slope Estimation from a Lidar-Derived Dem: a Case Study from a Large-Scale Area in the Czech Republic. GeoScience Engineering, 5: 25-39.
- Mulder, T., Tisot, J.-P., Cochonat, P., Bourillet, J.-F., (1994). Regional assessment of mass failure events in the Baie des Anges, Mediterranean Sea. Marine Geology 122, 29–45. doi:10.1016/0025-3227(94)90203-8
- Mulder T., Gonthier E., Lecroart P., Hanquiez, V., Marches, E., Voisset M., (2009). Sediment failures and flows in the Gulf of Cadiz (eastern Atlantic). Marine and Petroleum Geology. 26: 660–672.

Newmark, N.M., (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique 15, 139–160.

- Omira R, Ramalho I., Terrinha P., Baptista M. A., Batista L., Zitellini N. (2016). Deep-water seamounts, a potential source of tsunami generated by landslides? The Hirondelle Seamount, NE Atlantic Marine Geology 379, 267–280.
- Park, H. J., Lee, J. H., & Woo, I. (2013). Assessment of rainfall-induced shallow landslide susceptibility using a GISbased probabilistic approach. Engineering Geology, 161, 1-15.
- Pampell-Manis, A., Horrillo, J., Shigihara, Y., & Parambath, L. (2016). Probabilistic assessment of landslide tsunami hazard for the northern Gulf of Mexico. Journal of Geophysical Research: Oceans, 121(1), 1009-1027. doi:10.1002/2015JC011261.
- Phoon, K. K., & Kulhawy, F. H. (1999a). Characterization of geotechnical variability. Canadian geotechnical journal, 36(4), 612-624.
- Phoon K. K., Kulhawy F. H., (1999b). Evaluation of geotechnical property variability. Can. Geotech. J. 36: 625–639.
- Puzrin, A.M., Rushton, D., Mackenzie, B., Germanovich, L.N., Randolph, M., 2017. Submarine Landslides-Stability Analysis and Risk Assessment for Offshore Developments. In: Carlton, J., Jukes, P., Choo, Y.S. (Eds.), Encyclopedia of Maritime and Offshore Engineering. John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK, pp. 1–13. doi:10.1002/9781118476406.emoe521
- Rampello S., Callisto L., Fargnoli P., (2010). Evaluation of Slope Performance under Earthquake Loading Conditions. RIVISTA ITALIANA DI GEOTECNICA 4: 30-41.
- Rodriguez-Peces M., J., Perez-Garcia J., L., Mayordomo J., G., Azañon J., M., Insua-Arèvelo J., M., Delgado-Garcia J., (2011). Applicability of Newmark method at regional, sub-regional and site scales: seismically induced Bullas and La Paca rock-slide cases (Murcia, SE Spain). Natural Hazrad 59: 1109-1124. DOI 10.1007/s11069-011-9820-x
- Saygili, G., Rathje, E.M., (2009). Probabilistically based seismic landslide hazard maps: an application in Southern California. Eng. Geol. 109, 183–194.
- Scassera G., Stewart J. P., Kayen R., E., Lanzo G.(2009). Database for Earthquake Strong Motion Studies in Italy Journal of Earthquake Engineering, 13:852–881, 2009 DOI:10.1080/13632460802566997
- Stewart, J. P., Blake, T. F., & Hollingsworth, R. A. (2003). A screen analysis procedure for seismic slope stability. Earthquake Spectra, 19(3), 697-712.
- Stich, D., Mancilla, F. de L., Pondrelli, S., Morales, J., (2007). Source analysis of the February 12th 2007, Mw 6.0 Horseshoe earthquake: Implications for the 1755 Lisbon earthquake. Geophysical Research Letters 34, L12308.
- Stich, D., Martín, R., Morales, J., (2010). Moment tensor inversion for Iberia-Maghreb earthquakes 2005-2008. Tectonophysics 483, 390-398. doi: 10.1016/j.tecto.2009.11.006
- Stow, D., Hernández-Molina, F., Zarikian, C.A., Expedition 339 Scientists, (2013). Proceedings IODP, 339. In: Integrated Ocean Drilling Program Management International, Tokyo.
- Strasser, M., Hilbe, M., & Anselmetti, F. S. (2011). Mapping basin-wide subaquatic slope failure susceptibility as a tool to assess regional seismic and tsunami hazards. Marine Geophysical Research, 32(1-2), 331-347.
- Straub, D., & Papaioannou, I. (2015). Bayesian analysis for learning and updating geotechnical parameters and models with measurements. Risk and reliability in geotechnical engineering, 221-264.
- ten Brink S. Lee H. J., Geist E. L. Twichell D., (2009). Assessment of tsunami hazard to the U.S. East Coast using relationships between submarine landslides and earthquakes. Marine Geology 122, 34-42.
- Terrinha, P., Matias, L., Vicente, J., Duarte, J., Luís, J., Pinheiro, L., Lourenço, N., Diez, S., Rosas, F., Magalhães, V., Valadares, V., Zitellini, N., Roque, C., Víctor, L.M., (2009). Morphotectonics and strain partitioning at the Iberia– Africa plate boundary from multibeam and seismic reflection data. Marine Geology 267, 156–174. doi: 10.1016/j.margeo.2009.09.012
- Urgeles R., Camerlenghi A., (2013). Submarine landslides of the Mediterranean Sea: Trigger mechanisms, dynamics, and frequency-magnitude distribution. Journal of Geophysical research: earth 118, 2600–2618.
- Urgeles, R., Leynaud, D., Lastras, G., Canals, M., Mienert, J., (2006). Back-analysis and failure mechanisms of a large submarine slide on the ebro slope, NW Mediterranean. Marine Geology 226, 185–206. doi: 10.1016/j.margeo.2005.10.004
- Urgeles R., Locat J., Lee H. J., Martin F., (2002). The Saguenay Fjord, Quebec, Canada: integrating marine geotechnical and geophysical data for spatial seismic slope stability and hazard assessment. Marine Geology 185, 319-340.
- Wang, Y., & Cao, Z. (2013). Probabilistic characterization of Young's modulus of soil using equivalent samples. Engineering Geology 159, 106-118.
- Wang Y., Cao Z., & Au S., K. (2011). Practical reliability analysis of slope stability by advanced Monte Carlo simulations in a spreadsheet. Can. Geotech. J. 48, 162-172.
- Zhang L., Tang W. H. H., Zhang L., Zheng J., (2004). Reducing Uncertainty of Prediction from Empirical.J. Geotech. Geoenviron. Eng., 130 (5): 526-534.
- Zhang, J., Zhang, L., & Tang, W. H. (2009). Bayesian framework for characterizing geotechnical model uncertainty. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(7), 932–940. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000018

ANÁLISIS RETROSPECTIVO E INTERDISCIPLINAR DEL RIESGO, EN URBANIZACIONES AFECTADAS POR DESLIZAMIENTOS, EN ALMUÑÉCAR Y ARCOS DE LA FRONTERA. FOCO EN LAS CAUSAS SUBYACENTES A LOS DESASTRES.

Zango-Pascual, Marga (1)

 (1) Área: Tecnologías del medio ambiente.
 Facultad de CC. Experimentales. Universidad Pablo de Olavide, Sevilla. mzanpas@upo.es

RESUMEN

En las últimas décadas se han producido varios deslizamientos y fenómenos de ladera en zonas urbanizadas recientemente, que han dado lugar a graves repercusiones económicas y sociales en la zona y para las personas que allí residen. Algunos de ellos han derivado en procesos judiciales sobre los que incluso ya hay sentencias. Se analizarán estos casos, desde el punto de vista de si era viable detectar por métodos asequibles a cualquier persona, con formación especializada implicada en los proyectos, dichos paleodeslizamientos y/o inestabilidades de ladera potenciales, previamente al desarrollo de las urbanizaciones o era imposible. En el primer caso cuales fueron las causas subjetivas, ligadas al ejercicio profesional, que pudieron propiciar estas situaciones. Se analizarán también otros aspectos, pues se presenta este trabajo de manera interdisciplinar y holística. Entre ellos, el marco normativo del momento, para comprobar si la legislación básica, sectorial, incluida la de calidad ambiental y la normativa técnica fueron correctamente aplicadas o no y que causas subyacentes al riesgo lo propiciaron. Los métodos de estudio incluyen: la fotogeología seriada de las laderas implicadas de los vuelos conocidos como americanos, de 1945/46 y 1955/56, así como otros más recientes; la revisión bibliográfica, documental y cartográfica existente a la fecha de concepción de las urbanizaciones; la revisión de la legislación aplicable en el momento de la concepción de los proyectos, su puesta en marcha y construcción de las urbanizaciones; trabajos de campo en sentido amplio y revisión de sentencias judiciales y peritajes, en su caso. Entre los casos seleccionados se analizarán varias urbanizaciones de Almuñécar, en la zona de la Herradura, en la provincia de Granada y otra en la provincia de Cádiz, en el municipio de Arcos de la Frontera. Hasta la fecha de hoy se ha producido abundante literatura científica sobre estos casos, que será revisada de igual forma y se incluirá en los antecedentes del trabajo. Esta investigación se presenta desde la óptica y con la metodología propia de Lecciones Aprendidas, básica en Gestión de Riesgos y Reducción de Riesgos de desastres, en adelante GR y RRD (RM&DRR, en su acrónimo en inglés), por ello incluirá recomendaciones para evitar, o al menos minimizar, estas situaciones a futuro.

1. INTRODUCCIÓN

Esta investigación forma parte de una más amplia, sobre la forma en que los desastres afectan a los derechos humanos, desde los fundamentales individuales hasta los colectivos, como el derecho al medio ambiente adecuado, entre otros. En los últimos años la cuestión de la Gestión de Riesgos ha empezado, por fin, a situarse como un debate en torno a la Seguridad Colectiva y a considerarse si

debería ser un Derecho Humano, en base al derecho a la vida y a otros que son obligada protección por los Estados, incluso documentos como, "Un mundo más seguro: la responsabilidad que compartimos. Informe del Grupo de Alto Nivel sobre las amenazas, los desafíos y el cambio" presentado en 2004 por Kofi Annan, lo plantean (Zango-Pascual, M 2011)

Se han elegido estos dos casos, las urbanizaciones de La Verbena en Arcos de la Frontera y Los Carmenes del Mar en Cerro Gordo en Almuñecar, aunque no son los únicos (Marina del Este en Almuñecar, por ejemplo) con este tipo de problemática u otras derivadas del terreno, por la amplia repercusión que han tenido y tienen a día de hoy en prensa y en publicaciones científicas, por lo que no se insistirá en aspectos ya tratados por otros autores y autoras (*Bru et al.2017; Chacón, J., et al., 2018, Notti, D., et al 2015; Bejar-Pizarro et al 2017)* sobre la configuración y características de los movimientos de ladera y las nuevas técnicas utilizadas en su reconocimiento como In-SAR, entre otras, ni en las soluciones técnicas ensayadas (*Díaz del Real y Sagueiro, E.M. 2015)*. Se promovieron y construyeron en los años del cambio de milenio y en un momento de fuerte crecimiento urbanístico a nivel estatal, autonómico y local. Los instrumentos de ordenación urbana que convirtieron en urbanizables los suelos en que se asientan son de 1985 y 1995. Desgraciadamente, son casos que no están totalmente resueltos, las personas afectadas siguen sufriendo las consecuencias a día de hoy y se sigue invirtiendo dinero público.

2. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

El objetivo principal es dar respuesta a cuestiones sencillas, sobre cómo fue posible que se llevaran a cabo estas urbanizaciones, considerando la legislación aplicable en el momento y los conocimientos técnicos y científicos de la época, profundizando en las causas subyacentes de los desastres que pudieron incidir en estas situaciones. Por lo que resulta imprescindible analizar la evolución de la normativa aplicable desde entonces a la actualidad en particular la de Ordenación del Territorio y Urbanismo y la de Evaluación Ambiental además de la técnica como el CTE (Código Técnico de Edificación)

Se han combinado varios métodos de investigación, ya comentados en el resumen, de revisión bibliográfica y documental, consultas en la fototeca del IGN para comprobar que eran visibles los paleodeslizamientos en los vuelos, visita a la zona de la urbanización La Verbena, entre otros. A ellos se une la experiencia personal de más de 15 años trabajando en geotecnia e ingeniería geológica, precisamente en los años en que se concibieron y construyeron estas urbanizaciones, aunque en otros proyectos, desde posiciones iniciales de colaboración hasta otras de dirección y supervisión, tratando con múltiples empresas, profesionales y administraciones. Esto permite incluir aspectos ligados al ejercicio profesional y al desarrollo de los proyectos para valorar las causas subyacentes y sugerir recomendaciones para contribuir a minimizar a futuro estos casos, ya que se puede aportar conocimientos acerca de los puntos débiles y fuertes de los procesos.

3. CONTEXTO DE LA RRD EN EL CAMBIO DE MILENIO.

Sólo entre 1994 y 2004 se han producido en el mundo, desde la aprobación de la *Estrategia de Yokohama*, unos 7.100 desastres por causas naturales, que han provocado la muerte de más de 300.000 personas y daños por valor de más de 800.000 millones de dólares y han afectado cada año, según algunos cálculos, a más de 200 millones de personas, según datos de *EIRD (Estrategia Internacional de Reducción de Desastres,* compilados en 2004 a partir de datos obtenidos de *Munich Reinsurance NatCat Database*.

En esta década contábamos a nivel mundial con una estrategia específica en el campo de la reducción de los desastres y de la que ya poseemos datos de su evaluación, según la cual, realizada en el seno de Naciones Unidas mediante la *Resolución A/Conf.206/L.1 de 2004*, en concreto dentro del Tema 10 del programa provisional, con amplias consultas externas e internas, para dar respuesta

a resoluciones previas de la Asamblea General. Estas eran la 56/195 párrafo 18 y la 57/256, párrafos 4,5 y 7, y proponían el inicio del *Examen de la Estrategia y Plan de Acción de Yokohama para un mundo más seguro (1994)* y que se comunicaran sus conclusiones a la *Conferencia Mundial sobre la Reducción de los Desastres (CMDR)* a celebrar en Kobe, Hyogo, Japón, del 18 al 22 de enero de 2005. *La Estrategia Internacional de Reducción de Desastres*, fue aprobada por la ONU en diciembre 2.001. En la actualidad es el *Marco de Sendai 2015-2030*, continuidad del *Marco de Acción de Hyogo 2005-2015* el instrumento internacional, del que España es parte y tiene su punto focal en la DGPCyE (Dirección General de Protección Civil y Emergencias) del Ministerio del Interior, el referente mundial en la materia.

A nivel Europeo ya se contaba con la Carta Europea de Ordenación del Territorio (1983) y *la Estrategia Territorial Europea de 1997*, además de los *Principios Directores para el Desarrollo Territorial Sostenible del Continente Europeo (2000) y las Directivas europeas sobre evaluación ambiental*. En Francia, por ejemplo, la *Ley 95-101 de 2 febrero de 1.995 (Francia) relativa al reforzamiento de la protección del medio ambiente, conocida como ley Barnier* incluía un interesante tratamiento de los riesgos naturales (*Ayala Carcedo, F. J. y Olcina, J. 2002*) A nivel Estatal, autonómico y local, se resume en la siguiente tabla, la ingente legislación que ya existía en aquellos años.

| | Marco Normativo existente entre 1980 y 2010 relacionada con riesgos naturales |
|------|--|
| | Norma sismorresistente 2002, que deroga la de 1994 que a su vez deroga de la 1974. |
| | Conclusiones de la Comisión especial para la prevención de Catástrofes (Senado, 1998) |
| | Legislación del suelo (1998) y previas 1976 |
| | Legislación sobre impacto ambiental (2001) |
| tal | Legislación de Aguas (2001) y Reglamento Dominio Público Hidráulico (1986) |
| sta | Plan Hidrológico Nacional (2001) |
| Ì | Legislacion de Costas (1988) y Reglamento (1989) Legislacion de Costas (1988) y Reglamento (1989) |
| | Directriz de Protección Civil sebre diferentes tines de Disecto (1994 y 1995) |
| | Lev del Seguro Agrario Combinado (1078) |
| | Consorcio de Compensación de Seguros |
| | Pliegos condiciones RENFE. Ministerio de Fomento, ADIF |
| | L'avas de audamasión del tamitaria |
| - | Directrices de Ordenación del Territorio |
| uico | Legislación autonómica de urbanismo |
| óm | Legislación autonómica de impacto ambiental |
| ton | Planes Territoriales de Emergencias |
| Aut | Pliegos de Prescripciones Técnicas Particulares. |
| 1 | Legislación reciente en desarrollo sobre responsabilidad medioambiental |
| | Planes Generales de Ordenación Urbana (Normas Subsidiarias) |
| cal | Agendas 21 locales |
| Lo | Planes de emergencias municipales |

Tabla 1. Marco Normativo existente en la época de concepción de las urbanizaciones estudiadas.

4. LAS CAUSAS SUBYACENTES DE LOS DESASTRES.

Los desastres siguen ocurriendo en la mayoría de las temáticas que tienen que ver con GRy RRD a pesar de que objetivamente tenemos legislación y normativas técnicas, avances científicos significativos, así como tecnologías y las mejores prácticas disponibles. ¿Qué es lo que podemos mejorar? Aquí nos centraremos en el concepto conocido como "Factores Subyacentes del Riesgo de Desastres" que en la definición más actualizada de la UNISDR (A/71/644 de 1 de diciembre de 2016) se define como: Procesos o condiciones, a menudo relacionados con el desarrollo, que influyen en el nivel de riesgo de desastres al incrementar los niveles de exposición y vulnerabilidad o reducir la capacidad. Añade un comentario interesante del que se extracta lo siguiente:

Los factores subyacentes del riesgo de desastres, también denominados impulsores subyacentes del

riesgo de desastres, incluyen la pobreza y la desigualdad, el cambio climático y la variabilidad del clima, la urbanización rápida y no planificada y la falta de consideraciones relativas al riesgo de desastres en la ordenación territorial y la gestión de los recursos ambientales y naturales, así como otros factores agravantes como los cambios demográficos, las políticas no informadas por el riesgo de desastres, la falta de regulación e incentivos para las inversiones privadas en la reducción del riesgo de desastres...

Todo ello se produce en un contexto de causas subjetivas que dificultan la generación de Resiliencia, se trata de cuestiones que tienen que ver con lo humano y subjetivo que rodea la aplicación de todo lo anterior. Ejemplos que tienen que ver con la toma de decisiones, los modelos de gobernanza, incluyendo la corrupción de baja intensidad que podemos permitir pues apenas percibimos, la idiosincrasia propia y cultural que puede invitar a evitar mirar de frente a los desastres, por el miedo que inspira todo lo que no es fácilmente medible; las dificultades al coordinar un problema real y los sesgos que introducimos desde nuestras perspectivas científicas, técnicas, jurídicas, psicológicas, operativas (*Zango-Pascual, M. 2011*) La preocupación por las consecuencias para las personas en los desastres está presente en las políticas nacionales e internacionales de muchos países y organizaciones, como ejemplo se mencionan las recomendaciones de la Comisión Especial del Senado Español sobre la prevención y asistencia en situaciones de catástrofe, celebradas en 1998. Se reproduce textualmente lo más significativo:

32. Esta Comisión Especial considera necesario que por el Gobierno se elabore una Ley que posibilite la adopción inmediata de las medidas urgentes, con carácter general, en función de la gravedad de los daños producidos y sus consecuencias sobre las personas y los bienes, en la cual se recoja también la necesaria cooperación y coordinación con las Administraciones Autonómicas y Locales en el ámbito de sus respectivas competencias....

Otros aspectos que se entienden como esenciales en la generación de resiliencia son los exámenes de lecciones aprendidas y la rendición de cuentas, que combinados den lugar a cambios significativos que se reflejen en la legislación y políticas públicas. Hay experiencias en muchos países de cambios significativos en su legislación tras eventos catastróficos, aunque se profundizará en ello más adelante, aquí solo como ejemplo, se menciona el caso de la sismicidad para comparar entre la visión de España y Japón.

Japón fue uno de los primeros países en introducir los códigos constructivos y las normativas sismorresistentes. Desde la Restauración de Meiji en 1868 se han promulgado en Japón un amplio abanico de leyes y normativas para afrontar desastres. Entre 1880 y 1911 se dictaron leyes, discursos y tratados sobre inundaciones, erosión y otros riesgos de desastres. Después de un intervalo de 36 años, marcado por numerosos terremotos y tifones y el trauma de la segunda guerra mundial se renovó la promulgación de normativa en 1946 y ha continuado con 35 iniciativas hasta 1980. Y en concreto el terremoto de Kobe de 1995 sirvió entre otras cosas para revisar dichos códigos y aumentar las prescripciones técnicas exigidas. *(Kumagai Y., y Nojima Y., 1999)*

En España tenemos normas sismorresistentes desde mediados del siglo XX, En 1962 se creó la Comisión Interministerial que formularía las Normas Sismorresistentes y la primera es la Norma Sismorresistente PGS-1 (1968), ha habido varias y en la actualidad sigue en vigor la de 2002. El terremoto de Lorca de 2011 puso de manifiesto cuestiones importantes, entre otras, la necesidad de tener en cuenta más factores geológicos en el cálculo de la aceleración sísmica final esperada y aunque se conoce gran parte del borrador de la revisión de la norma de 2002 y comunicaciones personales en diversos cursos sobre Protección Civil y Emergencias de la ENPC (Escuela Nacional de Protección Civil) indican que está prácticamente reformada desde hace al menos 4 años, sigue sin publicarse oficialmente en el BOE, sólo está disponible en el IGN el nuevo mapa de peligrosidad sísmica de 2015 en valores de aceleración y ahora, en julio de 2022, se ha publicado el trámite de audiencia e información pública del Real Decreto por el que se aprueba la norma de construcción sismorresistente NCSR 22, finalizando el 29 de julio de 2022.

5. BREVE HISTORIA DE LA PROBLEMÁTICA DE LOS CASOS DE ESTUDIO.

5.1. Acontecimientos principales desde la aprobación de los PGOUs a día de hoy.

Ambas urbanizaciones parecen haber llevado una trayectoria similar, en la *Tabla 2* se recogen los acontecimientos principales. Es de señalar que en ambos casos se consideró urbanizar zonas en las que, como se explicará después, se conocía el riesgo de deslizamiento y sin embargo, no fue un obstáculo para declarar los suelos urbanizables en sus respectivos planes. Estos son previos a la obligación de la Evaluación Ambiental Estratégica de Planes y Programas, pero se analizarán las obligaciones legales de las leyes del suelo, de evaluación ambiental y otras normas técnicas como el Código Técnico de la Edificación, vigentes en el momento de la aprobación de dichos planes y/o de la construcción de las urbanizaciones.

| | Casos estudiados | | | | | | | | | |
|----------|--|---|---|------|--|--|--|--|--|--|
| | Año/fecha | Acontecimiento | Año/fecha | 1 | | | | | | |
| | 21/12/1994 | Aprobación del texto refundido del PGOU por parte de la Consejería de Obras Públicas (1995)/Consejería de Obras Públicas y Transportes (1987). Junta de Andalucía | 13/03/1987 | | | | | | | |
| | 1/12/1994 | Comisión provincial de Urbanismo Plan | | | | | | | | |
| - | 13/11/1995 | Aprobación PGOU convierte en urbanizable el suelo de la urbanización o vigente durante la construcción. Ayuntamiento | Febrero 1985 | | | | | | | |
| | 2004 | Promoción de la urbanización y construcción de las urbanizaciones | 2001-2005 | | | | | | | |
| | 2006 | Primeros daños referidos | 2005-2006 | | | | | | | |
| | 2008 | Inicio procesos judiciales | 2007 | | | | | | | |
| | Demanda er | n contra de técnicos y constructora en 2010 con fallo a favor vecinos en 2014 Audiencia Provincia de Granada. | 2010-2014 | | | | | | | |
| na | El TSJA co | ndena al Ayuntamiento de Almuñecar a la reparación subsidiaria de los Cármenes del Mar | 2020 | | | | | | | |
| /erbe | 2013 | Demanda contra Técnicos y promotora desestimada. Fallo en contra de lo les condena a costas 600.000 € | os vecinos. Se | enes | | | | | | |
| a V | 2011 | 2011 INTERVENCIÓN ADMINISTRACIONES | | | | | | | | |
| zación l | RD 173/2011, de 11 de febrero, reguló la concesión de una primera subvención directa de 900.000 € del Ministerio de Política Territorial y Administración Pública al Ayuntamiento de Arcos de la FronteraY | | | | | | | | | |
| oaniz | Nov 2011Obras de emergencias ejecutadas por TRAGSA y financiadas por ayuda directa de 849.000 € del Consejo de Ministros al Ayuntamiento de Arcos | | | | | | | | | |
| . Url | 2011 | 2011 Proposición no de Ley Relativa a Plan Integral de Actuación en la Ladera de Arcos. Nº672; Parlamento de Andalucía | | | | | | | | |
| ntera | 2012 Obras de emergencia de estabilización y drenaje financiadas por Junta de Andalucía y ayuntamiento de Arcos de la Frontera | | | | | | | | | |
| e la Fro | 10-15/PNLC-000195, Proposición no de ley relativa a la intervención ante los deslizamientos de las urbanizaciones de Cerro Gordo, en Almuñécar, Granada2015-16Aprobada por la Comisión de Justicia e Interior en sesión celebrada el día 18/02/2016.2015-16 | | | | | | | | | |
| vrcos de | 2017 | 10-17/PNLC-000039. Proposición no de Ley en Comisión relativa a deslizan Verbena, en Arcos de la Frontera (Cádiz). El parlamento insta al Gobierno presupuestar 1.000.000 de € para la estabilización de la ladera. | nientos en la la de la Junta a | Alm | | | | | | |
| A | 2017 Obras de emergencia de estabilización y drenaje financiadas por Junta de Andalu ayuntamiento de Arcos de la Frontera. 2.6 millones de €. Junta de Andalucía (21,1 el Ayuntamiento de Arcos, (11,5%); y el Gobierno de España, (67,5%) a cargo Programa de Rehabilitación del Patrimonio Arguitectónico y 1.5 por ciento Cult | | | | | | | | | |
| | El Ayuntar contratación | Abril 2021 | | | | | | | | |
| | 2020 | Acuerdo del Consejo de Ministros, por el que se toma razón de la decl emergencia de las obras complementarias de estabilización en la urban Verbena", fase 2, en Arcos de la Frontera (Cádiz), por importe de 586.0 | aración de ización "La 063,18 euros | | | | | | | |
| | Diciembre 2021 | La Consejería de Fomento, Infraestructuras y Ordenación del Territori Ayuntamiento de Arcos de la Frontera convenio por 1.5 millones de € p | o remite al ara la fase IV | | | | | | | |
| | Febrero | Enfrentamiento Junta y Ayuntacmiento de Arcos de la Frontera por los | costes de la | | | | | | | |
| | 2022 | Fase IV de las obras de Estabilización de la ladera | | | | | | | | |

Tabla 2. Evolución de las ubanizaciones y los sucesos más relevantes. Elaboración propia.

5.2. Contenido geológico, geotécnico y de riesgos en los Planes de Ordenación Urbana.

Se han consultado los planes urbanisticos vigentes, en la época de construcción de las urbanizaciones, en el servivio online de la *Junta de Andalucía SITU@difusión*, dependiente en la actualidad de la *Consejería de Fomento, Infraestructuras y Ordenación del Territorio.* Se ha podido comprobar que la información especializada relativa a geología, geotecnía y riesgos naturales es muy escasa y a grandes rasgos se corresponde con sintesis muy sencillas, de apenas unas páginas de la información existente en el IGME en la 2^a serie MAGNA de escala 1:50.000 y en los mapas Geotécnicos a escala 1: 200.000. En cuanto al equipo redactor no queda constancia de que hubiera ningún profesional de la geología.



Figura 1. Captura del mapa 02 del PGOU de Arcos de la Frontera. Clasificaciones del suelo del Término. Determinaciones del suelo no urbanizable. Mapa original a escala 1:25.000

Las figuras 1 y 2 contienen extractos de los mapas incluidos en los referidos planes (ver tabla 2) donde se consideran las zonas de las urbanizaciones como Suelo Urbanizable (Arcos de la Frontera) y Suelo Urbanizable No Programado (Almuñecar). Entre los criterios que se han utilizado para excluir algunas zonas de su futura urbanización no están los que tengan que ver con los riesgos naturales, en concreto deslizamientos de tierra. Y sin embargo, resulta significativo que ambos planes mencionen expresamente la necesidad de estudios posteriores de detalle, para ampliar información sobre los posibles movimientos de ladera en zonas a urbanizar. Este tipo de instrumentos de planeamiento urbanístico se realizan desde las corporaciones locales, lo que implica que es difícil que no se conozcan las problemáticas concretas de sus municipios. Las categorías de excepciones al suelo urbanizable en Arcos de la Frontera han sido: SNUEP (Suelo No Urbanizable de Especial Protección) de alto interés ecológico; SNUEP por su paisaje relevante; SNUEP por sus valores a recuperar y SNUP (Suelo No Urbanizable Protegido) de alto valor agrícola. La revisión y adaptación del PGOU de Almuñecar, aprobado en 1987 incluye un apartado especifico sobre los problemas geotécnicos y claramente expone la presencia de deslizamientos y movimientos del terreno, textualmente dice:

Se presenta este mapa a escala 1:50.000 y sirve de base para delimitar zonas respecto al comportamiento geotécnico de los materiales (en función de su morfología, suelos y características geotécnicas). Es preciso señalar que sería necesario realizar un estudio de mayor detalle, a fin de poder definir actuaciones con respecto a la resolución de probemas concretos, tales como carreteras, construcciones, prevención de deslizantes.

De gran interés sería poder contar en este sector, con un mapa de zonas expuestos a riesgos de movimientos del suelo, con el que se podría definir zonas inestables, inestables potenciales y zonas estables, que serían al planeamiento urbanístico; mediante una cartografía a escala 1:25.000 y 1:10.000 de todos los movimientos del suelo (deslizamientos, terraplanameintos, taludes artificiales, superfcies de erosión, caida de bloques).



Figura 2.Captura de pantalla de la zona de la urbanización Adap. PGOU 1985. Escala original del plano 1:10.000.

El PGOU de Arcos de la Frontera aprobado en 1995, en el apartado 5.2.5 dedicado a los problemas geotécnicos menciona varios incidentes: en un instituto de secundaria, el cuartel de la Guardia Civil, construcciones en La Peña y la estación telefónica II. Se indica además que:

Hay que recalcar, que si bien el fenómeno de inestabilidad en Arcos se conoce desde hace siglos, no se ha realizado ningún estudio comprensivo como el que se propone. La existencia de informes recientes referidos a casos concretos sobre inestabilidad de terrenos en Arcos, realizado por organismos de reconocida solvencia en estos temas como son el IGME y el Servivio Geológico del MOPU, prueban la actualidad del fenómeno así como en ellos se recomienda hacer estudios de mayor profundidad y amplitud sobre dicha problemática.

Finalmente, conviene mencionar que si bien el estudio que se propone es costoso, ello quedaría ampliamente compensado por los ahorros de inversion en muchos casos a fondo perdido, que resultarían, como queda constatado por las construcciones abandonadas o demolidas antes mencionadas.

Es preciso mencionar que el ferrocarril que desde el siglo XIX intentó unir Arcos con Málaga, en concreto, el tramo de Arcos a Villamartín tuvo que abandonarse. Primero por falta de fondos y luego por sus problemas de inestabilidades tras varios intentos de llevarlo a cabo. En los años 60 las vías a su paso por Arcos quedaron en el aire por las inestabilidades y en varias ocasiones tuvieron que ser reparados los taludes y túneles del trazado hasta que finalmente el Banco Mundial recomendó abandonar la obra (AGA 2021, Redacción 2018). Un caso similar ocurríó y con similares formaciones geológicas en la ladera de Baeza-Ubeda y precisamente los daños sufridos por la línea Baeza-Utiel, localizados en el Archivo Histórico de la Administración (AGA) fueron determinantes para junto a estudios detallados de fotointerpretación seriada caracterizar la ladera a efectos de cartografiar detalladamente los paleodeslizamientos y resto de inestabilidades para el Estudio Informátivo de la Autovía que allí se proyectaba (Zango-Pascual, M., 1998 y 2008). Estos estudios hechos en 1997-98 no tuvieron un coste elevado, por lo que se contradice en parte lo expresado en el PGOU de Arcos. Para caracterizar y cartografíar los paleodeslizamientos e inestabilidades de una zona concreta y en base a ella proponer estudios más complejos, si ya en un primer momento no se toma la decisión de no considerar apta la zona para el desarrollo urbanístico, no se requiere un presupuesto elevado sino conocimientos específicos y la voluntad de utilizarlos.

6. APUNTES SOBRE LA CONSIDERACÍÓN DE LOS RIESGOS NATURALES EN LA ORDENACIÓN TERRITORIAL Y EL URBANISMO. FOCO EN ANDALUCÍA.

La Constitución Española (1978) en su art.: 148.1.3° presenta a la Ordenación del Territorio como una función pública diferenciada del urbanismo y de la consideración conjunta de los artículos 148.3 y 149.1 se deriva que las competencias en materia de ordenación del territorio, urbanismo y vivienda son una competencia exclusiva de las Comunidades Autónomas.

En los últimos años del siglo XX y los primeros del XXI se produjo de forma generalizada un gran aumento de la urbanización en todo el territorio español y la Comunidad Autónoma de Andalucía no fue una excepción, la huella de consumo de suelo por habitante se multiplicó por 4 en 50 años, se pasó de 87 m²/hab –en 1956- a más de 337 m²/hab en 2007 (Górgolas Martín, 2019). Es una época que conocemos vulgarmente como la de la burbuja inmobiliaria. Se urbanizó rápido, las normativas ambientales y de suelo y vivienda estaban en evolución y coincide en los años 2000 con la incorporación del CTE (Código Técnico de la Edificación) aprobado en el año 2006 como exigencia de la Ley de ordenación de la edificación (LOE) de 1999 y los Seguros Decenales. Puede discutirse si era obligatorio tener en cuenta los estudios de riesgos naturales en la ordenación del territorio, la impresión más extendida es que eran escasos y no siempre acertados (Font, X. Serra, J., y Pinto, V., 1996), sin embargo, desde una perspectiva jurídica encontramos legislación que al obligar a someter a los planes a evaluación ambiental, si suponían la transformación de más de 100 ha de suelo, como se deriva de la disposición adicional segunda de la Lev 4/1989, de 27 de marzo, de conservación de los espacios naturales y de la flora y la fauna silvestre y de las modificaciones de la propia ley de Evaluación Ambiental de 1986, de alguna manera implicaban tener en cuenta cualquier afección o impacto al territorio, incluido los riesgos naturales. En su momento se anularon varios planes de urbanismo por no respetar este mandado legal (en Andalucía, por ejemplo, el plan especial de mejora del medio rural "Monteenmedio Sur", por la sentencia del TSJA de 10 de julio de 2001) (Ramos Medrano, J.A., 2017). Otra sentencia de interés, citada por el mismo autor, es la STS de 30 de octubre de 2009 que anula el plan especial del Puerto de Marín (Pontevedra), se lee:

"...Carece de sentido limitar la evaluación ambiental exclusivamente a la fase última del proceso urbanístico, de aprobación del proyecto técnico de la obra de urbanización, en la que por lo general ya no se pueden plantear más alternativas que la establecida en el Plan del que trae causa"

Ya en esos años, la Ley 1/1994, de 11 de enero, de ordenación del territorio de la comunidad autónoma de Andalucía, en su Título I, Capítulo I, artículo 7.1.F, indica que el plan de ordenación del territorio de Andalucía tendrá el siguiente contenido, entre otros: la indicación de las zonas con riesgos catastróficos y la definición de los criterios territoriales de actuación a contemplar para la prevención de los mismos.

Y las leyes estatales del suelo han ido haciendo referencia al tema, veamos las dos últimas: según el artículo 10.c) de la *ley del suelo 8/2007*, se le exige a cualquier administración competente en materia de ordenación territorial y urbanística, que atiendan en la ordenación que hagan de los usos del suelo a la "prevención de riesgos naturales y de accidentes graves" (como medida principalmente no estructural) para reducir los daños y evitar la pérdida de vidas humanas. (Zango Pascual, M 2012a). El art. 22.2 del RDL 7/2015, que aprueba la ley del suelo estatal dispone que: *el informe de sostenibilidad ambiental de los instrumentos de ordenación de actuaciones de urbanización deberá incluir un mapa de riesgos naturales del ámbito objeto de ordenación.*

La ley de ordenación urbanística de Andalucía, actualizada en febrero de 2013. En el título II indica que es necesario "preservar determinados terrenos del proceso urbanizador por estar expuestos a riesgos naturales o tecnológicos". En concreto en el artículo 46.i) correspondiente a suelo no urbanizable e integrado en el capítulo I de este título, se dice expresamente que se clasificará como suelo no urbanizable aquel que "presente riesgos ciertos de erosión, desprendimientos, corrimientos, inundaciones u otros riesgos naturales" Esta ley ha sido derogada por la Ley 7/2021, que en su título preliminar artículo 6.2) indica que podrá construirse en zonas con riesgo, incluido deslizamiento siempre que se empleen técnicas que eliminen el riesgo y se aplica de forma directa cualesquiera que sean la clase y usos del suelo, tanto si existe instrumento de ordenación urbanística como en ausencia de este.

2. Las construcciones, edificaciones o instalaciones se adaptarán al ambiente natural y cultural en que estuvieran situadas y, en concreto: a) En áreas afectadas por procesos naturales y efectos adversos del cambio climático o actividades susceptibles de generar riesgos, tales como inundación, erosión, subsidencia, deslizamiento, incendio, contaminación u otros análogos, las construcciones, edificaciones o instalaciones, o usos del suelo se permitirán siempre que respeten el régimen de protección aplicable, debiendo acometer las medidas legalmente exigidas por la Administración competente para garantizar la prevención y, en su caso, eliminación de los riesgos.

Y en el ámbito ambiental no podemos olvidar la Ley GICA 7/2007, Ley de Gestión Integral de la Calidad Ambiental y su posterior desarrollo reglamentario. Y a nivel estatal, la Ley 9/2006, de 28 de abril, sobre Evaluación de los efectos de determinados planes y programas en el medio ambiente, derogada por la Ley 21/2013 de Evaluación Ambiental. Aunque en 2017 ya se habían anulado 90 planes de urbanismo por no contar con la calidad, contenido o profundidad suficiente incluso existiendo un documento (Ramos Medrano, J.A 2017)

7. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.

El daño que siguen sufriendo las personas afectadas por esta situación no resuelta parece indudable. Abordemos como se repara desde varios ángulos. Económicamente, la cobertura del Consorcio de Compensación de Seguros, en adelante CCS, no se extiende a los movimientos de ladera, salvo en circunstancias muy concretas, terremotos e inundaciones, como puede leerse en el art., 6 del texto consolidado y actualizado (CCS 2022) del *Real Decreto 300/2004, de 20 de febrero, por el que se aprueba el Reglamento del seguro de riesgos extraordinarios*.

Artículo 6. Daños excluidos. Quedan excluidos de cobertura por el Consorcio de Compensación de Seguros y, por tanto, no serán amparados por éste, los daños o siniestros siguientes:

g) Los producidos por fenómenos de la naturaleza distintos a los señalados en el artículo 1 y, en particular, los producidos por elevación del nivel freático, movimiento de laderas, deslizamiento o asentamiento de terrenos, desprendimiento de rocas y fenómenos similares, salvo que estos fueran ocasionados manifiestamente por la acción del agua de lluvia que, a su vez, hubiera provocado en la zona una situación de inundación extraordinaria y se produjeran con carácter simultáneo a dicha inundación

Cualquier municipio con una población superior a 20.000 habitantes estaría obligado por la Ley 7/1985 de Bases de régimen local, a tener un servicio de Protección Civil (PC), en base al artículo 26. c) que establece que los municipios con población superior a 20.000 habitantes, entre otros servicios, deben tener PC. Es de señalar que en estos dos casos de Almuñécar y Arcos de la frontera, ambos con más de 20.000 habitantes, la intervención de la administración andaluza invirtiendo en las obras de estabilización ha tenido que realizarse, en base a considerar las situaciones creadas, como emergencias de interés general para Andalucía de acuerdo a la Ley 2/2002 de Emergencias de Andalucía. Habría que preguntarse cómo fue la coordinación con PC municipal a la hora de elaborar y aprobar los planes, tanto a nivel municipal como autonómico. Aunque hay que tener presente que la misma ley que obliga a tener un servicio de

PC Municipal no explica si voluntario, remunerado o de que características y las leyes nacionales de PC, la ya derogada de 1985 como la vigente de 2015 tampoco han modificado este tema. La Junta de Andalucía, en su momento, informó favorablemente sobre ambos planes.

El crecimiento a finales de los 90 de la demanda de estudios geotécnicos por la aprobación de la LOE, unido a la ingente urbanización, tuvo efectos positivos en la calidad de los trabajos, pero también negativos, dado que se incorporó en muy poco tiempo una obligación, para la que en muchos casos ni siquiera todas las universidades estaban dando formación, especialmente en los títulos de Geología. La Ingeniería Geológica como titulación estaba comenzando y los postgrados en la materia no eran mayoritarios. La propia Sociedad Geológica Española (SGE) ni siquiera la incluía como tal en sus congresos.

La Academia y la Sociedad distan de tener una interacción adecuada y la UNISDR incide en ello en sus informes de seguimiento, cuando menciona que entre otros aspectos, con su forma de publicar, no siempre se está al alcance de los actores en el proceso de GR y RRD. Y la GPDRR (Global Platform Disaster Risk Reduction de Naciones Unidas) en su penúltima edición en Ginebra (2019) en el seno de los encuentros auspiciados por el grupo de ciencia y tecnología, insistía en la necesidad de mayor interacción entre la academia, la sociedad y los destinatarios finales en la RRD.

«No se conoce a ciencia cierta la medida en que la información sobre el riesgo producida desde la adopción del MAH está sirviendo de base para el desarrollo. Incluso en la comunidad de la gestión del riesgo de desastres, la nueva información científica no se aplica de forma coherente»....«La cultura académica predominante de la publicación en revistas científicas constituye también un obstáculo para el acceso a la información sobre el riesgo. Para muchos investigadores y desarrolladores de modelo de riesgo universitarios, la publicación acaba siendo un fin en sí mismo en lugar de un medio para poner los resultados al alcance del público para su aplicación y difusión. Teniendo en cuenta que las publicaciones científicas solo suelen leerlas otros científicos, se crea un circuito cerrado. El hecho de que tanta literatura científica publicada esté en inglés reduce todavía más las posibilidades de aplicarla en los países no anglófonos» UNISDR 2010.

Por otra parte, muchas empresas optaron por realizar estudios geotécnicos casi en serie, implicando a diferentes profesionales de manera parcelada y separada entre sí. Había personal calculando en oficina que rara vez acudía al campo, personal supervisando campañas sin tener conocimiento del objetivo real de los reconocimientos. Era más factible que se produjesen fallos de coordinación y que los estudios, cumpliendo incluso con los requisitos en cuanto a número y tipo de reconocimiento, pasaran por alto algo tan esencial como la problemática del entorno que pudiera incidir en la obra a realizar, cuestión que era requerida por el CTE.

Respecto a los procesos judiciales, en España, suele ser frecuente abusar del concepto de *Fuerza Mayor* y es frecuente el sobreseimiento de causas en el ámbito penal, incluso con víctimas, como ocurrió en el caso de Biescas, que sólo obtuvieron reparación en la jurisdicción contencioso-administrativa en base a la omisión del deber de las administraciones implicadas (*Zango-Pascual*, *M 2012b*). Sin embargo, la calificación general de los movimientos del terreno como supuestos de fuerza mayor suele negarse desde la las ideas de evitabilidad y previsibilidad, hay varias sentencias en este sentido (Jordano Fraga, J., 2000).

Las administraciones se han implicado intentando resolver con dinero público, incluso de fondos ligados al Patrimonio Cultural en el caso de la Verbena, situaciones que se crearon con su aquiescencia pues proceden de actuaciones administrativas aprobadas en el ámbito local y autonómico y como se ha intentado demostrar, el problema se conocía y la legislación del momento parece que no impedía tratarlo, exigiendo, por ejemplo, los estudios específicos a las promotoras que ya se indicaban en ambos PGOUs y por supuesto, con los mecanismos de supervisión que debieron funcionar para controlar su calidad.

En resumen, no hay una única causa que pueda explicar la situación. No debieron declararse los suelos como urbanizables pues el problema era conocido y ambos PGOUs lo advierten, pero se decidió urbanizar minusvalorando el riesgo y no se exigieron estudios específicos para delimitar el problema. Los intervinientes, desde personal de las administraciones implicadas hasta de las empresas promotoras y especialistas en edificación y en geotecnia parece que actuaron de forma parcelada y tal vez sin la formación específica, no sólo de contenidos, sino de aspectos éticos y deontológicos sobre las repercusiones reales de los trabajos que realizamos y sus consecuencias en caso de ser erróneos o incompletos y no detectar los problemas de fondo, en la vida de las personas. El abuso de la *Fuerza Mayor* en España como excusa, que suele conllevar que no haya rendición de cuentas, tampoco ayuda a aprender de estos casos, para incluso, mejorar la formación académica y supervisar y exigir por parte de los destinatarios estudios más completos y a las administraciones más diligencia en la gestión y toma de decisiones. Se termina esta reflexión con unas palabras de la propuesta de Juramento Hipocrático para Ciencias de la Tierra, propuesto por *Lemarchand en 1990*.

Describir, según lo mejor de mi conocimiento y de mi disciplina, los riesgos específicos que puedan producirse por cualquier alteración intencional de un sistema de la Tierra, incluidos los riesgos para los seres humanos, otros organismos, y los sistemas que sostienen la vida en la Tierra. Asegúrese de que cualquier consejo que doy, le doy es para el beneficio de la humanidad, permaneciendo libre de distorsiones intencionales o de algún sesgo personal.

REFERENCIAS

- A/Conf.206/L.1 de 20 de diciembre de 2004, Examen de la Estrategia y Plan de Acción de Yokohama para un mundo más seguro (1994).
- AGA 2021 (Archivo Histórico de la Administración, Alcalá de Henares. Madrid. Consulta presencial de documentación histórica en mayo de 2022 sobre el ferrocarril Jerez de la Frontera a Almargen, años 1936, 1942, 1943, 1945 y 1964)
- A/59/565 de la sesión de 2 de diciembre de 2004. Tema 55 del programa de Seguimiento de los resultados de la Cumbre del Milenio. "Un mundo más seguro: la responsabilidad que compartimos. Informe del Grupo de Alto Nivel sobre las amenazas, los desafíos y el cambio" 110 pp.
- A/65/388. UNISDR 2010 Informe del Secretario General a la Asamblea General. Sexagésimo quinto período de sesiones. Tema 20 c) del programa. Desarrollo sostenible: Estrategia Internacional para la Reducción de los Desastres. Aplicación de la Estrategia Internacional para la Reducción de los Desastres. Septiembre de 2010. 31 pp
- A/71/644 de 1/12/2016. Informe del grupo de trabajo intergubernamental de expertos de composición abierta sobre los indicadores y la terminología relacionados con la reducción del riesgo de desastres
- Aizpiri Fernández, F., Guerrero Díez, D. y Ormaetxea Delgado, V., 2012. Grupo de Desarrollo de la Geotecnia, Colegio Oficial de Geólogos del País Vasco. Importancia del estudio geotécnico en la seguridad y coste final de la edificación. Arte y Cemento. Nº 6/2012 pp 86-90
- Bru, G., et al., 2017. A-DInSAR Monitoring of Landslide and Subsidence Activity: A Case of Urban Damage in Arcos de la Frontera, Spain. *Remote Sensing*. 2017, 9, 787; doi:10.3390/rs9080787
- Béjar-Pizarro, M., et al 2017. Mapping Vulnerable Urban Areas Affected by Solw-Moving Landslides Using Sentinel-1 InSAR Data. *Remote Sensing 2017,9,876; doi:10.3390/rs9090876*
- BOE. 2011. Real Decreto 173/2011, de 11 de Febrero. Nº 43; Ministerio de Política Territorial y Administración Pública: Madrid, Spain, 2011; p. 19267.
- BOE. Real Decreto 1601/2011, de 4 de Noviembre. N° 269; Ministerio de Política Territorial y Administración Pública: Madrid, Spain, 2011; p. 116438
- BOPA., 2011. Proposición no de Ley Relativa a Plan Integral de Actuación en la Ladera de Arcos. Nº672; Parlamento de Andalucía: Sevilla, Spain, 2011; p. 13.
- BOP., 2010 Anuncio Administración Local, de 6 de Abril. Nº62; Diputación de Cádiz: Cádiz, Spain,; p. 24.
- BOJA. 2010 Resolución de 23 de Junio de 2010, de la Delegación del Gobierno de Cádiz. Nº133; Junta de Andalucía: Sevilla, Spain, 2010; p. 79.
- BOPA. 2016. Parlamento de Andalucía. Proposición no de Ley aprobada relativa a intervención ante los deslizamientos de las urbanizaciones de Cerro Gordo, Almuñecar (Granada). Expediente: 10-15/PNLC-000195. nº 196 de 29 de marzo de 2016 y BOPA nº 197 de 30 de marzo de 2016 (enmiendas)
- BOPA. 2017 Parlamento de Andalucía. Proposición no de Ley aprobada relativa a intervención en los deslizamientos de La Verbena, Arcos de la Frontera (Cádiz). Expediente: 10-17/PNLC-000039. BOPA nº 439 de 6 de abril de 2017

CCS 2022. Recopilación legislativa. e-NIPO: 094-20-002-5. 406 pp.

- Chacón, J., et al., 2018. The Calaiza landslide on the coast of Granada (Andalusia, Spain) Bulletin of Engineering Geology and the Environment. hppt://doi.org/10.1007/s10064-018-1246-1
- Díaz del Real y Salgueiro, E.M., 2015. Sistemas de recalce de cimentaciones en los proyectos de conservación de edificios patrimoniales en Andalucía. Revisión crítica de intervenciones realizadas y de los sistemas empleados. Tesis doctoral. Universidad de Sevilla. 262 pp.
- Font, X. Serra, J., y Pinto, V., 1996. Los riesgos geológicos en la Ordenación Territorial. Acta Geológica Hispánica, v. 30 (1995), nº 1-3 pp 83-90
- Górgola Martín, Pedro 2019. *Dos décadas de urbanismo en Andalucía (1997-2017). Historia de una contradicción*. Ed.: Universidad de Sevilla y Consejería de Fomento, Infraestructruas y Ordenación del Territorio. ISBN:879-84-472-2888-1 y 978-84-8095-601-7. pp 246
- ICOG 2002. Curso de Legislación para pooyectos geológicos y Peritajes Judiciales. Curso de acceso al registro de geólogos péritos (REGEOPER) del ICOG.
- IGME. MAGNA 2^a serie. 1:50.000 Hoja 1055- Motril. Mapa y memoria.
- Ilustre Colegio Oficial de Geólogos del País Vasco 2012. Estudios geotécnicos según el Código Técnico de la edificación. 25 pp
- Jordano Fraga, J., 2000. La reparación de los daños catastróficos. Catástrofes naturales, Administración y Derecho Público: responsabilidad, seguro y solidaridad. Edita: Marcial Pons, Ediciones jurídicas y sociales, S.A. 95 pp
- Junta de Andalucía. Consejería de Obras Públicas y Vivienda. Servicio de consulta online de Planeamiento Urbanístico. SITU@difusión. (Fecha de consulta, marzo y abril de 2022)
- Junta de Andalucía. Instituto Andaluz de Administración Pública. 2019. Códigos del derecho propio de Andalucía. Ordenación Territorial y Urbanística. Legislación en materia de Ordenación del Territorio, Protección del Litoral y Paisaje. 438 pp
- Kumagai Y., and Nojima Y., 1999. Urbanization and disaster mitigation in Tokyo. En: Crucibles of Hazads: mega-cities and disasters in transition. Ed. James K. Mitchell. United Nations University 1999. UNUP-987. ISBN: 92-808-0987-3., 535 pp. (Kumagai Y., and Nojima Y., 1999, pp 52-91)
- Lemarchand, G. A., 1990. Juramento Hipocrático para Científicos en la Sociedad Moderna, Simposio de Ética en la Situación Contemporánea, Buenos Aires, 4-8 Septiembre 1989, organizado por la Universidad de Buenos Aires, UNESCO-ROSTLAC, Universidad de San Pablo. Publicado como: A Hippocratic Oath for Scientists in Modern Society, *Bolletino USPID*, vol. 7(1): 113-123, 1990.
- PGOU (Plan General de Ordenación Urbana) del Ayuntamiento de Arcos de la Frontera. Cádiz. 1995.
- Notti, D., et al 2015. Human-induced coastal landslide reactivation. Monitoring by PSInSAR techniques and urban damage survey (SE Spain). Landslides DOI 10.1007/s10346-015-0612-3
- Ramos Medrano, J.A., 2017. Más de 90 planes de urbanismo anulados judicialmente por no realizar la evalución ambinetal estrategica (EAE). *Actualidad Jurídica Ambiental*, n.73: 1-21. ISSN:1989-5666 NIPO: 058-17-007-8
- Redacción. Andalucía Información 2018. De cuando Arcos perdió el tren. José Antonio Bénitez García.
- Revisión y Adaptación del PGOU del Ayuntamiento de Almuñecar. Granada. 1985.
- Secretaria de Estado de Comunicación. Consejo de Ministros 12/05/2020. www.lamoncloa.gob.es; 37 pp.
- SENADO ESPAÑOL, 1998. "Conclusiones de la Comisión Especial del Senado para la Prevención y Asistencia en Situaciones de Catástrofes". *Boletín Oficial de las Cortes, 9 de diciembre*, pp. 1-26
- Zango-Pascual, M. 2012a: Estudio de las causas subjetivas que contribuyen a la generación de desastres en el ámbito local. Análisis de la toma de decisiones sobre gestión de reducción de riesgos en un municipio ficticio. CONAMA (XI edición Congreso Nacional de Medio Ambiente. Madrid. España. 30 pp. ISBN: 978-84-695-6377-9.
- Zango Pascual, M., 2012b. Revisión del desastre del camping de Biescas desde la perspectiva de la Gestión de Reducción de Riesgos de Desastres y sus consecuencias jurídicas. *GEOTEMAS*. Vol. 13 ISSN 1576-5172.
- Zango-Pascual, M., 2011. La Gestión Integral de los Riegos Naturales en el marco de los Derechos Humanos de Tercera Generación. El caso de los efectos inducidos por la sismicidad en El Salvador (Centroamérica). Tesis Doctoral. Universidad Pablo de Olavide, Sevilla, 530pp.
- Zango-Pascual, M.; 2008 "Los Riesgos Naturales como factor de Sostenibilidad en las Infraestructuras Lineales del Transporte. Estudio de. Caso". *CONAMA (IX edición Congreso Nacional de Medio Ambiente). Madrid. España.* ISBN: 978-84-613-1481-2
- Zango Pascual, M., 1998: "Cartografía geológica-geotécnica de las laderas de la loma de Úbeda. Análisis de riesgos de deslizamientos y su aplicación al planteamiento de alternativas". Primer Congreso de Construcción de Carreteras en Climas Semiáridos. Junta de Andalucía. Asociación de la Carretera. Granada. España. ISBN. 84-89875-01-4

APLICACIÓN DE CLASIFICACIONES PARA LA EVALUACIÓN DEL RIESGO EN LA GESTIÓN DE LA EXPLOTACIÓN DE CORREDORES VIALES. EXPERIENCIAS, ADAPTACIONES Y PROPUESTAS

JESÚS DAVID FERNÁNDEZ-GUTIÉRREZ (1), JOSE DIEGO LÓPEZ-VALERO (2) y MARCEL HÜRLIMANN (3)

(1) Geoconsult España Ingenieros Consultores, S.A.U. Responsable de proyecto I+D+i (1) jd_fernandez@geoconsult.es

⁽²⁾ Geoconsult España Ingenieros Consultores, S.A.U. Responsable de Ingeniería de terreno mailto:jd lopez@geoconsult.es

⁽³⁾ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Universitat Politecnic Catalunya, UPC marcel.hurlimann@upc.eu

RESUMEN

La gestión del riesgo en corredores viales por movimientos del terreno, tales como, inestabilidades de laderas, desmontes y terraplenes, tanto en macizo rocoso como en suelos, es un ámbito en el que el empleo de sistemas de clasificación del riesgo han de estar en continuo desarrollo y actualización, facilitando al gestor de la infraestructura una herramienta para priorizar las actuaciones e inversión. La clasificación RHRS "Rockfall Hazard Rating System" empleada por los autores, se descompone en características del terreno, de infraestructura, y frecuencias, habiendo sido aplicada en diferentes ubicaciones y entornos, con la finalidad de desarrollos de Planes de Inversión Estratégicos.

Las inestabilidades potenciales en suelos, tanto en taludes como terraplenes, presentes en los corredores analizados, han sido evaluadas en peligrosidad con una metodología análoga al RHRS adaptada a los suelos y denominada SHRS (Soil Hazard Rating System).

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de patologías e inestabilidades en las infraestructuras emplazadas en el terreno con desmontes y terraplenes es un proceso que se sucede de forma habitual, que implica de forma general un incremento de costes al gestor de la infraestructura y la consecuente pérdida de efectividad y funcionalidad de la misma, así como el perjuicio y riesgo de los usuarios.

La categorización y clasificación del fenómeno de peligrosidad, así como del riesgo inducido, no está muy extendido en relación con los movimientos del terreno en los que se emplazan las infraestructuras. De forma general, se realizan gestiones de los fenómenos inestables en las zonas de frecuencia de episodios de inestabilidad reiterativos o actuaciones de emergencia por episodios esporádicos.

El empleo de clasificaciones que engloben criterios de peligrosidad y riesgo con respecto a los

movimientos del terreno, proporcionan al gestor de la infraestructura una herramienta que priorice las inversiones mediante un plan estratégico de mantenimiento.

2. ROCK FALL HAZARD RATING SYSTEM (RHRS)

2.1 ESTADO DEL ARTE

Graves sucesos de desprendimientos en vías ferroviarias en British Columbia, Canadá, a principios de la década de 1970, impulsó el desarrollo del sistema de analizar y priorizar acciones en los taludes denominado RHRS por Brawner & Wyllie (Brawner & Wyllie, 1975). La necesidad de sectorizar las carreteras frente a los habituales desprendimientos que se producían del estado de Oregon (EEUU) y en colaboración con otras agencias estatales, despertó la necesidad de desarrollar e implementar sistemas de análisis, control y priorización de soluciones, que en base a la practicidad del desarrollo del sistema RHRS fue adaptado y calibrado a principio de la década de 1990 (Pierson, 1990, 1991, 1992).

Posteriormente, autores como Budetta (Budetta, 2004), introducen cambios en el sistema de evaluación, principalmente en el análisis geológico-geotécnico del macizo rocoso, sustituyendo la caracterización inicial (Pierson, 1990) en relación a la disposición estructural de las juntas y su componente friccionante (caso 1) o el grado de erosión diferencial y su desarrollo (caso 2), por un sistema de clasificación geomecánica como es el Slope Mass Rating, SMR (Romana, 1988) para evaluar la peligrosidad de inestabilidades en los taludes.

Recientemente se han publicado estudios (Bouali, 2017) sobre el beneficio en la relación coste/técnica en el empleo de nuevas tecnologías de toma de datos para la aplicación del RHRS.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA

La metodología de evaluación de la peligrosidad por desprendimientos de rocas en los desmontes de los corredores de infraestructuras de transporte, consta de varias fases o evaluaciones.

El sistema de análisis y control Rockfall Hazard Rating System (RHRS) de forma completa, consta de 6 etapas o fases progresivas. Estas fases ordenadas de inicial a final son las siguientes: Inventario y localización de taludes (Fase 1), Clasificación preliminar (Fase 2), Clasificación de detalle (Fase 3), Plan Estratégico (Fase 4), Desarrollo del Proyecto (Fase 5) y Seguimiento y actualización anual (Fase 6).

Posteriormente a la localización e inventario de taludes del corredor (Fase 1), se debe realizar una Evaluación Preliminar Cualitativa (Criterial Expert) (fase 2) para poder realizar de forma efectiva la fase final de evaluación cuantitativa e indexada. Esta aproximación inicial, considerada como "criterio experto", atribuye a cada talud de corte o ladera una categorización dual de clase-riesgo. Se definen tres clases A, B y C, y riesgo/peligrosidad Alto, Medio y Bajo respectivamente. Esta clasificación primaria o preliminar es meramente cualitativa a juicio del criterio experto, quien priorizará el análisis sobre los taludes con un riesgo A.

Una vez determinada la prioridad de análisis con la fase 2, se ha de realizar una clasificación de detalle (fase 3) de todos los taludes, estableciendo prioridades según la clasificación preliminar. Esta fase 3, conforma el desarrollo cuantitativo indexado de esta metodología, analizando categorías estructuradas por temática de evaluaciones. Se han de evaluar 9 (o 10 según metodología aplicada) categorías de diferentes temáticas estructuradas en 4 rangos puntuados cada una. Las categorías pueden ser agrupadas por ámbito o temática como: Infraestructura-Tráfico (RHRS_{infra}), Geológico-geotécnicas (RHRS_{geo}) y frecuencia (RHRS_{frec}). La descripción detallada de estas categorías se analiza en el siguiente apartado.

Con los taludes del corredor indexados según la clasificación de detalle (fase 3) se ha de elaborar un plan estratégico (fase 4) que estime las medidas de mitigación y la relación de costes/inversión. Esta estimación del plan estratégico, ayudará a la implementación más adecuada del proyecto de mitigación (fase 5). Finalmente, la herramienta desarrollada de análisis, control y mitigación del riesgo mediante la metodología RHRS, ha de ser actualizada con seguimientos periódicos (fase 6) (anuales / semestrales / ocasionales-situación accidental o umbrales de control) de los taludes del corredor de la infraestructura evaluada.

En el presente artículo se emplea como base de partida la metodología de RHRS_{mod} (Budetta, 2004), la cual es actualizada por Geoconsult (Tabla 1) para su empleo en corredores pirenaicos y andinos reflejando la importancia de las clasificaciones geomecánicas en las evaluaciones de riesgo de las infraestructuras (Geoconsult, 2019 y Fernandez-Gutiérrez et al, 2021).

| Clasificación | Catagoría | | Criterio de evaluación y puntuación (Geoconsult 2019) | | | | | | |
|------------------------|---|---------------------------|---|--|--|--|--|--|--|
| Clasification | Categoria | | 3 puntos | 9 puntos | 27 puntos | 81 puntos | | | |
| RHRS | Altura talud | Ht | 7,5m | 15m | 22,5m | >30m | | | |
| SHRS (STC-SBC) | Pendiente talud | ψ | <15° | 15-30° | 30-45° | >45° | | | |
| RHRS- SHRS (STC) | Efectividad de cuneta | D_{eff} | Buena captación | uena Captación Captación tación moderada limitada | | No captación | | | |
| SHRS (SBC) | Distancia calzada- talud | \mathbf{S}_{d} | >3m | 2m | 1m | 0,5m | | | |
| RHRS- SHRS | Riesgo vehículo promedio | AVR | 25% tiempo | 50% tiempo | 75% tiempo | 100% tiempo | | | |
| RHRS- SHRS | Visibilidad para toma de decisiones | DSD | Adecuada (100%) | Moderada (80%) | Limitada (60%) | Muy limitada (40%) | | | |
| RHRS- SHRS | Ancho de calzada | R _w | 21,5m | 15,5m | 9,5m | 3,5m | | | |
| RHRS | Slope Mass Rating | SMR | 80 | 40 | 27 | 20 | | | |
| SHRS (STC) | Proceso erosivo | W_p | Sin erosión | Cárcavas | Cobertera vegetal en voladizo | Inestabilidad en desarrollo | | | |
| SHRS (SBC) | Afección a calzada | R _p | Nula | Hundimientos, deformaciones leves | Hundimientos con fisuras, deformaciones moderadas | Grietas de tracción, escarpes en calzada y/o cunetas | | | |
| RHRS | Tamaño de bloque | D _b | 0,3m | 0,6m | 0,9m | >1,2m | | | |
| RHRS | Volumen de | Ven | 26dm ³ | $0,21m^{3}$ | 0,73m ³ | 1,74m ³ | | | |
| SHRS | desprendimiento | • fall | $<0,1m^{3}$ | 1m ³ | 10m ³ | >100m ³ | | | |
| RHRS- SHRS | Condiciones | Cl | <1000 mm/año | 1025 mm/año | 1050 mm/año | >1100 mm/año | | | |
| SHRS | climatologías y SHRS afección por agua | | Talud seco sin agua | Talud con agua según periodo estacional | Talud saturado | Talud saturado con surgencias continuas | | | |
| RHRS- SHRS | Frecuencia de desprendimientos | R_{f} | 1 c/5años | 1 c/1-5años | 1 c/2años | >2 c/1año | | | |

Tabla 1. Categorías y rangos de puntuaciones, RHRS-SHRS (Geoconsult, 2019)

2.3 CLASIFICACIÓN DETALLADA DE TALUDES (FASE 3)

Las categorías o parámetros del índice de peligrosidad se indexan en 4 rangos de puntuaciones para cada categoría (3-9-27-81) o se asignan puntuaciones lineales que siguen una ley exponencial incremental en base 3 (Figura 1). En la Eq. (1), x es el factor exponencial que define a cada categoría,

incluyendo en la Tabla 2 los empleados en los casos aplicados.



Figura 1. Ejemplo gráfico de la ley exponencial, categoría Tamaño de bloque (Bs)

| Categoría | Exponente | Autor |
|---|---|-----------------|
| H _s (Altura de talud) | $y = 3^{\left(\frac{Ht}{7,5}\right)}$ | Pierson 1990 |
| D _{eff} (Efectividad de cuneta) | $y = 3^{(\frac{125 - Deff}{30})}$ | Geoconsult 2019 |
| AVR (Riesgo vehículo promedio) | $y = 3^{(\frac{\%AVR}{25})}$ | Budetta 2004 |
| DSD (Distancia toma de decisiones) | $y = 3^{(\frac{120 - \%DSD}{20})}$ | Budetta 2004 |
| R _w (Ancho de calzada) | $y = 3^{(\frac{17,5-Rw}{3,5})}$ | Geoconsult 2019 |
| SMR (Slope Mass Rating) | $y = 3^{(\frac{80}{SMR})}$ | Budetta 2004 |
| B _s (Tamaño de bloque) | $y = 3^{(\frac{Db}{0,3})}$ | Budetta 2004 |
| V _{fall} (Volumen de bloque-inestabilidad) | $y = 3^{\left(\frac{V_{fall}}{2,3}\right)}$ | Budetta 2004 |
| Cl (Climatología) | $y = 3^{(\frac{h}{300})}$ | Budetta 2004 |
| R _f (Registro histórico – frecuencia de inestabilidades) | $y = 3^{(1+1,5*f)}$ | Corominas 2009 |

Tabla 2. Relaciones exponenciales RHRS

2.3.1. RHRS-INFRA

Dentro del grupo de categorías (Tabla 1) definido como RHRS_{infra}, se engloban los parámetros a evaluar correspondientes a aspectos de geometría (altura de talud) y condiciones de las infraestructuras en base a diseño y normativa sobre las mismas.

La altura de los taludes de corte o ladera natural inmediata (Hs: High Slope) sobre la carretera, es evaluada en función de la altura del desmonte, con rangos de menor a mayor altura (7,5 a >30m) e indexados en cuatro rangos.

Aspectos relativos a la capacidad efectiva de la cuneta (D_{eff} : Ditch effectiveness) y su posible recepción de material desprendido, se evalua en función de los criterios de diseño de cunetas de Ritchie. Geoconsult en su puesta en práctica del sistema de clasificación RHRS en 2018, implementa al RHRS_{mod} (Budetta, 2004) la modificación de esta categoría propuesta para el estado de Colorado, CRHRS (Russel et al, 2008). La relación de la cuneta existente y la que debería de existir, se traduce en un porcentaje del diseño adecuado (2) para la recepción de material desprendido con seguridad de no afección y por tanto condicionada a las categorías de altura (Hs) y pendiente y tamaño de bloque (Bs).

$$D_{eff} = \frac{D_a + W_a}{D_r + W_r} \times 100\% \tag{2}$$

En esta relación D_a y W_a son la profundidad y ancho de cuneta existentes y D_r y W_r son el diseño según la metodología de Ritchie (Ritchie, 1963). En la Figura 2 se ilustra la relación gráfica con las puntuaciones exponenciales entre los límites del 30, 65 y 95% del diseño adecuado de cuneta, por tanto, de la dimensión efectiva de la cuneta existente.

La exposición y frecuencia dinámica de vehículos ante un fenómeno de peligrosidad como inestabilidades del terreno en taludes se evalúa con la categoría Riesgo Promedio Vehículo (AVR: Average Vehicular Risk) según la relación siguiente (3), donde interviene el IMD (Intensidad Media Diaria) del corredor evaluado.

Scores for actual ditch dimensions vs. required ditch dimensions



Figura 2. Gráfico de dimensión efectiva de cuneta (Deff) (CRHRS, 2008).

$$AVR(\%) = \frac{IMD \times l_t}{P_{SL \times 24}}$$
(3)

Donde IMD es la Intensidad Media Diaria de tráfico (vehículo/día), lt es la longitud de tramo (km) y PsL (Posted Speed Limit) el límite de velocidad del tramo analizado (km/h).

La categoría visibilidad para la toma de decisiones (DSD, Decision Sight Distance) controla el porcentaje de distancia visible con la distancia necesaria para frenar el vehículo ante un elemento anómalo en la carretera. Geoconsult en el 2018, adecua el cálculo del parámetro para las carreteras

españolas según la Norma 3,1-IC de trazado (2016) siendo el cálculo de la distancia de parada calculada según la relación (4).

$$D_p = \frac{V \times t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254 \times (f_l + i)} \tag{4}$$

 D_p es la distancia de parada (m), V es la velocidad de la maniobra de frenado, f_i es el coeficiente de rozamiento longitudinal movilizado (rueda-pavimento), i es la inclinación de la rasante (tanto por uno) y t_p es el tiempo de percepción y reacción (s). La Figura 3 representa el ábaco de la distancia de parada según la Norma 3,1-IC de trazado actualizada a 2016.

El porcentaje de la distancia de reacción se calcula según la siguiente relación (5).

$$\% DSD = \frac{SD}{DSD} \tag{5}$$

Donde DSD es D_p de la ecuación (4) y SD (Sight Distante, m) la distancia de reacción-visibilidad.



Figura 3. Ábaco de distancia de parada según Norma 3,1-IC de trazado, 2016 (Geoconsult, 2019).

2.3.2 RHRS-GEO

Las características del macizo rocoso presente en los taludes de los corredores de transporte de las infraestructuras son analizadas, según RHRSmod (Budetta, 2004) desde el punto de vista de la caracterización geomecánica mediante estaciones geomecánicas para determinar el índice geomecánico Rock Mass Rating System, RMR (Bieniawski, 1989) para obtener el índice SMR (6) (Slope Mass Rating) (Romana, 1988).

$$SMR = RMR_b + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \tag{6}$$

Donde RMRb es el índice RMR (Bieniawski, 1989) sin corregir por orientación de litoclasas, Fn, son factores de ajuste según paralelismo entre litoclasas y talud (F1), probabilidad al esfuerzo cortante de las juntas o intersecciones inestables (F2), buzamiento de litoclasas y su relación con el talud (F3), y método de excavación (F4).

Las dimensiones de los bloques en relación a tamaño del bloque (B_s, Block Size) (7) y el volumen del desprendimiento por evento (V_{fall}, Volume block) (8) siguen la misma relación que el RHRS_{mod}

(Budetta, 2004).

$$B_s = \sqrt[3]{V_{fall}} \tag{7}$$

$$V_{fall} = \frac{(S_1 + S_2 + \dots S_n)}{(sin\alpha \times sin\beta \times \dots sin\gamma_n)}$$
(8)

 S_{1-2-n} es el espaciado principal entre las litoclasas de una misma familia y α,β y γ es el ángulo entre las direcciones en de los pares de juntas (Palmstrom 2005).

2.3.3. RHRS-FREC

Las categorías que definen rangos temporales o de frecuencias se han englobado en RHRS_{frec}, y son tales como los aspectos climatológicos, periodos de precipitación adaptados a la climatología de la zona (Cl, Climate) y el registro histórico o frecuencia de desprendimientos (R_f, Rockfall Frequency) empleando para estos últimos la ecuación propuesta por Corominas (2017).

3. SOIL HAZARD RATING SYSTEM (SHRS)

La necesidad de afrontar la evaluación de la peligrosidad en la totalidad de los taludes de corredores de infraestructuras, incluidos lo que no se emplazan en macizo rocoso, sino que se desarrollan en suelos, hace que Geoconsult en 2018 desarrolle una metodología análoga aplicando la misma en viales pirenaicos (España) y andinos (Colombia).

De una sistemática análoga a la metodología RHRS, el desarrollo de SHRS (Soil Hazard Rating System) modifica los aspectos relativos a la geometría de talud, condiciones geológicas y climáticas con respecto a los suelos. Únicamente se definen las categorías modificadas con respecto a RHRS, puesto que el resto son idénticas

3.1. SHRS-INFRA

Los taludes de corte o sobre calzada (STC), así como los taludes de borde o bajo calzada (SBC) son evaluados con esta clasificación (SHRS) en función de su inclinación (ψ). Así, el aspecto geométrico de la categoría (Tabla 2) varía con respecto a la altura valorada con RHRS.

La efectividad de la cuneta (D_{eff}) en STC es la mismas que para RHRS, mientras que en SBC se evalúa la distancia entre el borde de calzada y la cabeza de talud (S_d , Slope distance) (Tabla 2).

3.2 SHRS-GEO

Las condiciones geológicas (G_c, Geological conditions) según el estado físico de los taludes de corte (STC) frente a fenómenos erosivos (W_p, Weathering process) es evaluado en rangos desde sin afección a inestabilidades en desarrollo (Tabla 2-STC). Para los taludes SBC, el aspecto evaluado se enfoca en las patologías de la calzada (R_p, Road patologies), valorando presencia y grado de fisuras, grietas o hundimientos (Tabla 2-SBC). Estos criterios tienen relación directa con la litología y propiedades geotécnicas de los suelos presentes.

El aspecto volumétrico, de magnitud de potenciales o reales roturas es evaluado en función de la magnitud en m3 volumen afectado (V_{fall}).

3.3 SHRS-FREC

Las condiciones climáticas en suelos, se evalúan las precipitaciones/año y heladas (Cl), como en la presencia de agua en los taludes (W_s, Water Slope) STC-SBC ya que su presencia condiciona la estabilidad (Tabla 2) y por tanto la peligrosidad.

4. EXPERIENCIAS RHRS-SHRS

4.1 CORREDORES VIALES PIRENAICOS

Geoconsult en 2018, desarrolla el estudio de riesgos naturales en la carretera A-136 entre Biescas y Espacio Portalet, dentro del Proyecto Poctefa-Securus, donde entre otros riesgos, se plantea la evaluación de los riesgos geológicos inmediatos (en sentido de distancia, no temporal) de los 27km de corredor vial entre Biescas y Portalet. Geoconsult propone la metodología adaptada RHRS para los taludes en roca y desarrolla la clasificación SHRS para los taludes y terraplenes en suelos presentes en gran parte del corredor. De esta forma, se consigue aportar una evaluación de la peligrosidad de forma lineal del corredor frente a riesgos por desprendimientos y deslizamientos del terreno (de baja escala, sin tener en cuenta los mega deslizamientos evaluados con otra metodología). Este enfoque y desarrollo de una nueva clasificación o sistema de evaluación (SHRS) permite desarrollar de forma más ajustada y completa el Plan Estratégico de actuación e inversión (Fase 6 Metodología RHRS-SHRS).

En la Tabla 3 se resumen el número de fichas de clasificación según los sistemas RHRS, SHRS (STC-SBC), así como los metros lineales evaluados por cada una. La evaluación del corredor fue en los dos sentidos de circulación, ya que de forma general es una carretera con excavación en una margen y relleno en la opuesta, generando la geometría talud/terraplén en una misma sección transversal y ocasionalmente en trinchera. Así, los taludes de corte sumarían el 79% de la longitud de corredor, mientras que los taludes bajo calzada sumarían el 95% teniendo en cuenta ambos sentidos de circulación.

| Clasificación | Nº fichas | km lineales | % corredor |
|---------------|-----------|-------------|------------|
| RHRS | 91 | 8,164 | 30 |
| SHRS (STC) | 118 | 13,221 | 49 |
| SHRS (SBC) | 186 | 25,710 | 95 |

Tabla 3. Resumen estudio A-136 (Huesca, España)

El corredor analizado, presenta de forma general geometría de Talud monte (Desmonte)-Talud valle (Terraplén-ladera), por lo que el análisis, en ambos sentidos de calzada tiene una tipología de potenciales inestabilidades muy diferenciada, con zonas de trinchera ocasionales, por lo que el empleo de ambos índices, son necesarios, ya que por un lado se valoran loas posibles caídas o deslizamientos de bloques del macizo rocoso hacia la calzada, que en este caso es el pie de talud, mientras que por el lado valle, la problemática es de afecciones a la calzada por roturas de principalmente los suelos hacia el lado valle, siendo la calzada la cabeza de talud.

Desde un punto de vista geológico, según progresiva de la A-136, los materiales presentes pasan de alternancias de calizas y margocalizas de ambiente deposicional flyschoides, a calizas y dolomías, que según se asciende en cota, son atravesadas por formaciones pizarrosas. Las laderas, tanto de lado monte como valle, presentan coluviales de baja compacidad y variabilidad de la fracción bloque según origen de los depósitos, incrementando la peligrosidad los taludes y laderas en coluviales pizarrosos por un menor ángulo de rozamiento y mayor fracción fina.



Figura 5. Cartografía geológica y RHRS-SHRS en A-136, (Huesca, España) (Geoconsult, 2019).

Frente al fenómeno de, inestabilidad de taludes, se han clasificado los riesgos (Alto-Medio-Bajo-Muy Bajo) en la carretera A-136 (Tabla 4, Figura 4 y Figura 5), estructurando los rangos de puntuaciones límite para cada grado de peligrosidad según clasificación empleada, tanto en función de tipología de terreno (roca/suelos) como en geometría en la infraestructura (talud de corte/terraplén), así como el porcentaje de cada grado o nivel de peligrosidad.

| Peligrosidad | Muy bajo | Bajo | Medio | Alto |
|--------------|----------|------|-------|------|
| Puntuación | <75 | 175 | 275 | >275 |
| RHRS | - | 23% | 46% | 31% |
| SHRS (STC) | - | 38% | 47% | 15% |
| SHRS (SBC) | 4% | 67% | 13% | 16% |

Tabla 4. Resultados de RHRS-SHRS A-136 (Huesca-España)



Figura 4. Grafica lineal de la carretera A-136 clasificada con RHRS-SHRS en taludes.

Las zonas de corredor con mayor presencia de taludes en roca, generan un incremento del riesgo en

desmontes, tanto en roca, como en suelos (coluviales y residuales, saprolíticos).

Finalmente, el Plan Estratégico (Fase 6) se estructura, en prioridad/prevención y fase de intervención, en base a medidas de mitigación preliminares, estructurando el presupuesto y la prioridad en los taludes de Alta peligrosidad con un 46% del presupuesto, un 35% para los Medios y un 7% para los Bajos.

En 2020, se le encarga a Geoconsult la evaluación del estado de los taludes de corte y relleno de una carretera en el sur de Colombia. La actuación a realizar sobre dicha carretera consistía en su desdoblamiento, de tal forma que la concesionaria además tenía que asumir la reparación inicial de los puntos críticos ya existentes, así como el mantenimiento a lo largo de todo el periodo de la concesión.

Dicho tramo, de 86 km de longitud, comprendía 5 unidades funcionales (UF-1 a UF5) que sumaban un total de 119 puntos críticos entre cortes en roca, cortes en suelos y rellenos viales. Se trato de una carretera de montaña con fuertes pendientes afectando a una amalgama de materiales volcánicos muy tectonizados (lavas, piroclastos, cenizas) sobre los que descansan potentes depósitos cuaternarios ligados a dinámica de laderas (eluviales y coluviales) así como depósitos de terrazas y de lahares. Además, la zona se ve afectada por procesos erosivos muy importantes tanto por efecto de las lluvias, como por las grandes socavaciones de los ríos, viéndose agravado por la ejecución de cortes, así como por la elevada sismicidad de la zona.

Se aplicó la metodología desarrollada por Geoconsult a partir de la experiencia adquirida en la carretera A-316, estableciendo el nivel de riesgo para taludes en roca (RHRS), taludes en suelos (SHRS) y rellenos.

Dicha metodología se modificó para adaptarla a la normativa nacional en cuanto al riesgo por vehículo promedio (AVR) de acuerdo al estudio de tráfico y su proyección hasta el final de la concesión. También se modificó el parámetro de visibilidad para toma de decisiones (DSD), al igual que el parámetro de clima para adecuarlo a las tasas de precipitación de la zona.

Igualmente, se utilizaron los datos aportados por la concesionaria en cuanto al inventario de desprendimientos por punto kilométrico, fecha, y volumen de desprendimientos, permitiendo adaptar el parámetro de frecuencia de desprendimientos.

Finalmente, la aplicación de dicha metodología permitió establecer un nivel de riesgo para cada uno de los puntos críticos (Tabla 5, Figura 5, Figura 6).

| Peligrosidad | Muy bajo Bajo | Medio | Alto | Muy Alto |
|--------------|------------------|-------|------|----------|
| Puntuación | <150 | 300 | 375 | >375 |
| RHRS | 11% | 62% | 12% | 15% |
| SHRS (STC) | - | 49% | 40% | 10% |
| SHRS (SBC) | 9% | 56% | 26% | 9% |

Tabla 5. Resultados de RHRS-SHRS UF1-5 (Sur de Colombia)



Figura 5. Grafica lineal de la carretera Andina clasificada con RHRS-SHRS en taludes.



Figura 6. Cartografía RHRS-SHRS en corredores andinos.

Una vez establecido el nivel de riesgo de cada uno de los puntos críticos situados a lo largo de la carretera, el plan estratégico se enfocó en los riesgos Altos-Muy Altos. Para ello se estableció una estrategia de inversión en función del propio nivel de riesgo y teniendo en cuenta la relación entre el coste de mantenimiento a lo largo de la concesión según los costes reales de reparación, frente al coste de la intervención estimada para la reparación de dicho punto crítico. Esta clasificación también permite establecer un criterio de monitoreo para seguimiento de posibles inestabilidades.

La estimación del coste de mantenimiento se estableció a partir de los datos de frecuencia de desprendimientos, costes de remoción y limpieza de la calzada y el traslado de dicho material a depósito de sobrantes autorizados, y su proyección hasta el final de la concesión.

La estimación del coste de la reparación se realizó teniendo en cuenta la magnitud y tipo de inestabilidades de cada punto crítico, así como las preferencias de la concesionaria según criterios económicos y productivos en cuanto a tipo de refuerzos y soluciones.

El plan estratégico también permite la reducción del nivel de peligrosidad mediante la ejecución de actuaciones que, aunque no erradiquen totalmente la peligrosidad, si permitan un mayor equilibrio en la razón peligrosidad/coste. Dichas medidas deben ir encaminadas a reducir los factores que resultan más elevados de la metodología aplicada, como la ejecución de cunetas de pie, retaluzados concretos, planes de inspección periódica de posibles bloques inestables y su saneo en taludes en roca, o la implantación de sistemas de auscultación y su seguimiento tanto en rellenos como en taludes en suelos.

5. LINEAS DE INVESTIGACIÓN

Geoconsult, en colaboración con la Universidad Complutense de Madrid (UPM-ETSICCP-ETSIT), está desarrollando un proyecto de I+d+i, con procesos de optimización y automatización de toma de datos con drones e inteligencia artificial en fases de procesado, para una mayor precisión de los índices, así como una menor afección a usuarios y técnicos durante el trabajo de campo.

REFERENCIAS

- Brawner, C. O. and Wyllie, D. C., 1975, Rock slope stability on railway projects: *Proceedings of the American Railway Engineering Association Regional Meeting*: Vancouver, British Columbia, Canada, 8 p.
- Bouali, E. H., Oommen, T., Vitton, S., Escobar-Wolf, R., & Brooks, C. (2017). Rockfall hazard rating system: Benefits of utilizing remote sensing. *Environmental & Engineering Geoscience*, 23(3), 165-177.
- Budetta, P. (2004). Assessment of rockfall risk along roads. *Natural Hazards and Earth System Sciences*. European Geosciences Union. Vol 4: 71-81.
- Corominas, J., Mayrouli, O., Ibarbia, I., Jugo, I., Alonso, N., Ruiz, J., Luzuriaga, S., Navarro, J.A., (2017). Metodología integrada para la evaluación de riesgos en la red de carreteras de Gipuzkoa. *IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Santander, Junio 2017
- Fernandez-Gutierrez, Jesús David, Sergio Sanchez Rodriguez, Hernán Gonzalo-Orden, and Heriberto Perez-Acebo (2021). Analysis of rock mass classifications for safer infrastructures. *Transportation Research Procedia* 58: 606-613.
- Geoconsult Ingenieros Consultores (2019). Experiencia en el empleo de índices de riesgo en la gestión de la explotación en corredores viales pirenaicos y andinos. 54^a Sesión sobre obras de interés geotécnico, Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, SEMSIG
- Palmstrom, Arild. "Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD)." *Tunnelling and Underground Space Technology* 20.4 (2005): 362-377.
- Pierson, L. A., Davis, S. A., and Van Vickle, R. (1990): Rockfall Hazard Rating System Implementation Manual, *Federal Highway Administration (FHWA), Report FHWA-OR-EG-90–01, FHWA*, U.S. Dep. of Transp.
- Pierson, L. A., (1991), Rockfall Hazard Rating System: Oregon State Highway Division, *Federal Highway* Administration, Report, FHWA-OR-GT-92-05, 15 p.
- Pierson, L. A., (1992), Rockfall Hazard Rating System: Rockfall Prediction and Control and Landslide Case Histories: Research Record 1343, *Transportation Research Board*, Washington, D.C., PP. 6–13.
- Ritchie, A. M. (1963): Evaluation of rockfall and its control, U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, and the Washington State Highway Commission.
- Romana, M. (1988): Practice of SMR classification for slope appraisal, *Proc. 5th Int. Symp. on Landslides*, Balkema, Rotterdam, 1227–1229.
- Russell, C. P., Santi, P. M., and Higgins, J. D. (2008): Modification and statistical analysis of the Colorado Rockfall Hazard Rating System, Report CDOT-2008-7, *Colorado Department of Transportation DTD Applied Research and Innovation Branch*, 137 pp.

COMPARATIVA ENTRE MODELOS DE *MACHINE LEARNING* Y MODELOS FÍSICOS APLICADOS A LA EVALUACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD DE DESLIZAMIENTOS DE LADERA CO-SÍSMICOS

Román-Herrera, J.C. (1) y Rodríguez-Peces, M.J. (1)

 (1) Dpto. Geodinámica, Estratigrafía y Paleontología Facultad de Ciencias Geológicas Universidad Complutense de Madrid jorom01@ucm.es

RESUMEN

En este estudio se pone a prueba la utilidad de estas nuevas técnicas de Machine Learning aplicadas a terremotos de baja a moderada magnitud, utilizando como escenario de pruebas el terremoto de Lorca ocurrido en España en 2011. De forma complementaria, se realiza una comparativa con los métodos clásicos, como es el caso del desplazamiento de Newmark, con el fin de contrastar las supuestas mejoras de estos métodos los cuales sugieren un ahorro de tiempo y dinero en las tareas relacionas con la planificación y control de la peligrosidad sísmica asociada a los deslizamientos. Demostrando que es inevitable validar los resultados estadísticos con la realidad existente, debido a los procesos de overfitting.

1. INTRODUCCIÓN

Existe una gran variedad de fenómenos que desencadenan deslizamientos de tierra o rocas, como la aparición de intensas lluvias, el deshielo rápido de la nieve, ciertas actividades humanas o la sacudidas sísmicas. Estos fenómenos afectan a muchas areas del mundo, y tienen una alta importancia mediática, en particular los desencadenados por la acción sísmica de los terremotos, debido a su alto poder destructivo. Se estima que provocan más de cien mil muertes y daños cada año, produciendo pérdidas económicas en más de mil millones de dólares (Turner y Schuster, 1996). Como consecuencia de ello, el ser humano ha centrado todos sus esfuerzos en minimizar los efectos y fenómenos asociados a movimientos fuertes del terreno, caracterizando así la peligrosidad sísmica de las regiones habitadas, a partir del estudio de los fenómenos ya sucedidos, y los condicionantes geológicos y geotécnicos de las áreas susceptibles de producirse un evento sísmico, con la finalidad de calcular el riesgo sísmico inherente.

Un ejemplo de ello es el ocurrido en la región de Murcia, en particular en la ciudad de Lorca (España), como consecuencia del evento sísmico acontecido en el sureste de la Península Ibérica en el año 2011. Este suceso ocasionó numerosas pérdidas materiales y humanas, al igual que produjo muchas más inestabilidades de ladera en torno a la Cuenca de Lorca, en comparación con cualquier otro terremoto del que se tenga evidencia instrumental (Rodríguez-Peces et al., 2012). Como resultado, se realizaron numerosos inventarios cartográficos de detalle, con el fin de obtener las relaciones de factores influyentes (Alfaro et al., 2012; Rodríguez-Peces et al., 2014).

Estos inventarios son empleados en este artículo, ya que, como consecuencia del estudio no

sistemático en el momento de ocurrencia del fenómeno, muchos de los casos particulares no pudieron ser asociados con absoluta certeza al terremoto de Lorca. Se recurre a métodos estadísticos avanzados, para la creación de modelos de *machine learning* que permitan realizar una clasificación binaria de los deslizamientos inventariados, y obtener a su vez una aproximación más certera de los factores que provocaron el desencadenamiento de los deslizamientos.

Otra de las utilidades de estos inventarios, consiste en la obtención de mapas de riesgo que reflejen la probabilidad de la amenaza a tratar. Este hecho hace que la mejora de las clasificaciones de deslizamiento de muestras suponga un aumento de la exactitud de los mapas de susceptibilidad creados. Siendo estos de vital importancia para la elaboración de planes de contingencia de los organismos de respuesta, sino también, como herramientas de gran ayuda en la planificación de la vulnerabilidad de la amenaza (Carreño-Tibaduiza y Barbat, 2006).

Hasta el momento existen multitud trabajos (Zhou y Fang, 2015; Nam y Wang, 2020) que van dirigidos por esta línea, sin validar los resultados con otras metodologías clásicas como, por ejemplo, el Método de Newmark (Newmark, 1965) basado en el análisis cinemático de los deslizamientos.

El objetivo de este artículo consiste en crear un antecedente comparativo, con el caso particular del evento sísmico de Lorca, y poner bajo relieve la verdadera utilidad y fiabilidad de estos nuevos métodos estadísticos, con el fin de crear una nueva línea de estudios dirigidos a la mejora real de los mapas de susceptibilidad.

Para ello se aplican un total de cuatro modelos de *machine learning* diferentes, y se procede a su comparativa con los resultados obtenidos en la misma zona de estudio con métodos clásicos (Rodríguez-Peces et al., 2020). También se realiza otra aproximación aplicando los mismos modelos, pero a los datos resultantes de la reducción de la dimensionalidad de las variables, producto de la aplicación de la técnica de análisis de componentes de principales, con el fin de comparar ambas líneas con los métodos clásicos.

2. ÁREA DE ESTUDIO Y DATOS UTILIZADOS

2.1 Descripción del área de estudio

El área de estudio (Figura 1) se encuentra en las proximidades de la ciudad de Lorca (Murcia, España). Siendo esta una zona sísmica activa, debido a la presencia de la falla de Alhama de Murcia (FAM), la cual cuenta con un historial de numerosos eventos sísmicos destructivos, siendo el más importante el ocurrido en 2011(López-Comino et al., 2012). Es bien sabido que FAM no es una falla única, sino más bien un conjunto de fallas con orientación NE-SO que presentan una extensión aproximada de un centenar de kilómetros.

El 11 de mayo de 2011, se produjo el terremoto de mayor rango a las 18:47 (hora local) en la ciudad de Lorca, Murcia (España). Este evento sísmico de magnitud M_w 5.1(IGME, 2011) con profundidad focal de 4 km, fue localizado a menos de 5 km del NE de la ciudad de Lorca. Este suceso supuso un total de nueve fallecimientos, y una pérdida económica de más de 1200 millones de euros (Masana et al., 2004).

Los valores promedios de aceleración máxima registrados en el suelo fueron de 0.24 g en la estación de Lorca, y menos de 0.05 g en las estaciones ubicadas a 20 km del epicentro. En el caso de la Intensidad de Arias horizontal, esta fue de 0.24 m/s en la estación más cercana, y menos de 0.02 m/s en las estaciones a más de 20 km del epicentro (Rodríguez-Peces et al., 2020).



Figura 1.- Mapa de situación del área de estudio en el entorno de Lorca mostrando los grupos litológicos que se vieron afectados por las inestabilidades de ladera asociadas al terremoto de Lorca de 2011 (puntos rojos).

2.2 Datos utilizados

Los datos empleados en este estudio son derivados de los trabajos realizados por Alfaro et al., (2012) y Rodríguez-Peces et al., (2014). Estos autores confeccionaron diferentes inventarios de inestabilidades de ladera en áreas relativamente cercanas, bajo criterios de búsqueda de deslizamientos diferentes, abarcando así toda la extensión circundante al terremoto.

Alfaro et al., (2012) realizó un inventario intensivo, inmediatamente después del evento sísmico producido en el 2011. La extensión abarcada fue alrededor de 1.000 km² alrededor del epicentro, donde se observó que la mayor parte de los deslizamientos se aglutinaban en el frente montañoso NE-SO y en el N-NO, y correspondían a deslizamientos rocosos. La génesis de los materiales deslizados variaba en función del tamaño de deslizamiento cartografiado.

Rodríguez-Peces et al., (2014) realizó un inventario de pequeños deslizamientos presentes a lo largo de 82 km2 hacia el suroeste del epicentro, por medio de diferentes campañas de campo realizadas durante el año 2011 donde se detectaron un centenar de inestabilidades a consecuencia de la interacción entre pequeñas fallas y la elevada pendiente presente en los taludes naturales y artificiales. Estos provocaron el deslizamiento de masas rocosas, formadas principalmente por materiales blandos, en particular, materiales calcáreos, seguidos de materiales detríticos, y arcillosos

Ambos inventarios fueron fusionados en este estudio, obteniendo un total de 257 puntos de inestabilidad de suelos y rocas de volumetría diferentes, yendo desde uno a cientos de metros cúbicos, donde en cada una de las inestabilidades se dispone de información relevante para el control del deslizamiento.

3. METODOLOGÍA

3.1 Parámetros de control de deslizamientos

Los parámetros empleados en el control de los deslizamientos son los mostrados en la Tabla 1 y se agrupan en un total de dieciocho factores diferentes, los cuales aportan información acerca del terreno, la posición y los parámetros sísmicos que contribuyeron al deslizamiento.

| | Parámetro a de control de | | |
|------|---|------------|--|
| | deslizamiento | Variable | Tipo de variable |
| | Litologia | geologia | areniscas y arcillas – Margas - Aluvial |
| 0 | Morfología | landform | Cañones y barrancos muy profundos – Cimas de montañas y crestas altas – Valles en forma de U, Planicies, Laderas abiertas, Laderas altas y mesetas – Cauces a media ladera y valles poco profundos – Cauces en cabecera y cabeceras de cuenca – Crestas a media ladera y pequeñas montañas en planicies |
| RENC | Pendiente media del terreno | pend | Medido en grados sexagesimales. |
| TER | Dirección de la máxima pendiente de la ladera | orient | Medido en grados sexagesimales. |
| | Concavidad/convexidad del terreno | curvar | Medido en grados sexagesimales. |
| | Concavidad/convexidad perpendicular a la superfície | pla | Medido en grados sexagesimales. |
| | Concavidad/convexidad transversal a la superficie | perfil | Medido en grados sexagesimales. |
| | Variación de la pendiente en área ocupada por la ladera | rugos | Medido en grados sexagesimales. |
| | Distancia de ladera al plano de falla más cercano | dist_falla | Cuantitativa continua, medido en km. |
| IÓN | Distancia de ladera a la vía de transporte más cercana | dist_vial | Cuantitativa continua, medido en km. |
| OSIC | Distancia de ladera al cauce hídrico más cercano | dist_cauce | Cuantitativa continua, medido en km. |
| Р | Distancia al epicentro | dist_epi | Cuantitativa continua, medido en km. |
| | Altitud sobre nivel del mar | Ζ | Cuantitativa continua, medido en m. |
| | Desplazamiento de Newmark | sr08_1 | Desplazamiento de Newmark según Saygili and Rathje (2008) |
| 0 | Aceleración crítica | ac | Cuantitativa continua, expresada en unidades g. |
| MSIS | Factor de seguridad | fs | Cuantitativa continua. |
| S2 | Intensidad de Arias | ia | Cuantitativa continua. |
| | Aceleración sísmica máxima | pga | Cuantitativa continua. |

 Tabla 1.- Resumen de variables empleadas clasificadas por el tipo de información suministrada y atendiendo a la naturaleza de este.

3.1.1 Parámetros asociados al terreno

Las unidades litológicas influyen de manera relevante, al igual que otros factores, en la localización de fenómenos de deslizamiento (D'Amato Avanzi et al., 2004). Es por ello por lo que la caracterización litológica de las unidades presentes en los deslizamientos es uno de los aspectos más relevantes para confeccionar un inventario de parámetros de control asociados al terreno. Las unidades litológicas empleadas en el estudio proceden de la cartografía realizada a nivel regional realizada por el Instituto Geológico y Minero de España.

Otro de los parámetros en el control de deslizamientos corresponde a los factores geomorfológicos, entre ellos la morfología del terreno, la pendiente y la curvatura. Es bien sabido que estos factores influyen de manera relevante en la distribución, tipología y mecanismos de los movimientos de ladera (Carabella et al., 2022). Por tanto, se han incorporado al estudio. Varios parámetros derivados del uso conjugado de la herramienta ArcGIS con el modelo digital de elevación del terreno en metros procedente del Instituto Geográfico Nacional.

3.1.2 Parámetros asociados a la posición del deslizamiento

Otros parámetros de control incorporados son los relativos a las distancias del deslizamiento a los cauces fluviales o a las vías de comunicación más cercana (Xu et al., 2012; Chen et al., 2018), puesto que aportan información acerca de la posición del deslizamiento respecto del entorno donde se cartografió. Estos factores también han sido obtenidos mediante el uso de ArcGIS 10.8 a partir de las bases cartográficas del Instituto Geográfico Nacional, correspondientes a las vías terrestres y los cauces hídricos de la región de Murcia. Otro de los parámetros que nos aportan información acerca de la localización, es la elevación respecto del nivel del mar. Este parámetro también es ampliamente usado por diversos autores (Yilmaz, 2010; Xu et al., 2012; Chen et al., 2018).

3.1.3 Parámetros asociados al evento sísmico

Estos parámetros de control proporcionan información relevante sobre las propiedades del evento sísmico relacionado con los deslizamientos, como son la aceleración máxima registrada o la Intensidad de Arias. También se ha empleado otros parámetros que intentan caracterizar mediante las metodologías clásicas el deslizamiento a consecuencia del propio evento, como son la aceleración crítica, el factor de seguridad y el desplazamiento de Newmark. Estos últimos parámetros corresponden con los obtenidos a partir del mejor de los escenarios calculados por Rodríguez-Peces et al. (2020).

3.2 Preparación de los conjuntos de datos de entrenamiento

Los datos utilizados en el estudio poseen una resolución de 5 m, y además fueron inferidos mediante el uso de ArcGIS, en el área inmediatamente adyacente a los puntos donde se detectó cada una de las inestabilidades co-sísmicas. Se tomaron entre 11 y 12 muestras limítrofes en cada una de ellas, obteniendo así un total de 3.106 muestras de las áreas sísmicamente inducidas. De manera complementaria, se procedió a la generación de otras 3.106 muestras aleatorias en zonas donde no se habían producido deslizamientos inducidos (Figura 3).



Figura 3.- Mapa de la zona de estudio con las muestras de inestabilidad sísmicamente inducidas (puntos rojos) y no inducidas (puntos verdes).

Partiendo de este conjunto de datos de 6212 muestras, se procedió a su preparación y depuración previa mediante el paquete estadístico R Software v.4.1, con el fin de poder ser usado en los diferentes modelos estadísticos. Se aplicaron un conjunto de procesos EDA, o de análisis exploratorio de los datos, basados en un estudio detallado de cada una de las variables, observando la distribución de valores y su influencia sobre la variable objetivo. En el caso particular de las variables cuantitativas, fueron estudiadas de manera individual, detectando los valores fuera de rango, los valores perdidos, y tratándose en cada caso de manera específica con el fin de conseguir una homogeneidad, para posteriormente normalizar los datos. En lo referido a las variables cualitativas, se realizó una reagrupación de clases en las variables categóricas cuya concentración no alcanzase el 5 % de

individuos respecto de la población total, con el fin de equilibrar cada una de las clases. Por último, estas variables categóricas fueron transformadas mediante la creación de variables ficticias o *"dummys"* (Hardy, 1993).

A continuación, se dividió en dos subconjuntos de manera aleatoria, *train* y *test*, con un reparto del 70 y 30% respectivamente, manteniendo una proporción balanceada en cada subconjunto de muestras sísmicamente inducidas y de no inducidas. Ese reparto resulta la mejor de las relaciones entrenamiento/test para la mejora del rendimiento y validación de los diferentes modelos de *machine learning* empleados (Nguyen et al., 2021).

De forma complementaria se realizó una reducción de la dimensionalidad de las variables, realizando la técnica de reducción de componentes principales, con el fin de condensar la varianza expresada por el conjunto inicial de variables en un número menor de variables. Esta metodología construye una transformación lineal que escoge un nuevo sistema de coordenadas para el conjunto original de datos en el cual la varianza de mayor tamaño del conjunto de datos es capturada en el primer componente principal, la segunda varianza más grande en el segundo eje y así sucesivamente. Este tratamiento es particularmente útil para reducir la cantidad de variables a tratar. Su aplicación está altamente extendida, y en particular, en el cálculo de la susceptibilidad frente a deslizamientos en general, puesto que permite modelar mejor con métodos estadísticos avanzados (Faraji Sabokbar et al., 2014; Sun et al., 2018).

3.3 Selección de predictores

Una vez preparado el conjunto de datos de entrenamiento se procede a seleccionar aquellas variables que son relativamente importantes, es decir, aquellas que posean una verdadera relación con la variable a predecir, puesto que el empleo de demasiadas variables conllevaría a la adición de ruido a los modelos. Entre los diferentes métodos existentes de selección de variables se hace uso de los métodos "*wrapper*", ya que buscan dentro del conjunto de datos un subconjunto que maximice el rendimiento del predictor (Kohavi y John, 1997). Como métodos incorporados al estudio se emplean algoritmos de selección de variables basados en uso de *random forest, bootsrap averaging, árboles de decisión*, y gradient bootsting. En particular se emplean: Boruta Selection Model, Step Wise Foward and Backward Selection, Recursive Feature Elimination, Simulated anneling y Genetic Algorithms.

3.4 Modelos de *machine learning* empleados

Los modelos de aprendizaje automáticos utilizados han sido desarrollados en R software haciendo uso del conjunto de funciones auxiliares de entrenamiento - representación, y modelos de clasificación y regresión del paquete "Caret" (versión 6.0-90) creado por Kuhn (2016).

3.4.1 <u>Regresión logística (RL)</u>

Es uno de los algoritmos más utilizados para la creación de modelos de aprendizaje automático debido a su sencillez, alcanzando resultados muy satisfactorios en el análisis de susceptibilidad tanto a escala regional como escala local(García-Rodríguez et al., 2008; Chuang et al., 2021). Supone ser una extensión del modelo lineal. La regresión logística unidimensional solo puede correlacionar la probabilidad de una variable cualitativa binaria con una variable escalar, imposibilitando así su aplicación en caso de existir múltiples predictores.

3.4.2 <u>Random Forest (RF)</u>

Basado en la incorporación de la aleatoriedad de las variables usadas en la segmentación de cada nodo a partir de las características de los subconjuntos. Su principal atractivo es la alta capacidad de generalización, y su elevada tasa de acierto en problemas que cuenten con multitud de variables explicativas. Utilizado y aceptado en multitud de disciplinas, entre ellas geología para la evaluación de la susceptibilidad de deslizamientos de tierra (Guo et al., 2016). Se ha demostrado su superioridad en el análisis de susceptibilidad de deslizamientos de tierra a nivel mundial (He et al., 2021). Su principal inconveniente radica en la elevada dificultad de interpretación o el mal funcionamiento en presencia de una baja cantidad de datos, aparte de la elevada cantidad de recursos computacionales necesarios.

3.4.3 <u>Red Neuronal Artificial (RNA)</u>

Basados en la aplicación de un sumador de estímulos externos que, por medio de la función no lineal de activación, permite tomar decisiones de los datos suministrados. Los algoritmos actuales se basan en la neurona con retro propagación propuesta por Werbos (1990), en particular en la formulación matemática de neurona multicapa con "*backpropagation*" promediada. Su utilidad es variada, pero también se ha demostrado su utilidad en la evaluación de los fenómenos de susceptibilidad de deslizamientos de tierra, donde se ha comparado su capacidad predictora con otros algoritmos de elevada reputación (Bragagnolo et al., 2020; Dao et al., 2020). Como características destacables cabe mencionar su poder resiliente, y su tolerancia a fallos. Por contraposición, posee ciertas limitaciones, como la imposibilidad de interpretación del aprendizaje.

3.4.4 Support Vector Machine (SVM)

Estos algoritmos tienen por objetivo encontrar un hiper plano que separe linealmente, y de la mejor manera posible, una distribución binaria. Su aplicabilidad no solo se reduce a problemas monoclase, como en el caso de los deslizamientos sísmicamente inducidos (Marjanović et al., 2011; Taner San, 2014), sino que puede ser empleado en la resolución de problemas multiclase (Watkins y Holloway, 1999), pero recurriendo a una reducción binaria. Su fundamento se encuentra basado en la transformación de características mediante funciones de núcleo: lineal, polinomial y sigmoidal(Boser et al., 1992; Cortes et al., 1995), las cuales asignan los datos a un espacio dimensional diferente, con la intención de separar las clases con mayor facilidad, puesto que simplifica así los límites de decisión no lineal a límites lineales en el espacio característico.

3.5 Validación del modelo

Las validaciones de los modelos conllevaron dos fases diferenciadas. La primera consiste en una validación de los resultados estadísticos por parte de los modelos de aprendizaje automático, mediante el empleo del subconjunto de 1864 deslizamientos de prueba. Como métricas de clasificación se usaron la matriz de confusión, valores de precisión (AUC), el área bajo la curva del receptor (ROC) y el coeficiente Kappa. Una vez realizado esta fase de validación estadística, se procedió a su calificación en base las métricas realizadas.

La siguiente fase de validación partió de esta calificación de los modelos estadísticos, con el fin de comprobar que los modelos con mejores puntuaciones tenían los mismos o similares aciertos que los obtenidos en las predicciones realizadas con la metodología clásica. Partiendo de los mapas de peligrosidad en términos de probabilidad 0 - 1, se estableció un umbral de probabilidad común a todos los modelos, el cual permitiera discriminar áreas inestables de las que no. Este valor fue usado con el fin de obtener el *Total Area Covered* (TAC), y el *Ground Failure Capture* (GFC). El TAC expresa el cociente del área con deslizamientos predichos entre el área total de estudio. El GFC la proporción entre la cantidad de inestabilidades predichas, y el número total de los deslizamientos co-sísmicos realmente registrados. Por último, el coeficiente que permite realizar la validación corresponde al SR o *Success Rate*, que corresponde con el productorio entre el GFC y la resta entre el GFC-TAC, donde a mayor cantidad del coeficiente mayor coherencia entre la predicción estadística y la realidad física.

4. **RESULTADOS**

4.1 Parámetros de control de deslizamiento

Tras realizar un análisis de los datos de partida se observó que los deslizamientos sísmicamente inducidos se desencadenaron principalmente en materiales arcillosos y carbonáticos, cuyo valor promedio de pendiente era de 31°. Además, se observó que la mitad de los deslizamientos sismo-inducidos se encontraron a una distancia de 2,79 km del plano de falla y a 3,72 km del epicentro del terremoto. En lo relativo a su ubicación, estos se emplazaron en términos promedios a 1,50 km de distancia de las vías de comunicación, y a 500 m de los cauces fluviales, situándose a una elevación media de 493 m.

4.2 Preparación del conjunto de datos de entrenamiento

Una de las variables categóricas estudiadas presenta una distribución en clases desajustadas, por lo que se recategorizó la variable "morfología" agrupando tres clases en una sola, codificada como "agrupada" que recoge a las clases denominadas: "Cauces a media ladera y valles pocos profundos", "Cauces en cabecera y cabeceras de cuencas", y "Crestas a media ladera y pequeñas montañas en planicies". Del mismo modo, la variable continua del desplazamiento de Newmark se optó por agruparse en tres intervalos de desplazamiento (Dn<1; 1<=Dn<=15; Dn>15), con el fin de disminuir la alta cantidad de valores atípicos presentes en la variable. Tras haber depurado y normalizado los datos, se crearon un total de 15 nuevas variables "dummys" a partir de las variables categóricas, teniendo así un total de 30 variables. Por contraposición se observó una alta correlación entre varias variables, con valores de covarianza superiores al 75%, por lo que se decidió descartar las variables al superar el 70% de correlación, como habitualmente se hace en estadística, eliminándose así las variables *distancia_vial, dist_epi, curvar, fs, z y sr08_1cat2.menor_1* con el fin de evitar introducir ruido.

La transformación de los datos en nuevas componentes se realizó condensando la información en 14 nuevas variables, que explicaban el 87,37 % de la varianza respecto del total (Tabla 2). Estas nuevas componentes principales denominadas "CP_" permiten obtener los nuevos valores de las 14 componentes, por medio de la aplicación de los coeficientes que multiplican al valor guardado en el dato original.

| - | CP1 | CP2 | СРЗ | CP4 | CP5 | CP6 | CP7 | CP8 | CP9 | CP10 | CP11 | CP12 | CP13 | CP14 |
|--|---------|---------|-----------|---------|---------|---------|---------|---------|-----------|---------|---------|---------|---------|---------|
| dist_falla | 0.0872 | 0.2976 | 0.0588 | -0.3687 | -0.0365 | -0.0459 | -0.0341 | -0.0686 | -8.00E-04 | -0.0308 | 0.0285 | 0.2105 | 0.0899 | 0.0899 |
| dist_vial | 0.3221 | 0.0767 | 0.0109 | 0.2089 | 0.0779 | -0.0904 | -0.0832 | -0.073 | -0.0112 | -0.0656 | 0.065 | 0.1817 | 0.0432 | 0.0432 |
| dist_cauce | 0.2355 | 0.0652 | 0.0052 | 0.2591 | 0.1566 | 0.0071 | 0.0417 | 0.0106 | 0.0506 | 0.0374 | -0.1028 | -0.0654 | -0.0252 | -0.0252 |
| dist_epi | 0.1695 | 0.3363 | 0.0645 | -0.3274 | 0.086 | -0.0166 | -0.0131 | -0.0101 | 0.05 | -0.0249 | -0.1035 | 0.0356 | 0.073 | 0.073 |
| pend | 0.2093 | -0.3335 | -0.0885 | -0.0604 | 0.1735 | 0.0713 | 0.078 | -0.0657 | 0.04 | -0.0676 | -0.0328 | 0.0793 | -0.0794 | -0.0794 |
| orient | 0.0127 | -0.0383 | 0.0063 | 0.0342 | -0.1341 | -0.0321 | 0.1938 | 0.0883 | 0.0892 | 0.237 | 0.4777 | 0.7242 | 0.116 | 0.116 |
| curvar | 0.0085 | -0.1065 | 0.5291 | 0.0077 | -0.0211 | 0.0361 | -0.0289 | -0.0091 | 0.0017 | -0.0221 | -0.032 | 0.0125 | 0.0286 | 0.0286 |
| pla | 0.0156 | -0.1128 | 0.4045 | 0.0041 | 0.0078 | 0.0504 | 0.0027 | 0.0402 | 0.0151 | -0.0219 | 0.0528 | -0.0489 | 0.0903 | 0.0903 |
| perfil | -0.0038 | 0.0764 | -0.489 | -0.0111 | 0.0346 | -0.0189 | 0.0463 | 0.0383 | 0.0179 | 0.0211 | 0.0772 | -0.0516 | 0.0263 | 0.0263 |
| rugos | -0.0451 | 0.28 | -0.0311 | 0.1656 | 0.0246 | 0.5264 | -0.0094 | -0.0058 | 0.0335 | -0.0422 | -0.0539 | 0.0461 | -0.0726 | -0.0726 |
| ac | 0.2098 | 0.0217 | 0.0067 | 0.0831 | -0.4915 | -0.065 | 0.0187 | 0.1942 | -0.0884 | 0.0422 | 0.1429 | -0.2892 | 0.0159 | 0.0159 |
| fs | -0.3026 | -0.1868 | -0.0221 | 0.2961 | 0.033 | -0.0403 | 0.0416 | -0.0312 | -0.0367 | 0.0274 | 0.13 | 0.0293 | -0.0707 | -0.0707 |
| ia | -0.2925 | -0.2277 | -0.0377 | 0.3297 | 0.0213 | -0.0164 | 0.0314 | -0.0185 | -0.0258 | 0.0244 | 0.0809 | -0.0121 | -0.0627 | -0.0627 |
| pga | 0.3817 | 0.0089 | 0.0082 | 0.1792 | 0.1276 | -0.0491 | -0.0043 | -0.0545 | 0.0116 | -0.0157 | 0.0141 | 0.0732 | -0.0205 | -0.0205 |
| z | 0.3817 | 0.0089 | 0.0082 | 0.1792 | 0.1276 | -0.0491 | -0.0043 | -0.0545 | 0.0116 | -0.0157 | 0.0141 | 0.0732 | -0.0205 | -0.0205 |
| geologia.carbonatos | 0.1454 | -0.005 | 0.0383 | -0.2081 | 0.1567 | 0.0984 | 0.3043 | 0.171 | -0.03 | 0.4773 | 0.2463 | -0.2799 | -0.3916 | -0.3916 |
| geologia.cuarcitas_esquistos | 0.1769 | 0.0217 | -0.0179 | 0.2209 | 0.1147 | -0.0569 | -0.4593 | -0.2682 | -0.2043 | -0.0939 | 0.2398 | -0.096 | 0.0775 | 0.0775 |
| geologia.conglomerados_areniscas_arcillas | 0.1076 | -0.0075 | -0.0194 | 0.2592 | -0.1609 | -0.1218 | 0.3519 | 0.283 | 0.3296 | -0.1395 | -0.4705 | 0.0996 | 0.1615 | 0.1615 |
| geologia.margas | -0.0505 | -0.2189 | -0.0658 | -0.2475 | -0.419 | 0.1406 | -0.2045 | -0.0314 | -0.0922 | -0.2111 | 0.0101 | 0.0782 | 0.1655 | 0.1655 |
| geologia.aluvial | -0.2908 | 0.1986 | 0.0593 | 0.0294 | 0.3044 | -0.0727 | 0.0139 | -0.13 | 0.0058 | -0.0108 | -0.0213 | 0.1496 | -0.0214 | -0.0214 |
| landform.canones_y_barrancos_muy_profundos | 0.0145 | -0.0771 | -0.3547 | -0.1163 | -0.0093 | -0.4778 | 0.0146 | -0.0683 | -0.1555 | 0.0524 | -0.1141 | 0.0327 | -0.0472 | -0.0472 |
| landform.cimas_de_montanas_y_crestas_altas | 0.046 | -0.2445 | 0.3485 | -0.118 | 0.0496 | -0.3213 | 0.0293 | -0.0795 | 0.0523 | 0.0322 | -0.0024 | -0.0495 | -0.0019 | -0.0019 |
| landform.valles_en_forma_de_U | 0.0242 | 0.0159 | -0.0563 | 0.0371 | -0.1702 | 0.1119 | -0.458 | 0.0821 | 0.6435 | 0.0843 | 0.077 | 0.0271 | -0.3377 | -0.3377 |
| landform.planicies | -0.2456 | 0.1903 | 0.0539 | 0.004 | 0.2653 | 0.016 | -0.036 | 0.0317 | 0.0652 | 0.0399 | -0.1233 | 0.0146 | 0.1429 | 0.1429 |
| landform.laderas_abiertas | 0.068 | 0.1235 | 0.018 | 0.1125 | -0.2896 | 0.2842 | 0.409 | -0.5021 | -0.199 | -0.1074 | 0.001 | 0.0107 | -0.1348 | -0.1348 |
| landform.laderas_altas_y_mesetas | 0.0722 | -0.0202 | -6.00E-04 | 0.0647 | 0.1106 | 0.2236 | -0.1586 | 0.6314 | -0.4866 | -0.0188 | -0.0368 | 0.1286 | 0.0745 | 0.0745 |
| landform.agrupado | 0.0364 | -0.0569 | -0.1061 | -0.0351 | 0.1798 | 0.1332 | 0.1849 | 0.0223 | 0.294 | -0.1069 | 0.4092 | -0.338 | 0.6357 | 0.6357 |
| sr08_1.menor_1 | -0.1034 | 0.3755 | 0.1115 | 0.1698 | -0.145 | -0.2778 | 0.0308 | 0.1203 | -0.0319 | -0.0945 | 0.1997 | -0.1061 | -0.0493 | -0.0493 |
| sr08_1.de_1_a_15 | 0.0431 | -0.1075 | -0.038 | 0.0551 | -0.0907 | 0.1473 | -0.1656 | -0.214 | -0.0383 | 0.7011 | -0.3217 | 0.0192 | 0.3672 | 0.3672 |
| sr08_1.mayor_igual_15 | 0.087 | -0.3439 | -0.0987 | -0.2145 | 0.208 | 0.2158 | 0.0609 | -0.008 | 0.0561 | -0.2968 | -0.0325 | 0.1035 | -0.1556 | -0.1556 |

 Tabla 2.- Ecuaciones resultantes de la reducción de la dimensionalidad por las componentes principales.

4.3 Selección de predictores

Se crearon un total de 6 *sets* de predictores, 5 procedentes de la aplicación de diferentes modelos de selección, y 1 constituido por todas las variables (Tabla 3). El primer *set* fue elaborado a partir de los bosques aleatorios (*Modelo Boruta*) resultando una selección de 7 variables. El segundo *set* fue elaborado a partir del método *Step Wise Foward and Backward* Selection, resultando una selección de 12 variables. El tercer *set* fue elaborado a partir de la eliminación recursiva de variables resultando una selección de 18 variables. El cuarto *set* fue elaborado a partir del recocido de variables, resultando una selección de 17 variables. El quinto *set* fue elaborado a partir de la aplicación del algoritmo genético, resultando una selección de 17 variables. El cuarto *set* fue elaborado a partir de la aplicación del algoritmo genético, resultando una selección de 17 variables. En el caso del análisis mediante componentes principales se utilizaron un único *set* correspondiente a las 14 variables creadas anteriormente (Tabla 2).



Tabla 3.- Tabla de distribución de variables porcada uno de los sets disponibles en el estudio.

4.4 Modelos y validación estadística

Cada modelo ha sido entrenado de manera independiente, usando los de manera individual cada uno de los 6 *sets* de predictores, seleccionando como modelo finalista aquel modelo que mejor puntuación adquiere en dos de tres de los indicadores de precisión de las pruebas test (Tabla 4).

| MODELO | PREDICTOR | | TRAIN | | | TEST | |
|---------|-----------|-----------|-------|-------|-----------|-------|-------|
| | | Accurancy | Карра | RoC | Accurancy | Карра | RoC |
| rna | set_3 | 0.909 | 0.817 | 0.956 | 0.914 | 0.827 | 0.913 |
| rna_cp | | 0.898 | 0.797 | 0.954 | 0.901 | 0.801 | 0.899 |
| rl | set_4 | 0.857 | 0.715 | 0.929 | 0.879 | 0.758 | 0.878 |
| rl_cp | | 0.844 | 0.688 | 0.919 | 0.848 | 0.695 | 0.848 |
| rf | set_3 | 0.922 | 0.844 | 0.972 | 0.925 | 0.850 | 0.924 |
| rf_cp | | 0.890 | 0.829 | 0.953 | 0.892 | 0.784 | 0.891 |
| svml | set_4 | 0.858 | 0.716 | 0.929 | 0.880 | 0.759 | 0.879 |
| svml_cp | | 0.843 | 0.686 | 0.918 | 0.848 | 0.695 | 0.848 |
| svmr | set_4 | 0.898 | 0.796 | 0.952 | 0.909 | 0.818 | 0.908 |
| svmr_cp | | 0.878 | 0.757 | 0.941 | 0.896 | 0.792 | 0.895 |

Tabla 4.- Resumen de las métricas obtenidas en las fases de prueba y validación de los diferentes modelos, con cadauno de los sets de predictores disponibles.

Es destacable que todos los modelos adquieren puntuaciones elevadas en los indicadores de precisión, no siendo inferiores nunca en al 70%, lo que puede traducirse como un auténtico existo. Se selecciona el modelo estadístico el de *Random Forest* (rf_rf_mod3) como mejor modelo entre los entrenados debido a que adquiere la mayor puntuación relativa al indicador de precisión en ambos tres indicadores, y en segundo puesto, la versión de componentes principales del modelo de la red neuronal (red_avnnet_cp).
4.5 Validación y comparativa con otras metodologías

Partiendo de la selección de los mejores modelos en términos estadísticos, es importante no conformarnos con estos resultados preliminares, siendo obligatorio contrastarse mediante otros métodos que nos permitan contrastar estos resultados sobre la realidad. Uno de estos métodos es el propuesto por Rodríguez-Peces et al., (2020). Esta metodología permite comparar el resultado del éxito estadístico frente a los métodos clásicos (Tabla 5). Tras su aplicación se observa que los resultados estadísticos no es un criterio puramente objetivo, ya que se observa que ciertos modelos como el *rna_cp* adquiere la mayor puntuación del indicador *SR*, a pesar de que estadísticamente adquiere una puntuación en los indicadores estadísticos que no sugería que fuera el mejor de los modelos predictivos. Por contraposición, el mejor modelo estadístico, se confirma que es el peor de los modelos, ya que sus predicciones no consiguen modelizar de manera eficaz los deslizamientos.

| MODELO | %TAC | %GFC | %GFC - %TAC | %SR |
|---------|-------|-------|-------------|-------|
| rna_cp | 19.85 | 90.27 | 70.42 | 63.57 |
| svmr_cp | 19.66 | 89.88 | 70.22 | 63.12 |
| rl_cp | 19.91 | 86.38 | 66.48 | 57.42 |
| svml_cp | 19.65 | 85.21 | 65.56 | 55.87 |
| rf_cp | 16.08 | 81.71 | 65.63 | 53.63 |
| svmr | 11.53 | 74.71 | 63.18 | 47.20 |
| rna | 11.22 | 74.32 | 63.10 | 46.90 |
| svml | 13.95 | 74.32 | 60.36 | 44.86 |
| rl | 13.81 | 73.93 | 60.12 | 44.45 |
| rf | 3.57 | 39.69 | 36.12 | 14.33 |

Tabla 5.- Resumen de la comparativa de cada modelo mediante la metodología clásica.

En la Figura 4 se realiza la comparativa de los mejores modelos estadísticos obtenidos en este estudio, es decir, el modelo SVMR (Figura 4.a) y el modelo Red Neuronal Artificial derivado del análisis de componentes principales (Figura 4.b), frente a los resultados obtenidos mediante la metodología del árbol probabilista realizado anteriormente en la misma zona de estudio (Rodríguez-Peces et al., 2020) considerando los métodos clásicos (Figura 4.c).



Figura 4.- Comparativa de los mejores modelos estadísticos en términos de probabilidad de deslizamiento co-sísmico frente al mejor modelo obtenido mediante la metodología de árbol probabilista (Rodríguez-Peces et al., 2020).

En el caso de la metodología en árbol se observa la presencia de una gran extensión de terreno que no puede ser predicho en términos de desplazamiento, obteniendo valores del *Success Rate* sensiblemente inferiores respecto de la nueva metodología aplicada en el presente artículo. En lo referido a los mapas derivados en términos de probabilidad se observa como diferencia sustancial que el análisis de componentes principales aporta más información respecto de su homólogo, obteniendo una visión más pesimista al contener mayores áreas con probabilidad superior al 70 %.

5. CONCLUSIONES

- El *set* de predictores propuesto por el algoritmo de recocido de variables, es el que mejor funciona con los diferentes modelos *de machine learning* a nivel estadístico, a pesar de que el *set* de predictores obtenido mediante la metodología de eliminación recursiva de variables consigue elegir las mejores variables que contrastan con los modelos físicos.
- El análisis de componentes principales resulta la mejor manera de poder aproximarse estadísticamente a la realidad, ya que permite retener la información de una manera más eficaz, que el tratamiento de manera independiente de cada variable.
- Se observa que la metodología clásica se aproxima a la realidad de una manera más pobre, que los modelos basados en la estadística avanzada, siendo quizás estos más indicados para la elaboración preliminar de mapas que permitan discriminar cuál de las áreas tiene que ser investigada mediante la metodología de componentes principales, concentrando así los recursos en estas zonas.
- Se demuestra la necesidad de comprobar los resultados arrojados por los modelos de *machine learning*, por medio de un inventario de deslizamientos co-sísmicos, ya que los modelos estadísticos pueden sobreajustar mostrando resultados contradictorios o en el peor de los casos hasta falsos, por lo que la metodología propuesta por Rodríguez-Peces et al., (2020) permite acercarse más a la realidad objetiva de las predicciones al contrastar los resultados con los modelos clásicos.

REFERENCIAS

- Alfaro, P., Delgado, J., García-Tortosa, F. J., Lenti, L., López, J. A., López-Casado, C., & Martino, S. (2012). Widespread landslides induced by the Mw 5.1 earthquake of 11 May 2011 in Lorca, SE Spain. *Engineering Geology*, 137–138, 40–52. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.04.002
- Boser, B. E., Guyon, I. M., & Vapnik, V. N. (1992). Training algorithm for optimal margin classifiers. Proceedings of the Fifth Annual ACM Workshop on Computational Learning Theory, 144–152. https://doi.org/10.1145/130385.130401
- Bragagnolo, L., Silva, R. V. da, & Grzybowski, J. M. V. (2020). Artificial neural network ensembles applied to the mapping of landslide susceptibility. *Catena*, 184. https://doi.org/10.1016/j.catena.2019.104240
- Carabella, C., Cinosi, J., Piattelli, V., Burrato, P., & Miccadei, E. (2022). Earthquake-induced landslides susceptibility evaluation: A case study from the Abruzzo region (Central Italy). *Catena*, 208. https://doi.org/10.1016/j.catena.2021.105729
- Carreño-Tibaduiza, M. L., & Barbat, A. H. (2006). Técnicas innovadoras para la evaluación del riesgo sísmico y su gestión en centros urbanos: Acciones ex ante y ex post.
- Chen, W., Xie, X., Peng, J., Shahabi, H., Hong, H., Bui, D. T., Duan, Z., Li, S., & Zhu, A. X. (2018). GIS-based landslide susceptibility evaluation using a novel hybrid integration approach of bivariate statistical based random forest method. *Catena*, *164*, 135–149. https://doi.org/10.1016/j.catena.2018.01.012
- Chuang, R. Y., Wu, B. S., Liu, H. C., Huang, H. H., & Lu, C. H. (2021). Development of a statistics-based nowcasting model for earthquake-triggered landslides in Taiwan. *Engineering Geology*, 289. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106177
- Cortes, C., Vapnik, V., & Saitta, L. (1995). Support-Vector Networks Editor. In *Machine Learning* (Vol. 20). Kluwer Academic Publishers.
- D'Amato Avanzi, G., Giannecchini, R., & Puccinelli, A. (2004). The influence of the geological and geomorphological settings on shallow landslides. An example in a temperate climate environment: The June 19, 1996 event in northwestern Tuscany (Italy). *Engineering Geology*, 73(3–4), 215–228. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.01.005
- Dao, D. van, Jaafari, A., Bayat, M., Mafi-Gholami, D., Qi, C., Moayedi, H., Phong, T. van, Ly, H. B., Le, T. T., Trinh, P. T., Luu, C., Quoc, N. K., Thanh, B. N., & Pham, B. T. (2020). A spatially explicit deep learning neural

network model for the prediction of landslide susceptibility. *Catena*, 188. https://doi.org/10.1016/j.catena.2019.104451

- Faraji Sabokbar, H., Shadman Roodposhti, M., & Tazik, E. (2014). Landslide susceptibility mapping using geographically-weighted principal component analysis. *Geomorphology*, 226, 15–24. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2014.07.026
- García-Rodríguez, M. J., Malpica, J. A., Benito, B., & Díaz, M. (2008). Susceptibility assessment of earthquaketriggered landslides in El Salvador using logistic regression. *Geomorphology*, 95(3–4), 172–191. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2007.06.001
- Guo, F., Zhang, L., Jin, S., Tigabu, M., Su, Z., & Wang, W. (2016). Modeling anthropogenic fire occurrence in the boreal forest of China using logistic regression and random forests. *Forests*, 7(11). https://doi.org/10.3390/f7110250
- Hardy, M. A. (1993). Regression with Dummy Variables (SAGE, Ed.). SAGE Publications, Inc.
- He, Q., Wang, M., & Liu, K. (2021). Rapidly assessing earthquake-induced landslide susceptibility on a global scale using random forest. *Geomorphology*, 391. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2021.107889
- IGME Instituto Geológico y Minero de España. (2011). Informe geológico preliminar del terremoto de Lorca del 11 de mayo del año 2011, 5.1 M w.
- Kohavi, R., & John, G. H. (1997). Wrappers for feature subset selection. *Artificial Intelligence*, 97, 273–324. http://robotics.stanford.edu/
- López-Comino, J. Á., Mancilla, F. D. L., Morales, J., & Stich, D. (2012). Rupture directivity of the 2011, Mw 5.2 Lorca earthquake (Spain). *Geophysical Research Letters*, *39*(3). https://doi.org/10.1029/2011GL050498
- Marjanović, M., Kovačević, M., Bajat, B., & Voženílek, V. (2011). Landslide susceptibility assessment using SVM machine learning algorithm. *Engineering Geology*, 123(3), 225–234. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.09.006
- Masana, E., Martínez-Díaz, J. J., Hernández-Enrile, J. L., & Santanach, P. (2004). The Alhama de Murcia fault (SE Spain), a seismogenic fault in a diffuse plate boundary: Seismotectonic implications for the Ibero-Magrebian region. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 109(B1). https://doi.org/10.1029/2002jb002359
- Nam, K., & Wang, F. (2020). An extreme rainfall-induced landslide susceptibility assessment using autoencoder combined with random forest in Shimane Prefecture, Japan. *Geoenvironmental Disasters*, 7(1). https://doi.org/10.1186/s40677-020-0143-7
- Newmark, N. M. (1965). Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. Géotechnique, 15(2), 139-160.
- Nguyen, Q. H., Ly, H. B., Ho, L. S., Al-Ansari, N., van Le, H., Tran, V. Q., Prakash, I., & Pham, B. T. (2021). Influence of data splitting on performance of machine learning models in prediction of shear strength of soil. *Mathematical Problems in Engineering*, 2021. https://doi.org/10.1155/2021/4832864
- Rodríguez-Peces, M. J., García-Mayordomo, J., & Martínez-Díaz, J. J. (2014). Slope instabilities triggered by the 11th May 2011 Lorca earthquake (Murcia, Spain): comparison to previous hazard assessments and proposition of a new hazard map and probability of failure equation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *12*(5), 1961–1976. https://doi.org/10.1007/s10518-013-9509-5
- Rodríguez-Peces, M. J., García-Mayordomo, J., Martínez-Díaz, J. J., & Tsige, M. (2012). Inestabilidades de ladera provocadas por el terremoto de Lorca de 2011 (Mw 5,1): comparación y revisión de estudios de peligrosidad de movimientos de ladera por efecto sísmico en Murcia. *Boletín Geológico y Minero*, 123(4), 459–472.
- Rodríguez-Peces, M. J., Román-Herrera, J. C., Peláez, J. A., Delgado, J., Tsige, M., Missori, C., Martino, S., & Garrido, J. (2020). Obtaining suitable logic-tree weights for probabilistic earthquake-induced landslide hazard analyses. *Engineering Geology*, 275. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105743
- Sun, X., Chen, J., Bao, Y., Han, X., Zhan, J., & Peng, W. (2018). Landslide susceptibility mapping using logistic regression analysis along the Jinsha river and its tributaries close to Derong and Deqin County, southwestern China. *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 7(11). https://doi.org/10.3390/ijgi7110438
- Taner San, B. (2014). An evaluation of SVM using polygon-based random sampling inlandslide susceptibility mapping: The Candir catchment area(western Antalya, Turkey). *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 26(1), 399–412. https://doi.org/10.1016/j.jag.2013.09.010
- Turner, A. K., & Schuster, R. L. (1996). Landslides: Investigation and Mitigation (Frist edicition). Transportation Research Board.
- Watkins, C., & Holloway, R. (1999). Support Vector Machines for Multi-Class Pattern Recognition A reversible MCMC model of sexual evolution: practical genetic algorithms with closed-form stationary distributions View project. https://www.researchgate.net/publication/221166057
- Werbos, P. J. (1990). Backpropagation Through Time: What It Does and How to Do It. *Proceedings of the IEEE*, 78(10), 1150–1560. https://doi.org/10.1109/5.58337
- Xu, C., Dai, F., Xu, X., & Lee, Y. H. (2012). GIS-based support vector machine modeling of earthquake-triggered landslide susceptibility in the Jianjiang River watershed, China. *Geomorphology*, *145–146*, 70–80. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2011.12.040
- Yilmaz, I. (2010). Comparison of landslide susceptibility mapping methodologies for Koyulhisar, Turkey: Conditional probability, logistic regression, artificial neural networks, and support vector machine. *Environmental Earth Sciences*, 61(4), 821–836. https://doi.org/10.1007/s12665-009-0394-9
- Zhou, S., & Fang, L. (2015). Support vector machine modeling of earthquake-induced landslides susceptibility in central part of Sichuan province, China. *Geoenvironmental Disasters*, 2(1). https://doi.org/10.1186/s40677-014-0006-1

ELABORACIÓN DE MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD DE DESLIZAMIENTOS EN LA ZONA DE CUENCA, ECUADOR MEDIANTE LA APLICACIÓN DE UNA RED NEURONAL ARTIFICIAL

Esteban BRAVO-LÓPEZ (1,2), Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO (1,3), Chester SELLERS (2) y Jorge DELGADO GARCÍA (1)

 (1) Grupo de Sistemas Fotogramétricos y Topométricos
 Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría Universidad de Jaén
 pebl0001@red.ujaen.es; tfernan@ujaen.es; jdelgado@ujaen.es

(2) Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador (IERSE). Vicerrectorado de Investigaciones. Universidad del Azuay – Ecuador. pbravo@uazuay.edu.ec

(3) Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra, Energías y Medio Ambiente. Universidad de Jaén.

RESUMEN

El análisis de riesgos naturales constituye un eje fundamental para el desarrollo. Por ello, es necesario aprovechar los recursos disponibles que permitan evaluarlos cabalmente, acorde a la realidad de cada territorio. Un recurso importante es la información geográfica pues permite planificar y gestionar los riesgos naturales a los que una población está expuesta. Dentro de las amenazas más destructivas están los deslizamientos de tierra, cuyo tratamiento requiere de un amplio estudio para su prevención y mitigación. En esta investigación se obtuvieron mapas de susceptibilidad de deslizamientos rotacionales para la zona aledaña a Cuenca (Ecuador), aplicando una red neuronal artificial mediante diferentes algoritmos de retropropagación, un inventario de deslizamientos y 10 factores condicionantes. Los resultados obtenidos reflejaron un buen ajuste de los datos y una capacidad predictiva aceptable para todos los algoritmos implementados; lo cual permite analizar la susceptibilidad de deslizamientos en la zona de estudio mediante productos cartográficos adecuados.

1. INTRODUCCIÓN

Las amenazas causadas por fenómenos naturales generan desastres e ingentes pérdidas en varios aspectos (Schuster, 1996; Varnes, 1984). Estas pérdidas van ligadas al crecimiento poblacional sobre todo en áreas urbanas, lo que ha implicado el incremento de asentamientos y líneas de vida en zonas peligrosas y la propensión a sufrir los efectos de dichas amenazas (UNDRR, 2019). Debido a que los peligros causados por fenómenos naturales ocurren espacialmente, su análisis también debe ser espacial, lo cual ha permitido establecer diversas metodologías como la generación de mapas de susceptibilidad a ciertos riesgos.

Una de las amenazas que causa grandes impactos a nivel mundial son los deslizamientos de tierra (Conforti et al., 2014); considerados como amenazas destructivas por su imprevisibilidad y debido a que su probabilidad de ocurrencia no se distribuye uniformemente en el espacio (Bandara et al., 2020). Debido a su complejidad, estos eventos se clasifican de acuerdo a varios criterios (Varnes 1978; Hungr et al., 2014); uno de ellos es por el tipo de movimiento, que permite diferenciar de forma básica entre desprendimientos, deslizamientos y flujos.

La susceptibilidad de deslizamientos es la probabilidad de ocurrencia espacial de estos eventos, de acuerdo a la relación entre la distribución de deslizamientos ocurridos anteriormente y las características de diversos factores geoambientales del área de estudio (Brabb, 1984). Si bien la tarea de identificación y mitigación de estos eventos suele ser difícil y desafiante por estar sometida a incertidumbre (Corominas, 2006), es necesario abordar un enfoque preventivo que permita predecir de la manera más precisa posible dicha susceptibilidad, con el fin de tomar las medidas necesarias para atenuar las pérdidas que este fenómeno puede causar (Bandara et al., 2020).

En los últimos años, los avances generados a nivel estadístico y computacional han permitido implementar diversas metodologías (Di Napoli et al., 2020), aunque aún no existe un método específico de evaluación. Una metodología geoespacial aplicada a nivel mundial para evaluar la susceptibilidad de deslizamientos, es la elaboración de *Landslide Susceptibility Mapping* (LSM), que permite visualizar la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en un sector, con base en las características de este (Brabb, 1984; Varnes, 1984; Fell et al., 2008; Bandara et al., 2020) y puede elaborarse de manera cualitativa o cuantitativa.

Los métodos cuantitativos computacionales se abordan generalmente con el Aprendizaje Automático (*Machine Learning*) cuyo objetivo principal es aprender de un conjunto de datos y generar un resultado con nuevo conocimiento (Deparday et al., 2019). La principal ventaja de estos métodos es manejar cualquier tipo de variable (Pourghasemi & Rahmati, 2018), lo cual permite obtener resultados satisfactorios en cuanto a susceptibilidad de deslizamientos, en comparación con otros métodos como los estadísticos (Dou et al., 2015) pues estos requieren grandes cantidades de datos (Pham et al., 2016) y son limitados por su análisis lineal (Huang et al., 2020).

Los métodos basados en *Machine Learning* se materializan mediante la implementación de diferentes algoritmos aplicables a LSM. Un método de amplia aplicación son las redes neuronales artificiales (ANN, en inglés), que es el método implementado en este trabajo y con el cual se han generado diversos estudios en diferentes lugares (Yilmaz, 2009; Pradhan & Lee, 2010; Dou et al., 2015; Tien Bui et al., 2016). Para la implementación de una red neuronal artificial enfocada en LSM, será necesario contar con un inventario de deslizamientos, además de un conjunto de factores condicionantes que pueden ser morfológicos, geológicos, de cobertura de suelo o hidrológicos. Con base en esta información se deben generar conjuntos de entrenamiento y prueba para construir el modelo (Pham et al., 2016; Tien Bui et al., 2016). Además, será imprescindible configurar los diferentes hiperparámetros de la red para obtener resultados tanto a nivel del grado de ajuste de los datos, como la capacidad predictiva del modelo y con ello, elaborar posteriormente los LSM de la zona de estudio.

En este trabajo se ha aplicado una metodología específica basada en *Machine Learning* (ANN) para obtener modelos de susceptibilidad a deslizamientos rotacionales ocurridos en la zona aledaña a la ciudad de Cuenca, Ecuador, la cual es propensa a la ocurrencia de estos eventos, debido a su ubicación en una zona montañosa. Se evaluaron distintos algoritmos de retropropagación (RPROP+, RPROP-, SAG, SLR y Backprop) mediante el paquete *neuralnet* del lenguaje R; siguiendo las etapas recomendadas para un análisis adecuado de susceptibilidad (Reichenbach et al., 2018) en la zona de estudio con base en un inventario de deslizamientos y 10 factores condicionantes. Finalmente se evaluó el rendimiento del modelo implementado mediante un proceso de validación y con el uso de herramientas de SIG, se elaboraron los LSM correspondientes, los cuales serán un elemento útil para una adecuada planificación y ordenamiento territorial.

2. ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio (Figura 1) corresponde netamente al área del inventario de deslizamientos y se ubica en un sector del cantón Cuenca (Ecuador), situado en la provincia de Azuay en el sur del país. Es una zona montañosa de la Cordillera de los Andes, con un rango de elevación que fluctúa entre 2,000 y 4,500 metros sobre el nivel del mar (msnm). Este cantón es uno de los más importantes del país; tiene una superficie aproximada de 3,100 km² y una población cercana a los 636,000 habitantes (Sellers et al., 2021). En cuanto a su morfología, el cantón cuenta con zonas altas y llanuras cuya altura promedio es de 2,853 msnm específicamente en la zona de estudio. Las condiciones climáticas del cantón varían entre periodos secos (de junio a noviembre) y de altos niveles de precipitación (de diciembre a mayo) con un promedio anual de 940 mm (Sellers et al., 2021). En cuanto a geología, el área de la ciudad de Cuenca corresponde a una cuenca intramontañosa andina. Los materiales consisten en una serie vulcano-sedimentaria, con depósito de materiales detríticos, como conglomerados, arenas, limos y arcillas, de edad Mioceno-Plioceno, entre los que se intercalan materiales volcánicos, como tobas andesíticas y riolíticas (Bristow, 1973; Miele et al., 2021; Sellers et al., 2021; Di Napoli et al., 2022).



Figura 1. Zona de estudio

En este trabajo se investigó específicamente la susceptibilidad a deslizamientos rotacionales, debido a que, en la zona de estudio, más del 75% de los deslizamientos registrados en el inventario son de esta clase (Miele et al., 2021; Sellers et al., 2021; Di Napoli et al., 2022). Este tipo de deslizamientos se caracterizan por tener una superficie de ruptura curva. Ocurren con frecuencia en suelos cohesivos con materiales homogéneos y en macizos rocosos muy fracturados (Corominas, 2006; Hungr et al., 2014) y se asocian a pendientes que varían entre 20 y 40 grados. Un detalle importante es que, al ser propensos a reactivación, su análisis debe ser específico para tomar las medidas de mitigación adecuadas (Corominas, 2006).

3. METODOLOGÍA

La metodología implementada se elaboró mediante las siguientes etapas: (i) obtención del inventario de deslizamientos; (ii) generación de factores condicionantes; (iii) obtención de conjuntos de datos de entrenamiento y prueba; (iv) implementación del algoritmo y configuración de hiperparámetros; (v) validación de resultados de los modelos; y (vi) generación de mapas de susceptibilidad. A continuación, se detalla brevemente cada una de ellas.

3.1 Obtención del inventario de deslizamientos

El inventario de deslizamientos se elaboró en 2019 con base en el inventario elaborado por el proyecto PRECUPA (Prevención Ecuador Cuenca-Paute) en 1994 debido al macro deslizamiento de La Josefina ocurrido en un sector cercano a la zona de estudio en marzo de 1993 (Basabe et al., 1996). El inventario cubrió una extensión de 380 km² y se dividió en 36 cuadrantes de 13.5 km² distribuidos de forma equitativa entre las zonas norte y sur del área mencionada para facilitar el levantamiento y verificación de la información. Básicamente el inventario se basó en trabajo de campo con la presencia *in situ* de personal técnico y en la aplicación de fotointerpretación e interferometría diferencial (DInSAR), especialmente para las zonas de difícil acceso.

3.2 Generación de factores condicionantes

La información aplicada en esta investigación se basó en los deslizamientos en sí y en factores geoambientales de la zona de estudio considerando que la ocurrencia de deslizamientos futuros de acuerdo a ciertas condiciones, es probable que se produzca en zonas donde han sucedido en el pasado (Brabb, 1984) y que la selección de factores debe basarse en las características de los deslizamientos y el entorno donde ocurren. En este trabajo se seleccionaron 10 factores condicionantes, con base en una revisión de literatura (Pourghasemi & Rossi, 2017; Reichenbach et al., 2018); que, de acuerdo al análisis de varias publicaciones relacionadas con LSM, determinaron los factores más utilizados en este tipo de estudios. Los factores seleccionados fueron: (i) factores morfológicos: elevación, pendiente, aspecto (orientación), curvatura, índice de poder erosivo de la corriente de agua (Stream Power Index, SPI) e índice topográfico de humedad (Topographic Wetness Index, TWI), derivados de un Modelo Digital de Elevación (MDE) con resolución espacial de tres metros; (ii) factores geológicos: litología, derivada del mapa geológico; (iii) factores de cobertura del suelo: land cover, obtenido a partir del mapa de coberturas de suelo y distancia a redes viales, obtenida mediante un algoritmo de distancia a partir de la red vial; y (iv) factores hidrológicos: distancia a ríos, obtenida a partir de la red hidrográfica de la zona. También se elaboró un análisis de correlación entre factores, con el fin de determinar que la influencia de estos sea alta en la implementación del modelo.

3.3 Obtención de conjuntos de datos de entrenamiento y prueba

El rendimiento de un modelo debe evaluarse mediante conjuntos de datos de entrenamiento (*training*) y prueba (*test*) (Pham et al., 2016; Tien Bui et al., 2016). En este estudio la división de los conjuntos de datos se realizó definiendo un 70 % para *training* y 30 % para *test*, la cual es una proporción común (Sahin, 2020). La consideración principal para generar los conjuntos de datos en este trabajo, fue obtener puntos mediante un muestreo aleatorio en zonas sin deslizamientos (catalogadas como 0) y en zonas con presencia de deslizamientos (catalogadas como 1) con base en los deslizamientos rotacionales del inventario y en las zonas sin deslizamientos. Además, para la generación de los conjuntos de datos, se tomaron en cuenta los valores numéricos de los 10 factores condicionantes, de acuerdo a la ubicación de los puntos aleatorios en zonas con y sin deslizamientos.

3.4 Implementación del algoritmo y configuración de hiperparámetros

Una red neuronal artificial (ANN) es un conjunto de nodos interconectados, útiles para modelar problemas con una compleja relación entre factores de análisis (Tien Bui et al., 2016). Su unidad central de procesamiento es la neurona, que realiza procedimientos matemáticos para generar un resultado con base en un conjunto de variables de entrada (Ciaburro & Venkateswaran, 2017). La aplicación de ANN en el análisis de susceptibilidad a deslizamientos es idónea, debido a que el fenómeno en mención es dinámico y no lineal (Huang et al., 2020). El método específico de ANN aplicado se denomina perceptrón multicapa (*Multi Layer Perceptron*, MLP) y consiste

básicamente en un conjunto de perceptrones organizados en capas que se conectan mediante sinapsis a las que se les asigna un peso (Günther & Fritsch, 2010). Los pesos de conexión entre las capas de entrada, las capas ocultas y la capa de salida son inicializados y luego actualizados mediante el algoritmo de retropropagación (Tien Bui et al., 2016), cuyo funcionamiento básico consiste en aplicar la regla de la cadena para calcular la influencia de cada peso en la ANN con respecto a una función de error arbitraria E (Riedmiller & Braun, 1993):

$$\frac{\partial E}{\partial w_{ij}} = \frac{\partial E}{\partial S_i} \frac{\partial S_i}{\partial net_i} \frac{\partial net_i}{\partial w_{ij}} \tag{1}$$

Donde w_{ij} es el peso de la neurona j a la neurona i, S_i es la salida y net_i es la suma ponderada de las entradas de la neurona i. Una vez calculada la derivada parcial, se logra minimizar la función de error mediante un descenso de gradiente simple (Riedmiller & Braun, 1993):

$$w_{ij}(t+1) = w_{ij}(t) - \epsilon \frac{\partial E}{\partial w_{ij}}(t)$$
⁽²⁾

Donde ϵ es la tasa de aprendizaje, que se relaciona con el tiempo necesario para que la red alcance la convergencia (Riedmiller & Braun, 1993). La Figura 2 muestra el diagrama de la ANN implementada en este trabajo.



Figura 2. Diagrama de ANN implementada.

Los hiperparámetros son parámetros que deben establecerse antes de iniciar el proceso de entrenamiento de la ANN (Merghadi et al., 2020). El hiperparámetro principal configurado fue *algorithm* para elegir el algoritmo de retropropagación que se aplicará. Es posible seleccionar entre *backpropagation* tradicional (Backprop); algoritmo con retropropagación resiliente (RPROP), que simplifica los parámetros necesarios para el aprendizaje y puede ser RPROP+ (*with weight backtracking*) o RPROP- (*without weight backtracking*) (Riedmiller & Braun, 1993); o algoritmo globalmente convergente modificado (GRPROP), basado en RPROP- (Fritsch et al., 2019) y que con base en la modificación de la tasa de aprendizaje puede ser SAG (*Smallest Absolute Gradient*) o SLR (*Smallest Learning Rate*) (Fritsch et al., 2019). Los hiperparámetros adicionales se seleccionaron de acuerdo a las características de *neuralnet* y fueron los mismos para cada algoritmo. Por otra parte, en el modelo se configuró una capa oculta compuesta por tres neuronas, pues con esta configuración se obtuvieron los mejores resultados. Un detalle importante es que la ejecución del modelo se realizó en un computador de alto rendimiento.

3.5 Validación de resultados de los modelos

El proceso de validación es importante para que el modelo y, en consecuencia, los mapas de

susceptibilidad derivados tengan un significado científico (Dou et al., 2015). Existen diversos métodos para evaluar tanto el ajuste de los datos como la capacidad predictiva del modelo. Los métodos comúnmente utilizados para evaluar modelos de susceptibilidad son la matriz de confusión y el área bajo la curva (AUC) ROC (*Receiver Operating Characteristic*) (Conforti et al., 2014; Xiao et al., 2020). AUC permite resumir cuantitativamente la curva ROC y con ello describir la capacidad de un modelo para predecir correctamente la ocurrencia o no ocurrencia de un evento (Dou et al., 2015), brindando la precisión de dicho modelo para predecir la susceptibilidad a deslizamientos (Conforti et al., 2014). El valor de AUC varía entre 0.5 y 1; con lo cual, un valor más alto indica una mejor tasa de precisión y por ende de confiabilidad en el modelo. Un valor menor a 0.5 indica que la predicción es una adivinación aleatoria (Conforti et al., 2014). El AUC se obtiene directamente en el procedimiento de aplicación de MLP tanto sobre la muestra de entrenamiento, que permite ir ajustando el modelo, como sobre la de prueba, que permite validar al modelo con una muestra independiente a la de entrenamiento.

3.6 Generación de mapas de susceptibilidad

Finalizada la ejecución de la ANN se obtienen los valores de predicción y es posible elaborar los mapas de susceptibilidad. Para ello, es necesario establecer los niveles de susceptibilidad con base en dichos valores, los cuales se obtuvieron mediante el método de clasificación *cuantiles* (Zhao & Chen, 2020), disponible en QGIS, *software* de SIG que, junto con SAGA y GRASS, fueron los utilizados en este trabajo. Los niveles de susceptibilidad definidos de acuerdo al método de clasificación antes descrito fueron cinco: Muy baja; Baja; Moderada (Media); Alta; y Muy alta. Los mapas de susceptibilidad obtenidos con cada algoritmo y con los niveles de susceptibilidad descritos anteriormente se observan en la Figura 4. Los mapas obtenidos tras la clasificación han sido analizados y cruzados con el inventario de deslizamientos, específicamente con los deslizamientos rotacionales.

4. RESULTADOS

La influencia de los factores condicionantes en el modelo fue comprobada mediante un análisis de correlación entre los factores y los deslizamientos. Las condiciones en las que aparecen los deslizamientos se resumen en la Tabla 1.

| Factor | Condiciones |
|------------------------|---|
| Elevación | 90 % entre 2500 y 2900 m, con mayor densidad en las superiores a 2900 m. |
| Pendiente | Muy distribuidas: 45 % en pendientes menores de 10°; 54 % entre 10 y 40°. |
| Aspecto (Orientación) | Distribuidas: Mayor densidad en orientaciones N (1,5-2 %) que al S (0,5-1 %). |
| Curvatura | Mayor densidad en zonas cóncavas y plano-cóncavas, que en convexas. |
| SPI | Muy distribuida: Algo de mayor densidad en SPI con valor negativo. |
| TWI | Mayor densidad en valores bajos o altos del índice. |
| Litología | Mayor densidad en arcillas arenosas (formación Biblián-Mioceno Inf.), lutitas con yesos (formación Loyola-Mioceno medio), y limolitas (formación Yunguilla-Cretácico). Menor densidad en materiales coluviales y aluviales, más sueltos o más cementados; tobas y aglomerados volcánicos, a excepción de los conglomerados andesíticos (formación Turi-Mioceno sup.). |
| Usos del suelo | Mayor densidad en cultivos, eriales, praderas y áreas urbanas, frente a vegetación natural (bosques, matorral y herbácea). |
| Distancia a carreteras | Muy distribuido, con mayor densidad en distancias entre 1000 y 1500 m. |
| Distancia a ríos | Mayor densidad en distancias inferiores a 500 m. |

Tabla 1. Condiciones de aparición de los deslizamientos

Además, la colinealidad entre los propios factores fue también analizada calculando el coeficiente de correlación de Spearman. Los resultados de este análisis muestran coeficientes superiores a 0,5 solo en la pendiente con los índices SPI (0,52) y TWI (-0,56); lo que indica que las variables,

en general, son independientes unas de otras, por lo que se consideran todas en la aplicación de la red neuronal para la estimación de la susceptibilidad.

La red neuronal se implementó considerando la configuración de los hiperparámetros necesarios, fundamentalmente el algoritmo. En primer lugar, los valores obtenidos para el área bajo la curva ROC en el entrenamiento (*training*), que permiten evaluar la capacidad de ajuste de los datos de los modelos de susceptibilidad, muestran que todos los algoritmos implementados en el modelo tienen un buen grado de ajuste (Tabla 2). Los valores son muy similares, en torno a 0.87 - 0.89, siendo SAG y RPROP- (0.889 y 0.888, respectivamente) los algoritmos que presentaron los valores de AUC más altos. En cuanto a la validación (*testing*) (Tabla 2 y Figura 3), los resultados mostraron un rendimiento aceptable, superior a 0.7 y una diferencia de 5.4% entre los algoritmos aplicados. El mayor valor de AUC se obtuvo con el algoritmo RPROP- (0.761), mientras el resto de algoritmos presenta un valor similar (0.7). Respecto al tiempo de ejecución (Tabla 2), éste también muestra diferencias, sobre todo con los algoritmos SLR y Backprop, que presentan tiempos sensiblemente superiores a los otros tres (menos de 10 segundos).

| Algoritmo | AUC (Training) | AUC (Testing) | Runtime |
|-----------|----------------|---------------|----------------|
| RPROP+ | 0.881 | 0.714 | 7.1 segundos |
| RPROP- | 0.888 | 0.761 | 6.9 segundos |
| SLR | 0.870 | 0.712 | 70.7 segundos |
| SAG | 0.889 | 0.711 | 9.8 segundos |
| Backprop | 0.867 | 0.707 | 560.7 segundos |



Tabla 2. Valores de ROC-AUC obtenidos y tiempos de ejecución de los algoritmos.

Figura 3. ROC-AUC obtenidas por cada algoritmo implementado.

| Suggestibilided | RPROP+ RPI | | ROP- SLR | | LR | SAG | | Backprop | | |
|-----------------|------------|------|----------|------|-------|------|-------|----------|-------|------|
| Susceptionidad | % A | % D | % A | % D | % A | % D | % A | % D | % A | % D |
| Muy Baja | 20.01 | 11.9 | 20.45 | 11.0 | 23.82 | 14.7 | 20.44 | 17.4 | 28.13 | 23.4 |
| Baja | 19.74 | 14.6 | 19.56 | 23.4 | 3.29 | 4.0 | 19.90 | 18.7 | 14.71 | 11.9 |
| Media | 20.16 | 17.4 | 19.93 | 19.3 | 44.79 | 45.7 | 23.52 | 15.7 | 13.16 | 15.9 |
| Alta | 19.98 | 28.5 | 20.02 | 18.7 | 9.45 | 9.8 | 16.17 | 21.2 | 16.41 | 12.7 |
| Muy Alta | 20.11 | 26.8 | 20.05 | 26.8 | 18.65 | 25.0 | 19.98 | 26.3 | 27.59 | 35.3 |

Tabla 3. Porcentajes de área (A) de las clases de susceptibilidad y porcentaje de deslizamientos (D) por clase.

Los mapas obtenidos se muestran en la Figura 4, y los resultados del análisis areal y cruzado con los polígonos de los deslizamientos, en la Tabla 3. Si bien, de acuerdo al valor de AUC, el modelo con mayor capacidad predictiva es RPROP-, no se debe descartar la buena capacidad predictiva de SLR, ya que el 80.5 % de los deslizamientos se producen en clases de media a alta susceptibilidad; y los de menor capacidad, son SAG y Backprop, pues menos del 64% de los deslizamientos se ubican en dichas clases. No obstante, el método SLR generó el mapa más

conservador, ya que las clases de media a muy alta susceptibilidad se extienden por aproximadamente el 73% del área de zona; mientras que el método Backprop, generó el mapa menos conservador, pues dichas clases se extienden por alrededor de 57% de la zona. En una posición intermedia se ubican los mapas obtenidos con RPROP+ y RPROP-, donde el 73% y 65% de los deslizamientos están en clases de media a muy alta susceptibilidad y además dichas clases se extienden aproximadamente por el 60% de la zona.



Figura 4. LSM de la zona de estudio obtenidos por cada algoritmo.

5. DISCUSIÓN

La elaboración de LSM es una tarea que produce varias incertidumbres (Corominas, 2006) y en ese contexto, los resultados obtenidos han mostrado que el nivel de ajuste y predicción de los modelos implementados es similar y aceptable de acuerdo a los parámetros de validación utilizados, con un valor promedio de AUC de 0.88 para el conjunto de datos de *training* y 0.72 para el conjunto de datos de *test*; el cual es similar al resultado obtenido por Di Napoli et al. (2020) en la implementación específica de una ANN (AUC = 0.74); por Dou et al. (2015) al aplicar una ANN evaluando 14 factores determinantes (AUC = 0.73); y por Pascale et al. (2013) al implementar una ANN MLP con siete factores determinantes y una capa oculta (AUC = 0.75). Sin embargo, el estudio de Mandal & Mondal (2018) en el que implementaron una ANN MLP, presentó un rendimiento superior al de este estudio, considerando su valor de AUC = 0.815. La similitud entre los resultados antes descritos y los obtenidos en esta investigación refleja que, en el presente trabajo, el modelo implementado contó con un buen grado de ajuste y una capacidad predictiva aceptable, destacando que, de acuerdo al valor más alto de AUC para datos de *test*, el algoritmo que parece tener la mayor precisión predictiva al analizar la susceptibilidad a deslizamientos rotacionales en la zona de estudio es RPROP- (AUC = 0.761).

Un parámetro importante que debe ser considerado en la elaboración de modelos de *Machine Learning* es el tiempo de ejecución de los algoritmos. En este trabajo los algoritmos implementados tuvieron diferencias notorias en la ejecución de la red neuronal, considerando que el proceso se realizó en un computador de alto rendimiento. Los algoritmos RPROP+, RPROP- y SAG tuvieron un tiempo muy similar de ejecución (menor a 10 segundos). RPROP- fue el algoritmo que menos tardó en ejecutarse con un tiempo aproximado de 7 segundos, mientras que SLR y Backprop tardaron más en comparación con los algoritmos antes mencionados. Backprop tardó aproximadamente nueve minutos en ejecutar la ANN, sin embargo, sus resultados en cuanto a valores de AUC para datos de *test*, fueron los de menor rendimiento (0.707). Al tener un rendimiento parecido en cuanto a parámetros de validación (en torno a 0.71 en todos los algoritmos, excepto RPROP-, que es de 0.76), el tiempo de ejecución puede tornarse en un parámetro importante para elegir el algoritmo con el que se podría implementar la ANN en futuras investigaciones.

En todos los LSM se observó variabilidad en los niveles de susceptibilidad, pues todos los mapas presentaron niveles de susceptibilidad altos y muy altos en porcentajes diferentes. El mapa más conservador fue el obtenido con el algoritmo SLR cuyos niveles de susceptibilidad entre medio y muy alto representan el 73% de la zona de estudio. Los demás LSM, como los obtenidos con RPROP+, RPROP- y SAG muestran valores en torno al 60% en las clases de media a muy alta susceptibilidad, y el menos conservador es el obtenido con Backprop, que alcanza con un 57% para estas clases. El rendimiento de acuerdo a los parámetros de validación puede catalogarse como aceptable al analizar el área bajo la curva ROC, lo cual también se reflejó en la capacidad predictiva. En este sentido, SLR presentó un 80.5 % de deslizamientos rotacionales en las clases media, alta y muy alta susceptibilidad; seguido de RPROP + con 72.8 %, RPROP- con 64.8 %, Backprop con 63.9 % y SAG con 63.1 %. De este análisis, se desprende que, si bien, de acuerdo al valor de AUC, el modelo con mayor capacidad predictiva es RPROP-, no se debe descartar la buena capacidad predictiva de SLR, debido al alto porcentaje de deslizamientos en clases de media a alta susceptibilidad; aunque, al producir este método un mapa muy conservador, RPROP- es quizá el método con mejor rendimiento, teniendo en cuenta además el tiempo de ejecución.

Al observar los LSM generados es notorio que, la parte ubicada al suroeste de la zona urbana de Cuenca, presenta niveles de susceptibilidad variando entre moderado y muy alto en todos ellos, con menor cantidad de zonas de susceptibilidad baja y muy baja. Asimismo, en la zona sureste del área de estudio todos los LSM mostraron niveles de susceptibilidad moderado, alto y muy alto, evidenciándose una buena coincidencia con los puntos correspondientes a deslizamientos rotacionales tanto en esta zona como en la zona suroeste. Por su parte, la gran mayoría de la zona urbana presentó un nivel de susceptibilidad muy bajo y bajo en todos los mapas, aunque con algunos sectores de susceptibilidad media y alta en el norte, con mayor elevación respecto al centro y sur de la ciudad. También es interesante notar que en el LSM obtenido con el algoritmo SAG, aparecieron zonas de susceptibilidad moderada alrededor de los ríos que cruzan la ciudad. Si bien los resultados obtenidos en esta investigación, con base en el parámetro de validación implementado, indican que los niveles de predicción son aceptables y sirven como punto de partida para el análisis de susceptibilidad en la zona de estudio, es de imperiosa necesidad evaluar modelos adicionales debido a la inexistencia de investigaciones similares en dicha zona. Esto abre una oportunidad de investigación y por ende permitirá generar valiosos aportes por su utilidad sobre todo para estudios en los que se compare el rendimiento de diversos modelos a fin de determinar el que mejores resultados brinde, lo cual tendría una incidencia directa en la generación de elementos útiles que contribuyan en la formación de comunidades sostenibles, ya que la generación de mapas de susceptibilidad debe orientarse hacia intervenciones territoriales.

6. CONCLUSIONES

En esta investigación se elaboraron mapas de susceptibilidad a deslizamientos rotacionales de una zona aledaña a la ciudad de Cuenca, Ecuador, mediante la aplicación de distintos algoritmos de retropropagación (RPROP+, RPROP-, SLR, SAG y Backprop) en una ANN MLP implementada con el paquete *neuralnet* del lenguaje R y con la selección de 10 factores determinantes clasificados en morfológicos (elevación, pendiente, aspecto u orientación, curvatura, SPI y TWI), geológicos (litología), coberturas de suelo (*land cover* y distancia a vías) e hidrológicos (distancia a ríos). Esta selección se basó en una revisión de literatura, sin embargo, es necesario continuar explorando otros métodos que permitan determinar los factores que contribuyan en la generación de modelos de predicción más precisos. También se contó con un inventario de deslizamientos de la zona, actualizado al año 2019, el cual es un elemento fundamental para la evaluación propuesta. Los factores determinantes se configuraron como capas de entrada de la ANN implementada, la cual se ejecutó con base en conjuntos de datos de *training* (70 %) y *test* (30 %) para verificar el grado de ajuste y capacidad predictiva del modelo.

Los resultados obtenidos fueron satisfactorios, ya que mostraron un buen grado de ajuste y una capacidad predictiva aceptable con valores promedio de AUC = 0.72; sin embargo, analizando el rendimiento individual de los modelos con base en el valor de AUC para datos de test, el que mejor rendimiento presentó fue RPROP- (0.761) y el de rendimiento más bajo fue Backprop (0.707). Debido a que los modelos presentaron rendimientos similares en cuanto al parámetro de validación, también se podría considerar el tiempo de ejecución de los mismos para implementar la ANN MLP mediante neuralnet en futuros estudios. En este sentido, RPROP- fue el algoritmo que presentó la ejecución más veloz (6.9 s.), mientras que Backprop fue el que más tardó en ejecutarse (aproximadamente nueve minutos). Los mapas obtenidos muestran entre un 63% de los deslizamientos en clases de media a muy alta susceptibilidad para SAG y un 80.5 % para SLR. Además, pueden considerarse como conservadores pues mostraron que la mayoría de la zona de estudio (entre el 57 % y el 73%) posee niveles de susceptibilidad entre media y muy alta, las cuales son notorias en el sector sureste y suroeste, además del sector norte del área urbana de Cuenca. Teniendo cuente todos los análisis y parámetros RPROP- es el método que muestra un mejor desempeño. Lo anterior evidencia la necesidad de elaborar investigaciones adicionales para corroborar estos hallazgos, debido principalmente a que este estudio es el primero que aplica un modelo específico de Machine Learning para una evaluación de esta clase en la zona de estudio. También se espera que los resultados obtenidos sean un buen punto de partida para motivar nuevas investigaciones de esta índole en la zona de estudio pues su contribución será de suma importancia para la planificación y ordenamiento del territorio, sin embargo, debe realizarse de la mejor manera posible, considerando sobre todo la disponibilidad y calidad de los datos a utilizar.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Fundación Carolina (España), por la financiación de los estudios doctorales mediante la beca otorgada en la convocatoria 2020; al Grupo de Investigación de Sistemas Fotogramétricos y Topométricos de la Universidad de Jáen; al IERSE y al Vicerrectorado de Investigaciones de la Universidad del Azuay por el apoyo brindado para la elaboración de este trabajo.

REFERENCIAS

- Bandara, A., Hettiarachchi, Y., Hettiarachchi, K., Munasinghe, S., Wijesinghe, I., and Thayasivam, U., 2020. A Generalized Ensemble Machine Learning Approach for Landslide Susceptibility Modeling. Advances in Intelligent Systems and Computing, 1016. https://doi.org/10.1007/978-981-13-9364-8_6
- Basabe, P., Almeida, E., Ramón, P., Zeas, R. and Alvarez, L., 1996. Avance en la prevención de desastres naturales en la cuenca del río Paute, Ecuador. Bulletin de l'Institut français d'études Andins.
- Brabb, E., 1984. Innovative Approaches to Landslide Hazard and Risk Mapping. 4th International Symposium on Landslides. Toronto, Canada. Vol. 1, 307-323.
- Bristow, C. R., 1973. Guide to the geology of the Cuenca Basin, southern Ecuador. Ecuadorian Geological and Geophysical Society.
- Ciaburro, G., and Venkateswaran, B., 2017. Neural Networks with R: Smart models using CNN, RNN, deep learning, and artificial intelligence principles. Packt Publishing Ltd.
- Conforti, M., Pascale, S., Robustelli, G., and Sdao, F., 2014. Evaluation of prediction capability of the artificial neural networks for mapping landslide susceptibility in the Turbolo River catchment (northern Calabria, Italy). Catena, 113. https://doi.org/10.1016/j.catena.2013.08.006
- Corominas, J., 2006. Predicción de movimientos de ladera. Mapas de susceptibilidad y peligrosidad. En: Ayala Carcedo, F.J., Olcina Cantos, J., Laín Huerta, L. and González Jiménez, Á. (Eds.). Riesgos naturales y desarrollo sostenible: impacto, predicción y mitigación. Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España. Serie: Medio Ambiente. Riesgos Geológicos No. 10. 207-220. Madrid.
- Deparday, V., Gevaert, C. M., Molinario, G., Soden, R., and Balog-Way, S., 2019. Machine Learning for Disaster Risk Management. World Bank.
- Di Napoli, M., Carotenuto, F., Cevasco, A., Confuorto, P., Di Martire, D., Firpo, M., Pepe, G., Raso, E., and Calcaterra, D., 2020. Machine learning ensemble modelling as a tool to improve landslide susceptibility mapping reliability. Landslides, 17(8). https://doi.org/10.1007/s10346-020-01392-9
- Di Napoli M., Annibali Corona M., Guerriero L., Miele P., Ramondini M., Sellers C., and Di Martire D., 2022. Landslide susceptibility assessment in expansion areas of the rapidly growing city of Cuenca (Ecuador). Rend. Online Soc. Geol. It., 56, 50-54, https://doi.org/10.3301/ROL.2022.07
- Dou, J., Yamagishi, H., Pourghasemi, H. R., Yunus, A. P., Song, X., Xu, Y., and Zhu, Z., 2015. An integrated artificial neural network model for the landslide susceptibility assessment of Osado Island, Japan. Natural Hazards, 78(3). https://doi.org/10.1007/s11069-015-1799-2
- Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., Cascini, L., Leroi, E., and Savage, W. Z., 2008. Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land-use planning. Engineering geology, 102(3-4), 99-111.
- Fritsch, S., Günther, F., and Wright, M., 2019. neuralnet: Training of Neural Networks. R package version 1.44.2. https://CRAN.R-project.org/package=neuralnet
- Günther, F., and Fritsch, S., 2010. Neuralnet: Training of neural networks. R Journal, 2(1). https://doi.org/10.32614/rj-2010-006
- Huang, F., Cao, Z., Guo, J., Jiang, S. H., Li, S., and Guo, Z., 2020. Comparisons of heuristic, general statistical and machine learning models for landslide susceptibility prediction and mapping. Catena, Vol. 191. https://doi.org/10.1016/j.catena.2020.104580
- Hungr, O., Leroueil, S., and Picarelli, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. Landslides, Vol. 11. https://doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y
- Mandal, S., and Mondal, S., 2018. Statistical approaches for landslide susceptibility assessment and prediction. In Statistical Approaches for Landslide Susceptibility Assessment and Prediction. https://doi.org/10.1007/978-3-319-93897-4
- Merghadi, A., Yunus, A. P., Dou, J., Whiteley, J., ThaiPham, B., Bui, D. T., ... Abderrahmane, B., 2020. Machine learning methods for landslide susceptibility studies: A comparative overview of algorithm performance. Earth-Science Reviews, Vol. 207. https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2020.103225
- Miele, P., Di Napoli, M., Guerriero, L., Ramondini, M., Sellers, C., Annibali Corona, M., and Di Martire, D., 2021. Landslide awareness system (Laws) to increase the resilience and safety of transport infrastructure: The case study of pan-American highway (Cuenca–Ecuador). Remote Sensing, 13(8).

https://doi.org/10.3390/rs13081564

- Pascale, S., Parisi, S., Mancini, A., Schiattarella, M., Conforti, M., Sole, A., ... Sdao, F., 2013. Landslide susceptibility mapping using artificial neural network in the urban area of Senise and San Costantino Albanese (Basilicata, Southern Italy). Lecture Notes in Computer Science (Including Subseries Lecture Notes in Artificial Intelligence and Lecture Notes in Bioinformatics), 7974 LNCS(PART 4). https://doi.org/10.1007/978-3-642-39649-6 34
- Pham, B. T., Pradhan, B., Tien Bui, D., Prakash, I., and Dholakia, M. B., 2016. A comparative study of different machine learning methods for landslide susceptibility assessment: A case study of Uttarakhand area (India). Environmental Modelling and Software, 84. https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2016.07.005
- Pourghasemi, H. R., and Rahmati, O., 2018. Prediction of the landslide susceptibility: Which algorithm, which precision? Catena, 162. https://doi.org/10.1016/j.catena.2017.11.022
- Pourghasemi, H. R., and Rossi, M., 2017. Landslide susceptibility modeling in a landslide prone area in Mazandarn Province, north of Iran: a comparison between GLM, GAM, MARS, and M-AHP methods. Theoretical and Applied Climatology, 130 (1–2). https://doi.org/10.1007/s00704-016-1919-2
- Pradhan, B. and Lee, S., 2010. Regional landslide susceptibility analysis using backpropagation neural network model at Cameron Highland, Malaysia. Landslides, 7(1). https://doi.org/10.1007/s10346-009-0183-2
- Reichenbach, P., Rossi, M., Malamud, B. D., Mihir, M. and Guzzetti, F., 2018. A review of statistically-based landslide susceptibility models. In Earth-Science Reviews (Vol. 180). https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2018.03.001
- Riedmiller, M. and Braun, H., 1993. Direct adaptive method for faster backpropagation learning: The RPROP algorithm. 1993 IEEE International Conference on Neural Networks. https://doi.org/10.1109/icnn.1993.298623
- Sahin, E. K., 2020. Assessing the predictive capability of ensemble tree methods for landslide susceptibility mapping using XGBoost, gradient boosting machine, and random forest. SN Applied Sciences, 2(7). https://doi.org/10.1007/s42452-020-3060-1
- Schuster, R. L., 1996. Socioeconomic significance of landslides. Special Report National Research Council, Transportation Research Board, 247.
- Sellers, C.A., Buján, S. and Miranda, D., 2021. MARLI: a mobile application for regional landslide inventories in Ecuador. Landslides. https://doi.org/10.1007/s10346-021-01764-9
- Tien Bui, D., Tuan, T. A., Klempe, H., Pradhan, B. and Revhaug, I., 2016. Spatial prediction models for shallow landslide hazards: a comparative assessment of the efficacy of support vector machines, artificial neural networks, kernel logistic regression, and logistic model tree. Landslides, 13(2). https://doi.org/10.1007/s10346-015-0557-6
- UNDRR., 2019. Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction. Geneva, Switzerland. United Nations Office for Disaster Risk Reduction (UNDRR). Retrieved December 17, 2021 from https://www.undrr.org/publication/global-assessment-report-disaster-risk-reduction-2019
- Varnes, D., 1978. Slope movement types and processes. In: Schuster RL, Krizek RJ (eds) Landslides, analysis and control, special report 176: Transportation research board, National Academy of Sciences, Washington, DC., 11-33.
- Varnes, D., 1984. Landslide Hazard Zonation: A Review of Principles and Practice. United Nations Education, Scientific and Cultural Organization (UNESCO). Paris, France.
- Xiao, T., Segoni, S., Chen, L., Yin, K., and Casagli, N., 2020. A step beyond landslide susceptibility maps: a simple method to investigate and explain the different outcomes obtained by different approaches. Landslides, 17(3). https://doi.org/10.1007/s10346-019-01299-0
- Yilmaz, I., 2009. A case study from Koyulhisar (Sivas-Turkey) for landslide susceptibility mapping by artificial neural networks. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. https://doi.org/10.1007/s10064-009-0185-2
- Zhao, X., and Chen, W., 2020. Optimization of computational intelligence models for landslide susceptibility evaluation. Remote Sensing, 12(14). https://doi.org/10.3390/rs12142180.

GRANDES DESLIZAMIENTOS DURANTE PULSOS CLIMÁTICOS DEL PLEISTOCENO SUPERIOR - HOLOCENO EN EL FRENTE MONTAÑOSO BÉTICO DEL ALTO GUADALQUIVIR

Mario SÁNCHEZ GÓMEZ (1,4), Julio A. CALERO GONZÁLEZ (1,2), Eugenio SANZ PÉREZ (3), Ignacio MENÉNDEZ-PIDAL DE NAVASCUÉS (3), Israel MELLADO GARCÍA (1) y Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO (3,4)

 (1) Departamento de Geología
 Facultad de Ciencias Experimentales Universidad de Jaén
 msgomez@ujaen.es; jcalero@ujaen.es

(2) Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra, Energías y Medio Ambiente Universidad de Jaén

(3) Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Universidad Politécnica de Madrid eugenio.sanz@upm.es; ignacio.menendezpidal@upm.es

 (4) Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría Escuela Politécnica Superior de Jaén Universidad de Jaén tfernan@ujaen.es

RESUMEN

Un periodo anómalamente lluvioso entre los años 2009 y 2013 produjo gran número de deslizamientos en el Alto Guadalquivir (aproximadamente la provincia de Jaén) afectando a todo tipo de infraestructuras viarias. El estudio detallado de estos deslizamientos ha puesto de manifiesto que muchos de ellos se trataban de reactivaciones de grandes deslizamientos previos, de dimensiones varios órdenes de magnitud mayores. Las estimaciones de edad, fundamentadas en observaciones geomorfológicas y edafológicas, evidencias históricas y dataciones absolutas de estos grandes paleodeslizamientos indican que se produjeron al final del interestadio Bolling (hace unos 14000 años), durante el cambio climático de mitad del Holoceno (6000-7000 años), y al comienzo del Calcolítico (5000 años). Los dos primeros coincidirían con periodos excepcionalmente húmedos en la región, y el último con una intensa actividad humana. Cambios climáticos y antrópicos han sido en el pasado como en la actualidad los principales causantes de grandes deslizamientos, y estudiar sus causas y consecuencias nos permitirá una mejor gestión de estos procesos.

1. INTRODUCCIÓN

El estudio de los deslizamientos de ladera no ha sido abordado hasta ahora de forma exhaustiva en la provincia de Jaén, que comprende la mayor parte del Alto Guadalquivir. Esta escasez de estudios y la no constancia de deslizamientos activos importantes ha restado importancia a la percepción de riesgo en la región hasta tiempos recientes.

Todo ello a pesar de la observación de ciertas evidencias de actividad ligada a factores naturales, como las precipitaciones; o antrópicos, como la construcción de grandes infraestructuras. Así, hay documentadas incidencias en la construcción del ferrocarril por donde hoy discurre la Vía Verde del Aceite, a finales del siglo XIX (Nieto et al., 2005); o en las obras de la autovía A-44, a finales del siglo XX (Fernández et al., 2021). Pero, sobre todo, hay evidencias de deslizamientos de gran tamaño, datados en el Pleistoceno Superior-Holoceno (García-García y Sánchez-Gómez, 2003; Sanz y Menéndez-Pidal, 2008), en base a observaciones geológicas y geomorfológicas.

Esta actividad de los deslizamientos en la zona se confirmó por la concatenación de una serie de episodios anómalos de lluvias intensas, que se prolongó de forma más o menos continua desde el año 2009 hasta el 2013. Estos eventos produjeron una generalizada inestabilización de las laderas y los taludes, que afectó a la mayor parte de la red viaria, desde la red nacional, como la autovía A-44 (Sanz y Menéndez-Pidal, 2008; Fernández et al., 2012; 2021); hasta la autonómica, como la autovía A-316 (Villegas et al., 2017); y la local, como la red de carreteras dependiente de la Diputación de Jaén (Carpena et al., 2017; 2021). Una observación atenta de los deslizamientos de este episodio climático, y alguno anterior como el de finales de los años 1990, muestra que la mayor parte de ellos se produjeron sobre, o en las proximidades, de importantes paleodeslizamientos (Fernández et al., 2012; 2021), que ocupaban una extensión y tenían una envergadura mucho mayor que la de los deslizamientos recientes.

Esta comunicación pretende describir estos paleodeslizamientos, sus tipologías y su edad, con el fin de analizar su posible origen. Para ello se ha seleccionado un sector central del Alto Guadalquivir dentro del actual frente montañoso de la Cordillera Bética, que comprende las laderas norte de Sierra Mágina y Sierra Sur de Jaén. Se han realizado ensayos de dataciones relativas y absolutas para establecer la metodología más efectiva de estudio. Los resultados preliminares muestran que la edad de los principales deslizamientos corresponde a periodos climáticos concretos y cambios paleoambientales que pueden servir de modelo en el actual contexto de Cambio Ambiental Antrópico.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO

El valle del Alto Guadalquivir comprende la terminación oriental de la cuenca antepaís que forma la depresión del Guadalquivir. El borde sur de esta depresión está constituido por un frente montañoso incluido en un prisma de acreción transpresivo que se estructuró a lo largo del Mioceno mediante un conjunto de escamas (Unidades del Guadalquivir; Pérez-Valera et al., 2017) que alcanzan aproximadamente la mitad de la cuenca. La mayor parte de los cabalgamientos se produjeron esencialmente entre el Burdigaliense y el Tortoniense, e incluso Messiniense. La región se ha considerado tectónica reciente (Sánchez-Gómez et al., 2014, Sánchez-Gómez y Pérez-Valera, 2018), que se ven confirmadas por la aparición de largas series símicas (Peláez et al., 2005; Morales et al., 2015). En este sentido, la mayor parte de los deslizamientos se encuentran asociados a las fallas normales y cabalgamientos, lo que indica que el control tectónico es también el factor condicionante último de la inestabilidad.

En cuanto a la litología, podemos definir cuatro grandes grupos lito-geotécnicos según su relación con los movimientos de ladera: potentes secuencias subbéticas y prebéticas de carbonatos mesozoicos (dolomías y calizas); secuencias carbonatadas con intercalaciones de margas jurásicas y cretácicas; las Unidades del Guadalquivir (según Pérez-Valera et al., 2017), formadas

esencialmente por arcillas y yesos triásicos, y margas y arcillas cretácicas y miocenas. Debemos mencionar, por último, las formaciones cuaternarias de materiales detríticos sueltos y/o cementados por costras calizas (depósitos aluviales) y en algunos lugares por travertinos.

La zona piloto estudiada se sitúa en la parte central del frente montañoso, en las proximidades de Jaén (Figura 1). En ella, la combinación de la configuración tectónica, el relieve y la litología determinan dos situaciones tipo: en la primera, en la que se observa un límite fisiográfico neto, se ponen en contacto tectónico las unidades prebéticas y subbéticas de naturaleza carbonatada con las Unidades del Guadalquivir, de naturaleza menos resistente que incluyen los sedimentos de la cuenca miocena; en la segunda, en la que frente es más difuso, no existe el contraste geotécnico que permita apreciar un cambio brusco de pendiente. En cualquier caso, los procesos ligados a la actividad geomorfológica, como son los deslizamientos o la erosión, cobran gran importancia en la transición entre la depresión del Guadalquivir y la zona montañosa bética.



Figura 1. Localización e inventario de movimientos de ladera del frente montañoso bético, en las proximidades de Jaén: a: Localización; b: Encuadre geológico; c: Inventario.

3. INVENTARIOS

En el inventario global de deslizamientos (Fernández et al., 2012), realizado mediante fotointerpretación clásica, se registraron un total de 293 movimientos y zonas inestables (Figura 1) extendidos por más de 34 km², lo que representa más del 7,7% de la superficie total del área estudiada (450 km²). No obstante, dentro de esta superficie inestable sólo en algo más del 33% (unos 11 km²) han podido identificarse como movimientos concretos, mientras que el 66% corresponde a zonas con una inestabilidad indiferenciada. Dentro de las tres grandes tipologías de movimientos de ladera diferenciadas (desprendimientos, deslizamientos y flujos; Varnes, 1978; Hungr et al., 2014), los flujos y zonas indiferenciadas con afinidad a flujos suponen más de la mitad del área afectada, mientras que los desprendimientos apenas llegan al 10% (Tabla 1). En cuanto a la actividad, siguiendo la terminología de WPI/WLI (1993) y Chacón et al. (1996), el porcentaje de movimientos a partes iguales. No obstante, considerando el área, los primeros apenas llegan al 20%, respecto a los dormidos y relictos que suponen más del 80%.

| Tipología | Número | % | Área km ² | % AI | % A |
|--------------------|--------|------|----------------------|------|-----|
| Desprendimiento | 83 | 28,3 | 3,2 | 9,2 | 0,7 |
| Deslizamiento | 49 | 16,7 | 3,9 | 11,4 | 0,9 |
| Zona deslizamiento | 56 | 19,1 | 8,2 | 23,8 | 1,8 |
| Flujo | 75 | 25,6 | 4,4 | 12,9 | 1,0 |
| Zona flujo | 30 | 10,2 | 14,7 | 42,5 | 3,3 |
| Total | 293 | 100 | 34,5 | 100 | 7,7 |

Tabla 1. Tipologías de movimientos de ladera y su abundacia en términos absolutos y relativos, identificados en el frente montañoso Bético en las estribaciones occidentales de Sierra Mágina y proximidades de Jaén. % AI (respecto al área inestable); % A (respecto al área total).

Por su parte, a partir de un inventario elaborado de forma más detallada en un sector de la zona de estudio en torno a la autovía A-44, se ha podido estudiar la actividad de los movimientos de ladera a lo largo del periodo 1980-2016. El estudio ha combinado diversas técnicas geomáticas, como la fotogrametría y el LiDAR, para realizar modelos digitales de elevaciones y ortofotografías de hasta 9 fechas distintas, y así obtener un inventario multitemporal (Fernández et al., 2016a, 2021). El análisis general del mismo ha permitido identificar 836 movimientos activos, o al menos recientes, que ocupan un área de aproximadamente el 2% de la zona. De ellos, la mayor parte corresponden a colapsos (Corominas y García-Yagüe, 1997) que se producen en las paredes laterales de barrancos y cárcavas, así como en los taludes de las carreteras (63% en área y 85% en número); en menor medida aparecen deslizamientos (25% y 12%, respectivamente); y flujos (12% y 3%); lo que indica un mayor tamaño de los deslizamientos y flujos, respecto a los colapsos (Fernández et al., 2021). Por periodos, se detecta un periodo muy activo entre 2009 y 2013, donde los movimientos son más numerosos, de mayores dimensiones (en área y desnivel) y con mayores cambios verticales (principalmente descensos del terreno), junto a un segundo periodo activo entre 1996 y 2001, ambos coincidentes con años especialmente lluviosos (1996/97, 1997/98, 2009/10, 2010/11 y 2012/13).

Este mismo hecho ha sido observado a raíz de un inventario de incidencias en carreteras de la Diputación Provincial de Jaén, realizado entre 1998 y 2013 (Carpena et al., 2017). En él se han detectado un total de 186 incidencias, de las cuales 77 fueron procesos puntuales asociados a la carretera (rotura del talud o terraplén y cárcavas) y 63 fueron procesos que afectan a la ladera (deslizamientos, flujos y procesos de reptación). La datación precisa de estas incidencias y el análisis de las precipitaciones en cada punto ha permitido establecer las relaciones entre ambos fenómenos, identificando los eventos generadores de la inestabilidad y calculando los umbrales de precipitación de distinta duración correspondientes, como paso previo a la estimación de la peligrosidad (Carpena et al., 2021). Los eventos principales se producen entre el otoño y la primavera de los años 2009/10 y 2012/13.

De todos los inventarios disponibles se desprende la existencia de una cierta actividad de los movimientos de ladera en la provincia de Jaén, que sin embargo está limitada a movimientos de pequeño tamaño, en muchas ocasiones asociados a la actividad antrópica, aunque el factor desencadenante suelen ser las precipitaciones. Sin embargo, la mayor parte de ellos correspondieron a reactivaciones parciales o se localizaron en las inmediaciones de importantes paleodeslizamientos que se consideran dormidos o relictos. Algunos de estos casos son los que se busca datar y relacionar con las condiciones climáticas en este trabajo.

4. METODOLOGÍA: LA DATACIÓN DE LOS DESLIZAMIENTOS

Unos de los principales problemas para comprender las causas, o factores desencadenantes de paleodeslizamientos, es conocer su edad con suficiente precisión. Dataciones geomorfológicas relativas permiten calcular una edad aproximada, muy útil para establecer un marco genético regional e incluso realizar una reconstrucción de las condiciones de estabilidad (Sanz y Menéndez-Pidal, 2008; Fernández et al., 2016a; Sanz de Ojeda et al., 2021) pero sin la suficiente precisión para determinar inequívocamente las causas, por ejemplo, determinar si los deslizamientos de una región corresponden a un único evento sísmico.

En este trabajo se proponen tres procedimientos para obtener una edad absoluta de los paleodeslizamientos (Fig. 2):



Figura 2. Esquema mostrando los procedimientos de datación de movimientos de ladera ensayados en este trabajo. La datación a partir del analisis de la cronosecuencias de suelos proporciona edades mínimas, más ajustadadas en suelos jóvenes que no han alcanzado su madurez.

- Dataciones radiométricas mediante C¹⁴ de restos depositados en sedimentos originados por represas debidas a deslizamientos (García-García et al., 2011). Los grandes deslizamientos pueden generar cortes del curso fluvial que crean embalses naturales donde se acumulan restos vegetales susceptibles de ser datados. El aterrado de estas represas suele ser rápido por lo que la edad obtenida es sólo unos años más joven que la del deslizamiento.
- Dataciones radiométricas mediante C¹⁴ del carbono orgánico contenido en los suelos que quedan enterrados. El suelo es un elemento dinámico que intercambia carbono con la atmósfera a través de las plantas y su microbiota, de tal forma que una vez enterrado por un movimiento de ladera, se interrumpe esta conexión, y la edad radiométrica del carbono orgánico contenido en el suelo puede considerarse aproximadamente la edad del evento.
- Dataciones relativas a partir de la evolución morfológica de los suelos. Analizando el grado de desarrollo alcanzado por los horizontes A y B de los suelos se puede obtener una estimación semicuantitativa del tiempo que ha estado el suelo evolucionando Birkeland (1999). Se ha utilizado la ecuación de correlación de Calero y colaboradores (2009) que está adaptada al clima mediterráneo y los suelos de la región. El índice de evolución del

perfil del suelo desarrollado sobre la acumulación del deslizamiento proporciona una edad mínima. Comparando la evolución de un suelo expuesto y activo en la actualidad con un suelo enterrado, ambos desarrollados en el mismo contexto lito-geomorfológico, se puede estimar también la edad del deslizamiento que enterró el suelo, siempre que los suelos no hayan alcanzado su madurez y por tanto hayan ralentizado su evolución.

5. RESULTADOS: EDADES DE LOS MOVIMIENTOS DE LADERA

Los movimientos de ladera datados con las metodologías propuestas han sido los siguientes: flujo de tierras sobre el río Guadalbullón en la Serrezuela de Pegalajar; flujo de tierras sobre el río Frío, cercano a los Villares; y deslizamiento sobre el río Quiebrajano, en las inmediaciones de Otíñar.

El primer ejemplo, que se produce por el encajamiento del río Guadalbullón en la ladera de la Serrezuela de Pegalajar (Figura 1), corresponde a un flujo de tierras con una longitud de 759 m, una anchura de 194 m y un desnivel de casi 200 m. Mediante un sondeo geotécnico, se ha observado un espesor de al menos 8 m en la parte cercana al pie. El flujo entierra un horizonte Bb (Figura 3) pardo intenso (7.5YR 5/6), cuya materia orgánica extraída proporciona una edad radiométrica de C¹⁴ mínima de 4900 cal BP (años calibrados antes del presente) que se ve confirmada por restos arqueológicos cerámicos.



Figura 3. Suelo enterrado en la vertiente este del río Guadalbullón, en una trinchera de la carretera N-323, con restos de cerámica de época calcolítica.

El segundo caso, que se encuentra en la vertiente este de río Frío y sobre el pueblo de los Villares (Figura 1), corresponde a una zona inestable de grandes dimensiones en la que se han identificado numerosos episodios de flujo que, partiendo en muchos casos de la cresta montañosa, alcanzan el fondo del valle del río (Figura 4). El área inestable se extiende paralelamente al río por una longitud de unos 5 km y perpendicularmente al mismo, en unos 2 km, salvando desniveles superiores a 300 m. Se han encontrado suelos enterrados que incluyen el horizonte A. El análisis de los parámetros del suelo sobre la masa deslizada arroja un índice de desarrollo del perfil de Harden (1982) que implica una edad de unos 6500 años. Las características y edad resultante de este suelo contrastan con las del suelo enterrado, sensiblemente más antiguo. A falta de comparar con más elementos en la cronosecuencia, puede considerarse la edad del suelo sobre la masa deslizada como la edad mínima del deslizamiento.



Figura 4. Vertiente este del río Frío, sobre las zonas urbanizadas de los Villares. En línea blanca discontinua se muestra uno de los lóbulos individualizados de la zona inestable de flujos, sobre el que se han realizado los sondeos, cuyas muestras se han datado.



Figura 5. Paleoembalse de Otiñar debido al represamiento que produjo un deslizamiento hace 14350 cal BP. La acumulación en el pie del deslizamiento obstruyó el curso del río Quiebrajano a la entrada de un cañón. Parte de la represa natural se conservaba hasta mediados del siglo XX hasta que fue destruida por una inundación.

Por último, en el sur de la zona mostrada en la Figura 1, se encuentra un deslizamiento que afecta a una extensión de más de 50 hectáreas (Figura 5) en las inmediaciones del enclave de Otíñar. Este deslizamiento tuvo la particularidad de producir un embalse natural a lo largo de más 2 kilómetros en la vertiente oeste del río Quiebrajano, que se rellenó en un corto periodo de tiempo (García-García et al., 2011). El deslizamiento es de tipo rotacional con una depresión en cabecera que determina en la actualidad un área endorreica de más de una hectárea y una acumulación al pie que se eleva varias decenas de metros sobre el terreno circundante. Esto produjo el cierre del valle en una longitud de 150 metros y con una atura de 30 metros. El deslizamiento tuvo que ser repentino, ya que, en caso contrario, el curso del río (de alta energía) lo hubiera ido erosionando conforme avanzaba. El relleno del represamiento ha permitido datar con gran precisión los restos vegetales encontrados. La edad radiométrica de C¹⁴ obtenida a partir de tres muestras es de 14350 cal BP con una horquilla de 260 años entre las muestras, lo que indica que el relleno fue rápido como cabe esperar en un embalse de un río con una amplia cuenca de drenaje.

6. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Este trabajo pone en evidencia que, en el sector estudiado del frente montañoso bético en el valle del Guadalquivir, más del 7 % del territorio ha estado afectado por movimientos de ladera durante el Pleistoceno superior-Holoceno, incluyendo desprendimientos, deslizamientos propiamente dichos y flujos. Sin embargo, solo un cierto porcentaje de estos movimientos son activos o lo han sido en las últimas décadas, y además suelen ser de pequeño tamaño, por lo que finalmente sólo un 20% del área movilizada y menos del 2% del área total corresponde a procesos activos (Fernández et al., 2012). Esta distribución, que constata la existencia de grandes deslizamientos inactivos en la zona de estudio, es similar a las observadas en otras regiones de las Cordilleras Béticas (Irigaray et al., 1999; 2007). Además, se ha de tener en cuenta que la mitad de los considerados inactivos se han catalogado como dormidos, es decir, son deslizamientos que conservan los factores que determinaron su creación y que por tanto podrían reactivarse si se produjera cualquier fenómeno desencadenante (WP/WLI, 1993; Chacón et al., 1996).

Por lo tanto, para poder establecer correctamente el riesgo por deslizamientos de la región es crítico establecer cuáles han sido los factores condicionantes y desencadenantes que han dado lugar a tan alto número de deslizamientos, aunque muchos de ellos estén inactivos. Dado que los factores condicionantes como son la litología, estructura o incluso pendiente, no han cambiado sustancialmente desde el Pleistoceno superior, lo que se corrobora en el análisis de factores correspondiente a los últimos años (Fernández et al., 2021), se plantea que el factor climático, como desencadenante, ha debido ser el responsable principal de los movimientos de ladera, salvando alguna excepción que haya podido originarse por sismicidad que puede considerarse moderada en la zona (Peláez et al., 2005). La incidencia de las lluvias como factor desencadenante en la zona de estudio ha sido comprobada en los estudios realizados a nivel provincial (Sanz y Pérez, 2004; Carpena et al., 2017; 2021), a nivel de la zona (Fernández et al., 2021) e incluso a nivel de detalle en algunos deslizamientos próximos a la localidad de La Guardia, analizados mediante campañas de UAS/RPAS (Fernández et al., 2015; 2016b).

El deslizamiento más antiguo que se ha podido datar es el del río Quiebrajano en las inmediaciones de Otiñar, de edad 14350 cal BP, que lo sitúa en el periodo Bølling-Allerød, y dentro de él en un momento de máximos pluviométricos que aconteció intercalado durante la última glaciación poco antes de que terminara completamente (Camuera et al., 2021). El siguiente deslizamiento, localizado en la vertiente del río Frío cerca de Los Villares, y datado en aproximadamente 6500 años mediante el índice de evolución del suelo, lo sitúa justo en el denominado Cambio Climático de mitad del Holoceno (Mid-Holocene Climate Change) un momento de bruscos cambios donde se han identificado periodos de lluvias intensas en la región europea (Steig, 1999). Por último, el deslizamiento analizado en torno al río Guadalbullón, al noreste de la Serrezuela de Pegalajar, entierra un suelo con restos cerámicos, que se ha datado en 4900 años cal BP, en pleno periodo Calcolítico para el sureste de la Península Ibérica. Esta época

no es especialmente húmeda, por lo que ha de proponerse un origen diferente a los anteriores, quizás relacionado con la actividad humana de las civilizaciones de la edad del cobre y del bronce. Estas civilizaciones suponen la introducción de la agricultura en la región y consecuentemente, una deforestación dramática (Carrión et al., 2007). Dicha deforestación constituye un factor desencadenante al desproteger el suelo de la erosión laminar y quitar la fijación que suponen las raíces profundas de los árboles maduros.

Adicionalmente, la observación sobre el terreno y la fotografía aérea de otros grandes paleodeslizamientos existentes en la zona, como los localizados en el sector de La Guardia, en este caso en la vertiente suroeste del río Guadalbullón, parece estar de acuerdo con los resultados de las dataciones. En concreto, el caso del gran deslizamiento que afecta a la localidad de La Guardia muestra unas características compatibles con lo dicho, a saber, se trata de un deslizamiento de ladera antiguo y actualmente inactivo, al menos desde la Edad Media, ya que ni el castillo ni las numerosas huertas árabes de La Guardia que tapizan el deslizamiento parecen haber sido alteradas. No obstante, se considera dormido ya que aún conserva la morfología típica de un gran movimiento de ladera, en el que se reconocen varios escarpes y lóbulos que se extienden por la vertiente norte del Cerro de la Guardia, desde el Castillo medieval de la mencionada población en su cabecera, hasta el cauce del río Guadalbullón (Sanz y Menéndez-Pidal, 2008). Salva un desnivel de unos 150 m, ocupando una superficie de forma elipsoidal, de 1 Km de longitud y 0,6 Km de anchura (Figura 6).



Figura 6. Planta del paleodeslizamiento que afecta a la localidad y aledaños de La Guardia, con indicación de los principales rasgos y potenciales direcciones de desplazamiento, sobre una base geológica y topográfica.

Este deslizamiento se originó probablemente por la desestabilización de materiales de las Unidades del Guadalquivir, con abundantes arcillas y evaporitas, debido a la intensa acción erosiva del río Guadalbullón en su pie, a lo que hay que añadir la continua humectación del terreno en cabecera debido a la presencia de importantes surgencias kársticas que drenan un acuífero calcáreo mesozoico, cuyo contacto con las arcillas se sitúa en La Guardia. Este mismo hecho se ha observado a largo de todo el borde del cerro de San Cristobal (Fernández et al., 2015; 2016b), y es el responsable de distintas masas de travertinos, como la situada en la cabecera de este deslizamiento, considerada como Plio-Cuaternario. Algunos bloques de travertinos aparecen embebidos y removilizados dentro de la masa del deslizamiento y otros más recientes del Holoceno lo fosilizan, lo que, junto a otras observaciones relativas a las terrazas y formaciones coluviales, llevan a establecer una edad indeterminada Pleistoceno Superior-Holoceno (Sanz y Menéndez-Pidal, 2008).

En conclusión, este estudio, aunque preliminar, apunta inequívocamente a que el área estudiada, es muy susceptible ante los grandes deslizamientos. Esta afirmación es extrapolable a todo el Alto Guadalquivir que comparte litologías, estructuras y pendientes, es decir factores condicionantes, lo que se ven agravado por el catastrófico aumento de la erosión por cárcavas en la región (Fernández et al., 2020). Oscilaciones climáticas bruscas con eventos excepcionalmente húmedos, y/o malas prácticas en el manejo del suelo con deforestaciones masivas, podrían reactivar muchos de los deslizamientos, especialmente aquellos considerados como dormidos. Los escenarios de cambio climático en el Alto Guadalquivir deberían contemplar este riesgo en la medida que fueran previsibles años anómalamente húmedos como los acontecidos entre los años 2009 y 2013 y establecer mediante estudios de estabilidad, al menos aquellos paleodeslizamientos que suponen un riesgo mayor.

Trabajos futuros deberán ir en la línea de realizar un mayor número de dataciones, concretamente en aquellos ejemplos conocidos como los situados en las inmediaciones de La Guardia, para poder establecer una cronología más completa de los paleodeslizamientos de la región, lo que unido a observaciones geomorfológicas y geotécnicas permitan un mayor conocimiento de la génesis de los mismos.

7. AGRADECIMIENTOS

Este proyecto ha sido financiado mediante el Convenio "Riesgos asociados a las infraestructuras viarias de la Provincia de Jaén" entre la Diputación de Jaén y la Universidad de Jaén.

REFERENCIAS

Birkeland, P.W, 1999. Soils and Geomorphology. 3 th. Edition. Oxford University Press. New York. 430 pp.

- Calero, J., Delgado, G., Delgado, R., Martín-García, J.M., 2009. SEM image analysis in the study of a soil chronosequence on fluvial terraces of the middle Guadalquivir (south- ern Spain) European Journal of Soil Science 60, 465–480.
- Carpena, R.L., Mellado, I., Moya, F., Colomo, C., Bédmar, P., Calero, J., Pérez, A., Fernández, T., Sánchez-Gómez, M. y Tovar-Pescador, J., 2017. Análisis de riesgos asociados a las infraestructuras viarias de la Diputación Provincial de Jaén. In Proceedings of the IX Simposio Nacional Sobre Laderas y Taludes Inestables, Santander, Spain, 27–30 June 2017; Volume 1, pp. 335–346.
- Carpena, R., Tovar-Pescador, J., Sánchez-Gómez, M., Calero, J., Mellado, I., Moya, F. y Fernández, T., 2021. Rainfall-induced landslides and erosion processes in the road network of the Jaén Province (Southern Spain). Hydrology 8, 100.
- Carrion, J.S., Fuentes, N., Gonzalez-Samperiz, P. et al., 2007. Holocene environmental change in a montane region of southern Europe with a long history of human settlement. Quaternary Science Reviews, 26 (11-12): 1455-1475.
- Corominas, J. y García-Yagüe, A., 1997. Terminología de los movimientos de ladera. IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada. Vol.3: 1051-1072.
- Chacón, J.; Irigaray, C. y Fernández, T. 1996. From the inventory to the risk analysis: improvements to a large scale GIS method. 8th International Conference and Field Workshop on Landslides, pp. 335-342.

- Fernández, T., Sánchez-Gómez, M., García-García, F. y Pérez-Valera, F., 2012. Cartografía de movimientos de ladera en el frente montañoso de la Cordillera Bética en el sector de Jaén. Geotemas 1471–1474.
- Fernández, T., Pérez, J.L., Cardenal, F.J., Colomo, C., Moya, F., Sánchez-Gómez, M., Tovar, J. y Carpena, R.L., 2016a. Estimación de la actividad y la peligrosidad a los movimientos de ladera en la cuenca del río Guadalbullón (Jaén) mediante técnicas fotogramétricas y LiDAR. IX Congreso Geológico de España, Geotemas, 16, 1.
- Fernández, T., Pérez, J.L., Cardenal, F.J., Gómez, J.M., Colomo, C. y Delgado, J., 2016b. Analysis of landslide evolution affecting olive groves using UAV and photogrammetric techniques. Remote Sens., 8, 837.
- Fernández, T., Pérez, J.L., Cardenal, F.J., López, A., Gómez, J.M., Colomo, C., Sánchez, M. y Delgado, J. Use of a light UAV and photogrammetric techniques to study the evolution of a landslide in Jaén (Southern Spain). Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spat. Inf. Sci. 2015, 40, 241.
- Fernández, T., Pérez-García, J.L., Gómez-López, J.M., Cardenal, J., Calero, J., Sánchez-Gómez, M., Delgado, J. y Tovar-Pescador, J. Multitemporal analysis of Gully erosion in olive groves by means of digital elevation models obtained with aerial photogrammetric and LiDAR data. ISPRS Int. J. Geo-Inf. 2020, 9, 260.
- Fernández, T., Pérez-García, J.L., Gómez-López, J.M., Cardenal, J., Moya, F. y Delgado, J. Multitemporal landslide inventory and activity analysis by means of aerial photogrammetry and LiDAR techniques in an area of Southern Spain. Remote Sens. 2021, 13, 2110.
- García-García, F. y Sánchez-Gómez, M., 2003. Relleno sedimentario y destrucción de una pequeña cuenca fluvio-lacustre en la Sierra Sur de Jaén (Cordilleras Béticas). Geogaceta 33, 63–66.
- García-García, F., Sánchez-Gómez, M., Navarro, V. y Pla, S., 2011. Formation, infill, and dissection of a latest-Pleistocene landslide-dammed reservoir (Betic Cordillera, Southern Spain): Upstream and downstream geomorphological and sedimentological evidence. Quaternary International 233, 61–71. doi:10.1016/j.quaint.2010.07.010.
- Harden, J.W., 1982. A quantitative index of soil development from field descriptions: examples for a chronosecuence in central California. Geoderma 28: 1-28.
- Hungr, O.; Leroueil, S.; Picarelli, L., 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. Landslides, 11, 167–194.
- Irigaray, C., Fernández, T., El Hamdouni, R. y Chacón, J., 2007. Evaluation and validation of landslide susceptibility maps obtained by a GIS matrix method: Examples from the Betic Cordillera (southern Spain). Nat. Hazards, 41, 61–79.
- Irigaray, C., Fernández, T., El Hamdouni, R. y Chacón, J., 1999. Verification of landslide susceptibility mapping. A case study. Earth Surf. Proc. Land., 24, 537–554.
- Morales, J., Azañón, J.M., Stich, D., Roldán, F.J., Pérez-Peña, J.V., Martín, R., Cantavella, J.V., Martín, J.B., Mancilla, F., González-Ramón, A., 2015. The 2012–2013 earthquake swarm in the eastern Guadalquivir basin (South Spain): A case of heterogeneous faulting due to oroclinal bending. Gondwana Research 28, 1566–1578. doi:10.1016/j.gr.2014.10.017.
- Nieto, L.M.; Sánchez-Gómez, M.; Olid-Melero, J.; Fernández, T.; López-Vilches, M.D.; Castillo, J.C. 2005. The Oil Green Railway: An easy way for geoturism and archeoturism. IV Inernacional Symposium on the Conservation of the Geological Heritage, Braga (Portugal).
- Peláez, J.A., Sánchez-Gómez, M., López-Casado, C., 2005. La serie sísmica de Mancha Real de 1993. Boletín del Instituto de Estudios Giennensis 191, 169–183.
- Pérez-Valera, F., Sánchez-Gómez, M., Pérez-López, A., Pérez-Valera, L.A., 2017. An evaporite-bearing accretionary complex in the northern front of the Betic-Rif Orogen. Tectonics 36, 1006–1036. doi:10.1002/2016TC004414.
- Sanz, E. y Pérez, J.J., 2004. La infiltración en la activación de movimientos de ladera. VIII Simposio de Hidrogeología Libro de comunicaciones. En: Libro de comunicaciones. pp. 441 448. ISSN 03660176.
- Sanz, E. y Menéndez-Pidal, I., 2008. The Palaeoslide of La Guardia, Jaén, Spain, and its Impact on the City and Accesses: N-323- Motorway construction and exploitation. Euroengeo 2008, Madrid, pp.121-124.
- Sanz de Ojeda, P., Sanz Pérez, E., Galindo, R. y Sanz Riaguas, C., 2021. Retrospective Modeling of a Large Paleo-Landslide Related to Deglaciation in the Sierra de Urbión, Cordillera Ibérica, Spain. Appl. Sci., 11, 4277. https://doi.org/10.3390/app11094277.
- Sánchez-Gómez, M., Peláez, J.A., García-Tortosa, F.J., Pérez-Valera, F., Sanz de Galdeano, C., 2014. La serie sísmica de Torreperogil (Jaén, Cuenca del Guadalquivir oriental): evidencias de deformación tectónica en el área epicentral. Revista de la Sociedad Geologica de España 27, 301–318.
- Sánchez-Gómez, M. y Pérez-Valera, F., 2018. Evidence of recent tectonics (Late Pleistocene) at the Betic Cordillera-Guadalquivir Basin boundary (province of Jaén), in: Canora, C., Martín, F., Masana, E., Pérez, R., Ortuño, M. (Eds.), III Reunión Ibérica Sobre Fallas Activas y Paleosismología. Alicante (Spain), pp. 107–110.

- Steig, E.J., 1999. Mid-Holocene Climate Change. Science 286, 1485–1487. doi:10.1126/science.286.5444.1485
- Varnes, D.J., 1978. Slope movement, types and processes. In Landslides: Analysis and Control; Schuster, R.L., Krizek, R.J., Eds.; Transportation Research Board Special Report National Academy of Sciences: Washington, DC, USA; Volume 176, pp. 12–33.
- Villegas, I., Ureña, F. y Thode, J.M, 2017. Estudio de riesgos geotécnicos en la A-316 (Provincia de Jaén). IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, E.Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.), pp. 1003-1014.
- WP/WLI, 1993. A suggested method for describing the activity of a landslide. Bull. Eng. Geol. Environ., 47, 53–57.

INFLUENCIA DE LOS CICLOS CLIMÁTICOS EN LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO REGISTRADOS EN MALLORCA

Juan Antonio LUQUE (1), Rosa María MATEOS (1), Roberto SARRO (1), Eduardo PEÑA (1), Cristina REYES-CARMONA (1), Oriol MONTSERRAT (3), Marina CANTALEJO (2), Agustín MILLARES (2), María CUEVAS-GONZÁLEZ (3), José Pedro GALVE (2) y Anna BARRA (3)

⁽¹⁾ Centro Nacional Instituto Geológico y Minero de España (IGME-CSIC). ja.luque@igme.es, rm.mateos@igme.es, r.sarro@igme.es, e.pena@igme.es, c.reyes@igme.es

⁽²⁾ Universidad de Granada. marinacantalejoibaniez@gmail.com, mivalag@gmail.com, jpgalve@gmail.com

⁽³⁾ Centre Tecnològic de Telecomunicacions de Catalunya (CTTC/CERCA) oriol.monserrat@cttc.es, maria.cuevas@cttc.es, anna.barra@cttc.es

RESUMEN

El análisis espectral es un método que permite identificar los ciclos climáticos presentes en series hidrológicas. A partir de series pluviométricas de Mallorca se han estimado los ciclos climáticos existentes y la significación estadística de los mismos como variable de partida para realizar la cartografía de la influencia de cada ciclo en la zona de estudio. En concreto, se han utilizado 60 series pluviométricas sin modificar con más 30 años de registros continuos de lluvias diarias. Los resultados de la significación estadística calculada en el análisis espectral han sido reclasificados para determinar la existencia de su correlación espacial mediante el cálculo de los variogramas experimentales y su estimación espacial mediante krigeaje ordinario. Las estimaciones obtenidas presentan un alto grado de correlación entre los deslizamientos de mayor magnitud y los valores más altos de significación estadística.

1. INTRODUCCIÓN

Los riesgos geológicos ligados a las lluvias están caracterizados por componentes cíclicas, en concreto con ciclos como El Niño-Souther Oscillation (ENSO), North Atlantic Oscillation (NAO) o los ciclos ligados a las manchas solares (Luque-Espinar et al., 2017; Muñoz-Díaz and Rodrigo, 2005; Rodó et al., 1997; Tramblay et al., 2013; Xoplaki et al., 2012). Las series hidrológicas pueden presentar otros ciclos como Quasi-Biennial Oscillation (QBO) o Hale, entre otros (Currie et al., 1993; Hoyt and Schatten, 1997; Hurrell, 1995; Labitzke and van Loon, 1990; Lamb, 1972; Stuiver and Braziunas, 1989; Wills et al, 2019).

El análisis espectral permite estimar la presencia de ciclos en las series hidrológicas y la significación estadística por lo que es un método muy apropiado en este contexto (Luque-Espinar et al., 2017, 2008; Pardo-Igúzquiza and Rodríguez-Tovar, 2012).

Este estudio ha sido realizado a partir de series pluviométricas de Mallorca para determinar los ciclos climáticos existentes y la significación estadística de los mismos como variable de partida para realizar la cartografía de la influencia de cada ciclo en la zona de estudio. Para ello, se han utilizado 60 series pluviométricas sin modificar con más 30 años de registros continuos de lluvias diarias. Los

resultados de la significación estadística calculada en el análisis espectral han sido reclasificados para determinar la existencia de su correlación espacial mediante el cálculo de los variogramas experimentales y su estimación espacial mediante krigeaje ordinario (KO). Los valores de significación estadística usados han sido <90, >90, >95 y >99, que se reclasifican para su análisis espacial a 0 (sin ciclo), 1, 2, 3 y 4 respectivamente. Los variogramas experimentales han mostrado en todos los casos una buena estructura de correlación espacial y también se han podido ajustar modelos de variogramas para la posterior estimación de los ciclos estimados, esféricos en todos los casos y un efecto Pepita porcentualmente bajo. Las estimaciones obtenidas presentan un alto grado de correlación entre los deslizamientos de mayor magnitud y los valores más altos de significación estadística.

2. ZONA DE ESTUDIO Y DATOS EMPEADOS

La isla de Mallorca (Figura 1) presenta un clima Mediterráneo con inviernos templados y veranos secos y calurosos. La temperatura media anual es 16.6°C y la lluvia varía entre 1400 mm en la sierra de Tramuntana a 300 mm en el sur de la isla. La estación más lluviosa es el otoño, que concentra casi el 40% de la lluvia anual, normalmente en forma de tormentas. Las lluvias presentan una distribución muy irregular y está fuertemente controlada por el relieve de Tramuntana (Mateos et al, 2007), compuesta por todos los relieves existentes en el noroeste de la isla.



Las 60 series climáticas utilizadas son de la AEMET se encuentran distribuidas por toda la isla (Figura 1) y con un mínimo de 30 años de registros diarios, aunque más de la mitad superan los 50 años de registros diarios.

El 70% de los registros de movimientos del terreno de los últimos 30 años son desprendimientos rocosos, dado la predominancia de afloramientos de rocas carbonatadas (calizas jurásicas principalmente) en la sierra de Tramuntana (Mateos et al, 2015). En 2016 se registraron 60 caídas de rocas, aunque la mayoría de escaso volumen y vinculadas a las carreteras. Si sólo se tienen en cuenta los movimientos de origen natural, los tres mayores se produjeron entre 2008 y 2010 (Tabla 1). Por otra parte, en el conjunto del registro histórico, que empieza en 1991, destacan 5 grandes movimientos de origen natural (Tabla 1) que provocaron importantes destrozos en los bosques aledaños. El volumen de roca movilizado varió entre 2.800 m³ y 300.000 m³, este último presentó bloques de hasta 1500 m³ y varias toneladas de peso (Figura 2).

| Nombre | Cap Formentor | Son Cocó | Gorg Blau | Biniforani | Son Poc |
|---------------------------|--------------------------|------------|-------------|------------|------------|
| Туре | Rockfall | Avalancha | Rockfall | Rockfall | Rockfall |
| | | de rocas | | | |
| Municipio | Pollença | Alaró | Escorca | Bunyola | Bunyola |
| Fecha | septiembre 1994 | 19/12/2008 | 31/12/2008 | 05/01/2009 | 06/03/2013 |
| Volumen (m ³) | 200.000 | 300.000 | 30.000 | 28.000 | 30.000 |
| Daños | 1 víctima, ctra. Ma-2210 | Terreno | Ctra. Ma-10 | Terreno | 3 casas |

Tabla 1. Los cincos mayores rockfalls del registro disponible. En el periodo lluvioso 2008-2010 ocurrieron 3.



Figura 2. Rockfalls registrados en el periodo lluvioso 2008-2010 en la Serra de Tramuntana, diciembre de 2008. Izquierda: Son Cocó (300.000 m³). Derecha: Gorg Blau (30.000 m³).

3. METODOLOGÍA

Análisis espectral

La técnica estadística usada para determinar la existencia de componentes cíclicos en las series temporales estudiadas se conoce como análisis espectral (Bras and Rodríguez-Iturbe, 1993). El análisis espectral estima la amplitud y la fase de cada serie temporal analizada. La amplitud está relacionada con la varianza que, si se representa gráficamente frente a la frecuencia, se conoce como densidad espectral.

La robustez de la metodología empleada en este tipo de análisis es muy importante. Por este motivo, en este trabajo se ha empleado la metodología de Blackman-Tukey (Blackman and Tukey, 1958).

En esta metodología, la densidad espectral para una deteminada frecuencia, se estima mediante la fórmula:

$$\hat{S}(\omega) = \frac{1}{\pi} \left\{ \lambda(0)\hat{C}(0) + \sum_{k=1}^{M} \lambda(k)\hat{C}(k)\cos(\omega k) \right\}$$
(1)

S(w): es la densidad espectral estimada para la frecuencia w. $\hat{C}(k)$: es la función de covarianza para el paso késimo. $\lambda(k)$: función de ponderación conocida como "lag window" y que sirve para ponderar con un menor peso los valores de covarianza para pasos k mayores y que son estadísticamente menos significativos.

El "lag window" utilizado en este trabajo ha sido el de Blackman-Tukey (Blackman and Tukey, 1958):

$$\lambda(k) = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \cos\left(\frac{\pi k}{M}\right) \right\} \qquad 0 \le k \le M \qquad (2)$$

M: es el número de pasos de la función covarianza utilizados en la estimación de la densidad espectral. M, como máximo, puede valer N-l, donde N es el número de valores de la serie temporal.

De forma complementaria y para interpretar mejor los resultados, este análisis permite estimar la confianza estadística de los ciclos identificados, 90%, 95% y 99%.

Geoestadística

La Geoestadística, basada en la teoría de las Variables Regionalizadas, es ampliamente utilizada en investigación para solucionar problemas de estimación espacial (Chiles and Delfiner, 2012). El variograma es una función aleatoria intrínseca que representa la mitad de los incrementos cuadráticos medios de la variable espacial para puntos distantes el vector h.

$$\gamma(h) = 1/2E\{Z(x) - Z(x+h)\}^2 \quad (3)$$

Donde Z(x) y Z(x+h) son los valores observados en los puntos x y x+h.

El variograma es una función vectorial que cuantifica la varianza de los incrementos cuadráticos de primer orden de la función. Por tanto, analiza la variabilidad espacial de la variable de acuerdo con la distancia. La representación gráfica del variograma muestra la estructura de variación espacial de dicha variable. El estimador insesgado de la función variograma es obtenido a partir de los datos mediante la ecuación:

$$\gamma(h) = \frac{1}{2NP(h)} \sum_{i=1}^{NP(h)} \{z(x_i) - z(x_{i+h})\}^2 \quad (4)$$

Donde $z(x_i)$ y $z(x_{i+h})$ son los valores observados de la variable en los puntos x_i y x_{i+h} ; NP(h) es el número de parejas de datos distantes h. Después de calcular el variograma experimental, se ajusta un modelo teórico que se usa para llevar a cabo estimación espacial geoestadística mendiante krigeaje.

El krigeaje es el método de estimación geoestadística que proporciona el valor más probable de una variable en un punto no experimental. Hay diversos métodos de estimación adaptados a diferentes problemas. Estos métodos se clasifican en dos grupos en función de la estructura del estimador, lineales y no lineales. En este trabajo se ha elegido el krigeaje ordinario (OK) por adaptarse mejor al problema que se estudia.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este apartado se hará énfasis hasta las frecuencias correspondientes a los ciclos de las manchas solares (11.2 años) por ser más frecuentes y porque en este grupo se encuentran los ciclos que, en general, están más directamente relacionados con los deslizamientos (Tabla 2). Como se puede comprobar, si se suma las estaciones con valores de confianza estadística mayores de 95% y mayores de 99%, los ciclos que más influyen en orden decreciente son: ENSO 5.6 años (49 observaciones), ENSO 3.5 años (42 observaciones), NAO 7.5 años (41 observaciones), QBO 2 años (37 observaciones), ENSO 6.4 años (23 observaciones) y MANCHAS SOLARES 11.2 años (11 observaciones).

La Figura 3 muestra un ejemplo de dos estaciones pluviométricas situadas en la Serra de Tramuntana (Figura 3 a-b) y otra próxima a la costa Este, a menor cota, en una zona llana (Figura 3 c-d). Este ejemplo permite distinguir el comportamiento diferenciado, desde el punto de vista del análisis espectral, entre pluviómetros situados en puntos diferentes de la isla. En general, las series pluviométricas en la Serra de Tramuntana muestran mayor cantidad de ciclos y con valores de confianza estadística también mayores. Este comportamiento está indicando variabilidad espacial en las precipitaciones y que determinados frentes lluviosos no afectan a toda la isla.

| CICLO | CE 99% | CE 95% |
|--------------|--------|--------|
| 2 QBO | 11 | 26 |
| 3.5 ENSO | 21 | 21 |
| 5.6 ENSO | 32 | 17 |
| 6.4 ENSO | 17 | 6 |
| 7.5 NAO | 27 | 14 |
| 11.2 MAN SOL | 6 | 5 |

Tabla 2. Ciclos estimados, valor del nivel de confianza estadística calculado y número de estaciones donde se han estimado. CE: valor de la confianza estadística.



Figura 3a. Precipitaciones registradas en B220.



Figura 3b. Espectro de las precipitaciones registradas en B220.



Figura 3c. Precipitaciones registradas en B463.

Figura 3d. Espectro de las precipitaciones registradas en B463.

El análisis espacial de la influencia de los ciclos climatológicos se basa en la reclasificación de los valores de confianza estadística obtenidos, de tal forma que, a la ausencia de ciclos se le asigna valor 0; <90% = 1; >90% = 2; >95% = 3; y, >99% = 4. La Figura 4 muestra las estimaciones espaciales de la influencia de los ciclos climáticos determinados en el análisis espectral. Hay ciclos que no se han detectado en un número suficiente de estaciones por lo que no se pueden reclasificar los resultados y estimar la influencia de la forma descrita. En estos casos, se hace una transformación dicotómica, es decir, se observa (1), no se observa (0), como ocurre en el caso de ENSO (6.4 años) y Sunspot (11.2 años). Este tipo de estimación por krigeaje se denomina Krigeaje de Indicatrices (KI) y es equivalente a estimar el riesgo de superar el valor de corte designado, en este caso se observa/no se observa.



Figura 4a. Situación de los desprendimientos frente a la influencia de ENSO 5.6 años.



Figura 4b. Situación de los desprendimientos frente a la influencia de ENSO 3.5 años.







Figura 4d. Situación de los desprendimientos frente influencia de QBO 2 años.



Figura 4e. Situación de los desprendimientos frente a la influencia de ENSO 7.4 años.

Figura 4f. Situación de los desprendimientos frente a la influencia del ciclo solar 11.2 años.

La mayoría de los ciclos detectados en las estaciones meteorológicas muestran en la estimación espacial (Figura 4) diferente grado de afección. No obstante, hay que resaltar que, a excepción de los ciclos ENSO de 6.4 años y el solar de 11.2 años, el resto de ciclos influyen en toda la isla pues, en ningún caso, se han detectado estaciones meteorológicas que no estén influidas por el ciclo estimado. El ciclo ENSO de 5.6 años influye en casi toda la isla. Por el contrario, el ciclo QBO concentra su influencia de la Sierra de Tramuntana, fundamentalmente en la zona central y noreste. Tomando como referencia el corte de 95% de confianza estadística, el ciclo ENSO 5.6 años, influye en el 67% de la isla, seguido de NAO 7.5 años que influye en el 73% de la isla. El ciclo solar 11.2 año, influye, según el criterio mencionado, en el 12% de la isla.

Por otra parte, los sectores donde se encuentran los deslizamientos (Figura 4) están afectados están incluidos en las zonas de afección anteriormente descritas. Cabe resaltar que los ciclos que más afectan a dichos sectores, en orden decreciente, son QBO, ENSO 5.6 años y NAO 7.5 años.

5. CONCLUSIONES

- Como conclusión general, cabe resaltar que esta metodología puede resultar muy útil para la gestión del territorio y las emergencias de cara a mitigar los efectos de las lluvias ligadas a

estos fenómenos naturales.

- La metodología empleada para determinar la influencia del clima en la isla ha mostrado unos resultados robustos desde el punto de vista numérico y útiles desde el punto de vista práctico. La señal de los ciclos climáticos estimada es nítida, reforzada por elevados valores de confianza estadística. Además, los variogramas experimentales han mostrado en casi todos los casos una buena estructura de correlación espacial, lo que refleja que se trata de una variables continua y bien estructurada. Los porcentajes de efecto Pepita, comparación con los valores de la meseta han sido reducidos.
- El relieve de la Serra de Tramuntana, aunque muy influyente en la distribución de las precipitaciones, no es decisivo en la estimación espacial de los ciclos climáticos, salvo en el caso del ciclo QBO.
- En el caso de los ciclos ENSO 6.4 años y solar 11.2 años, la influencia es más limitada.
- Los ciclos que más influencia muestran en los sectores afectados por deslizamientos han sido, en orden decreciente, QBO, ENSO 5.6 años y NAO 7.5 años.

REFERENCIAS

- Blackman, R.B., Tukey, J.W., 1958. The measurement of power spectra from the point of view of communications engineering — Part I. The Bell System Technical Journal 37, 185–282. https://doi.org/10.1002/j.1538-7305.1958.tb03874.x.
- Chiles, J.-P., Delfiner, P., 2012. Geostatistics: modeling spatial uncertainty, 2nd ed. ed, Wiley series in probability and statistics. Wiley, Hoboken, N.J
- Currie, R.G., Wyatt, T., O'Brien, D.P., 1993. Deterministic signals in European fish catches, wine harvest and sea level, and further experiments. *Int J Climatol*, 13:665–687.
- Hoyt, D.V., Schatten, K.H., 1997. *The role of the Sun in climate change*. Oxford University Press, Oxford, 279 pp.
- Hurrell, J.W., 1995. Decadal trends in the North Atlantic Oscillation, regional temperatures and precipitation. *Nature*, 269:676–679.
- Labitzke, K. and van Loon, H., 1990. Associations between the 11-year solar cycle, the Quasi-Biennial Oscillation and the atmosphere: a summary of recent work. *Philos Trans R Soc Lond*, 330:577–589.
- Lamb, H.H., 1972. Climate: past, present and future climatic history and the future, vol 2. Methuen, London.
- Luque-Espinar, J.A., Chica-Olmo, M., Pardo-Igúzquiza, E., García-Soldado, M.J., 2008. Influence of climatological cycles on hydraulic heads across a Spanish aquifer. Journal of Hydrology 354, 33–52. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2008.02.014.
- Luque-Espinar, J.A., Mateos, R.M., García-Moreno, I., Pardo-Igúzquiza, E., Herrera, G., 2017. Spectral analysis of climate cycles to predict rainfall induced landslides in the western Mediterranean (Majorca, Spain). *Nat Hazards*, 89(3): 985 1007.
- Mateos, R.M., Azañón, J.M., Morales, R., 2007. Regional prediction of landslides in the Tramuntana Range (Majorca) using probability analysis of intense rainfall. Zeitschrift für Geomorphologie 287–306. https://doi.org/10.1127/0372-8854/2007/0051-0287.
- Mateos, R.M., Garcia, I., Reichenbach, P., Herrera, G., Rius, J., Aguilo, R., Roldan, F.J., 2014. Seasonal rockfall risk assessment along transportation network: a sample from Mallorca (Spain) 5467.
- Muñoz-Díaz, D., Rodrigo, F.S., 2005. Influence of the El Niño-Southern Oscillation on the probability of dry and wet seasons in Spain. Climate Research 30, 1–12.
- Pardo-Igúzquiza, E., Rodríguez-Tovar, F.J., 2012. Spectral and cross-spectral analysis of uneven time series with the smoothed Lomb–Scargle periodogram and Monte Carlo evaluation of statistical significance. Computers & Geosciences 49, 207–216. https://doi.org/10.1016/j.cageo.2012.06.018.
- Rodó, X., Baert, E., Comín, F.A., 1997. Variations in seasonal rainfall in Southern Europe during the present century: relationships with the North Atlantic Oscillation and the El Niño-Southern Oscillation. Climate Dynamics 13, 275–284. https://doi.org/10.1007/s003820050165.
- Saaroni, H., Toseti, A., Trigo, I.F., Vicente-Serrano, S.M., Yiou, P., Ziv, B., 2012. Large-scale atmospheric circulation driving extreme climate events in the Mediterranean and its related impacts. In: Lionello P (ed) *The climate of the Mediterranean region*. Elsevier, USA, pp 347–403.
- Stuiver, M., Braziunas, T.F., 1989. Atmospheric 14C and century-scale solar oscillations. *Nature*, 338:405–408.
- Tramblay, Y., El Adlouni, S., Servat, E., 2013. Trends and variability in extreme precipitation indices over

Maghreb countries. Nat Hazards Earth Syst Sci, 13:3235-3248.

- Wills, R.C.J., Armour, K.C., Battisti, D.S., Hartmann, D.L., 2019. Ocean–Atmosphere Dynamical Coupling Fundamental to the Atlantic Multidecadal Oscillation. Journal of Climate 32, 251–272. https://doi.org/10.1175/JCLI-D-18-0269.1.
- Xoplaki, E., Trigo, R.M., García-Herrera, R., Barriopedro, D., D'Andrea, F., Fischer, E.M., Gimeno, L., Gouveia, C., Hernández, E., Kuglitsch, F.G., Mariotti, A., Nieto, R., Pinto, J.G., Pozo-Vázquez, D., Saaroni, H., Toreti, A., Trigo, I.F., Vicente-Serrano, S.M., Yiou, P., Ziv, B., 2012. Large-scale atmospheric circulation driving extreme climate events in the Mediterranean and its related impacts. In: Lionello P (ed) *The climate of the Mediterranean region*. Elsevier, USA, pp 347–403.
LA INFLUENCIA DE EVENTOS DE PRECIPITACIÓN EXTREMOS EN EL DESENCADENAMIENTO DE ARGAYOS Y EN LA METEORIZACIÓN DE TALUDES ESTABILIZADOS; EL EJEMPLO DE LA CUENCA DEL SAJA-BESAYA.

ALBERTO GONZÁLEZ DÍEZ ⁽¹⁾, JOSE ANTONIO BARREDA ARGÜESO ⁽¹⁾, PABLO VALENZUELA MENDIZABAL ⁽¹⁾, MANUEL DOMINGO DEL JESÚS CLEMENTE ⁽²⁾ y MIGUEL ANGEL DIEZ BARRIO ⁽²⁾

⁽¹⁾ Departamento de Ciencias de la Tierra y Física de la Materia Condensada, Universidad de Cantabria. Avd. Los Castros s/n, 39005 Santander, Cantabria. gonzalea@unican.es (autor correspondiente)

⁽²⁾ Consejería de Obras Públicas, Ordenación del Territorio y Urbanismo, Gobierno de Cantabria. C/Alta 5, 7, 39008 Santander, Cantabria.

RESUMEN

Los registros de precipitación de 2019 fueron superiores a la media en la Comunidad Autónoma de Cantabria, propiciando el desarrollo de multitud de deslizamientos. De hecho, en la Cuenca del Saja-Besaya su tasa de ocurrencia se disparó notablemente en los dos periodos de lluvia que típicamente se presentan a lo largo del año (invierno y otoño); muy especialmente en el periodo invernal, registrándose más de 199 individuos homogéneamente distribuidos. Muchas de las roturas producidas en invierno sufrieron nuevas reactivaciones durante el periodo otoñal. En este trabajo, se repasan y analizan los datos que conocemos respecto al papel de las precipitaciones en la producción de deslizamientos en esta cuenca hidrográfica. El evento de invierno mencionado fue de carácter extremo, aportando una variación del umbral de precipitación aceptado, que puede ser más coherente con los escenarios futuros planteados, para el cambio climático.

1. INTRODUCCIÓN

Los movimientos en masa, popularmente conocidos en Cantabria como argayos (González Diez, 1995), presentan una importante incidencia en la región, debido a la presencia de materiales susceptibles, la estructura geológica, la geometría de las laderas (que aporta pendientes fuertes) y un régimen de precipitaciones muy intenso, especialmente en invierno y en otoño (González Díez, 1995). Investigaciones precedentes han constatado la relación existente entre precipitaciones y ocurrencia de movimientos de ladera en Cantabria, presentando los umbrales de precipitación registrados (MOPU, 1985; González Díez, 1995; González Díez et al., 2005, 2012, 2014; San Millán et al., 2016). Algunos trabajos señalan la existencia de dos periodos de precipitaciones intensas, uno en invierno y otro en otoño; además constatan que las roturas se producen con intensidades de precipitación cercanas a los 100 mm/día (González-Díez et al., 2014). La frecuencia con la que llegan a reproducirse estos episodios es de carácter cíclico con intervalos de 2 a 5 años (MOPU, 1985; González Díez et al., 2012). Dichos estudios identifican a los años 2010 y 2013 como los más fructíferos en la producción de roturas en Cantabria. En cambio, otros informes hasta ahora inéditos, elaborados dentro del marco del Plan Nacional de Investigación (Gonález Díez, 2005), subrayan que

en laderas con materiales mesozoicos argilíticos, precipitaciones con tres días de lluvia antecedente e intensidades de entre 50 a 60 mm/día producen roturas ; mientras que otras lluvias con intensidades superiores (300 mm/día) pero sin lluvia antecedente no las producen. Además, en estos informes se verifica la existencia de un periodo precipitaciones intensas localizado a finales de la primavera, que sin tener la magnitud de los anteriores es capaz de generar roturas significativas. En cambio, otro estudio realizado posteriormente (San Millán et al., 2016), analizando solo roturas en taludes de carreteras, constató que las roturas se originaron con intensidades de precipitación en torno a 45 mm/día, y con 4 días de lluvia antecedente.

En este trabajo se analiza la contribución de las precipitaciones al desencadenamiento de movimientos en masa en 2019, en la cuenca del Saja-Besaya (Cantabria); año con registros de precipitación superiores a la media. Dos mil diecinueve ha sido un año en los que la ocurrencia de deslizamientos se disparó notablemente en Cantabria, los registros han catalogado más de 500 deslizamientos homogéneamente repartidos por toda la Comunidad Autónoma. De ellos, 199 argayos se localizan en dicha cuenca del Saja-Besaya (cerca del 40 % del total) produciendo importantes daños en las laderas naturales e infraestructuras (Google, 2019a, 2019b; El Diario Montañes, 2019). Su ocurrencia hace surgir la duda del comportamiento de la precipitación como factor desencadenante. Es por tanto pertinente discutir si estos eventos corresponden a pulsos cíclicos y extremos, o si en realidad corresponden a modificaciones del patrón natural como consecuencia del cambio climático. Evidentemente, las conclusiones del análisis de estas situaciones conllevan el diseño de nuevos escenarios de actividad y, por lo tanto, modificaciones de los umbrales de precipitación registrados hasta la fecha.

2. METODOLOGÍA, ÁREA DE ESTUDIO

En síntesis, la metodología desarrollada en el presente estudio se basa en el seguimiento de las laderas tras la ocurrencia de precipitaciones intensas y su correlación con los factores determinantes de los movimientos en masa. El seguimiento se realizó recorriendo la red de vías de comunicación existentes tras el inminente cese de las precipitaciones más intensas, posicionando las laderas y taludes dañados. Se transitaron tanto carreteras nacionales, como autonómicas, locales como pistas forestales. Cada argayo identificado fue posicionado en campo mediante GPS y fotografiado. Una reducida base de datos fue completándose sobre el terreno, con ítems referentes al tipo de sustrato afectado y al grado de actividad percibido tras el evento, incorporándose todas las roturas percibidas independientemente de su tamaño. Asimismo, se registraron los puntos de incidencia existentes sobre las vías recorridas o las roturas presentes en sus alrededores. Posteriormente, y con la ayuda de un Sistema de Información Geográfica (SIG), se confeccionó una geodatabase con los puntos de rotura (tanto nuevas como reactivaciones), en la que se incorporaron datos procedentes de su análisis en fotos aéreas, ortoimágenes e imágenes de satélite, desplazamientos GPS, etc. Así mismo se incorporaron al SIG otros datos de tipo geológico y ambiental en poder del equipo de investigación. Paralelamente, también se incorporó al SIG la localización de las estaciones meteorológicas automáticas pertenecientes a redes en abierto (CLIMATE-DATA.ORG, 2022) y Datosclima.es (2021) y los registros climatológicos de las mismas tanto de ese año como de años precedentes, con el fin de caracterizar la intensidad y duración de los eventos de precipitación identificados. Posteriormente, en el SIG se establecieron las respectivas correlaciones espaciales entre argayos, precipitación y unos cuantos factores condicionantes de los movimientos en masa (pendiente, orientación altitud y litología).

Existen numerosos trabajos en los que se presenta Cantabria como <u>área de estudio</u> para el establecimiento de correlaciones entre precipitaciones y movimientos en masa (González Díez, 1995; González Díez et al., 2005, 2012, 2014; San Millán et al., 2016). Sin embargo, apenas hay referencias de la Cuenca Hidrográfica del río Saja-Besaya como escenario para este tipo de estudios. En concreto, esta Cuenca (Fig 1) posee una superficie de 1025 km². Su orografía oscila, en una proporción de un 30-70 %, entre zonas próximas a la costa (con pendientes por debajo de los 10°) y zonas del interior (donde las pendientes promedio superan los 20-30°). El clima es de tipo Atlántico-Oceánico, similar al de Europa Occidental, del tipo Cfb según la clasificación climática de Köppen. Desde el punto de vista de las temperaturas es del tipo mesotermal, careciendo de una estación seca y poseyendo un verano suave, especialmente en la zona litoral donde la temperatura media del mes más frío está en

torno a los 9 °C, mientras que la del mes más cálido ronda los 20 °C. En el interior las temperaturas medias invernales se sitúan en el entorno de 4-8°C; mientras que las estivales rondan los 25 °C. Las precipitaciones medias anuales en la región son abundantes. En la costa se registran promedios alrededor de 1200 mm mientras que en las montañas orientales superan los 1800 mm.



Fig 1. Arriba, localización de la Cuenca del Saja-Besaya dentro de Cantabria. Centro, modelo 3D de la Cuenca del río Saja-Besaya y cuencas adyacentes, mostrando las principales localidades y situación de estaciones meteorológicas consideradas en este trabajo (círculos grises), red de drenaje (líneas azules) y red viaria (líneas rojas).

La geología de la Cuenca del Saja-Besaya está dominada por materiales mesozoicos. El Paleozoico aflora en el centro y el extremo sur occidental de la región, ligado a los relieves montañosos de la Cordillera Cantábrica y al Frente Cabalgante del Escudo de Cabuérniga. Este último, corresponde a un cabalgamiento fallado con dirección E-W, de los materiales paleozoicos sobre los mesozoicos situados al sur. Esta estructura forma una cadena montañosa denominado Escudo de Cabuérniga (Fig 1). El Mesozoico, consta de dos agrupaciones. La inferior comprende el Triásico, Jurásico y Cretácico (Inferior-medio), aflorando de forma muy desarrollada al sur del Escudo de Cabuérniga. Estos materiales se localizan dentro de una gran estructura sinformal, dominada por pliegues de gran radio de curvatura y una tectónica distensiva, con multitud de estructuras de interferencia. La superior está compuesta por el Cretácico medio-Superior; y aflora de manera discordante, tanto al sur como al

norte del frente Cabalgante del Escudo de Cabuérniga. Los materiales del Cenozoico aparecen exclusivamente en la zona costera; presentándose muy deformados. Sobre este conjunto sedimentario se dispone una amplia diversidad de depósitos superficiales generados por procesos costeros, fluviales, glaciares-periglaciares y de ladera. Es también significativo el desarrollo edáfico en toda la región (González Díez, 1995).

3. **RESULTADOS**

Los principales resultados del estudio se presentan a continuación organizados según los siguientes subapartados: distribución espacial de roturas y su relación con factores condicionantes; el evento de precipitación de 2019; análisis de la evolución de la precipitación como factor desencadenante de deslizamientos en la cuenca del Saja-Besaya durante 2019.

Distribución espacial de roturas. El seguimiento de las laderas afectadas por los movimientos en masa se realizó recorriendo la red de vías de comunicación existentes. Lógicamente, este método implica un sesgo en la información pues no permite revisar todo el territorio homogéneamente. Sin embargo, posibilita un acceso rápido al mismo. La visita se realizó tras el inminente cese de las precipitaciones más intensas (Figs 2A-H), intentando identificar todas las roturas inmediatamente después de haberse producido. Los primeros recorridos se realizaron en días en los que aún se registraban precipitaciones, mientras que los últimos fueron en días sin ellas (Figs 2I-T). El inventario elaborado con las roturas identificadas en la Cuenca del Saja-Besaya contiene más de 250. Una reducida base de datos fue completándose sobre el terreno, con ítems referentes al tipo de sustrato afectado y al grado de actividad percibido tras el evento, incorporándose todas las roturas percibidas independientemente de su tamaño.



Fig. 2. Detalles de algunos argayos y roturas originados en el evento invernal de 2019, en diferentes contextos morfológicos y litológicos; aparecen roturas en taludes de vías de comunicación como en laderas de montaña. Las imágenes desde A hasta H muestran los argayos producidos inmediatamente después del cese de las precipitaciones más intensas (D, E y F, pertenecen al argayo de Ruente); las imágenes desde I hasta T fueron tomadas varios días después del cese de las precipitaciones (Q y R pertenecen a La Vueltuca). Las roturas Q, R , S y T, corresponden a

argayos desarrollados varios días después del cese de las precipitaciones.

La datación de estos elementos presenta cierta incertidumbre temporal. Muchas laderas presentaron roturas sincrónicas con las precipitaciones más intensas (Fig 2A-H), por tanto, ambos fenómenos están estrechamente relacionados; mientras que otras desarrollaron roturas con posterioridad al cese de las precipitaciones (Fig 2Q-T). En algunos lugares, las roturas se manifestaron varios en días después del cese de la lluvia, incluso en días nublados o soleados. Con el natural transcurso de los días, la mayoría de las roturas convergieron en argayos (motivo por el que en este trabajo se diferencian ambos rasgos), dando lugar a los 199 argayos inventariados (Fig 3). Lógicamente, algunos argayos contienen una o varias roturas. En conjunto, las fechas de detección de los movimientos varían entre el 2 y el 25 de febrero (incluyendo en este lapso de tiempo tanto el desfase aludido entre rotura y construcción del argayo como el existente entre la ocurrencia del fenómeno y la visita al lugar argayado para inventariarlo).

R<u>elación entre argayos y factores condicionantes.</u> En este trabajo se ha analizado también relación existente entre los argayos y algunos factores condicionantes; principalmente los involucrados en la geometría de las laderas, así como las litologías sobre las que se desarrollan las roturas y/o deslizamientos (Figs 3 y 4). Las laderas más afectadas son las que poseen pendientes entre 0 y 10°, orientaciones E y S, y altitudes entre 400 500 m (Fig 4). Las roturas predominan en los materiales del Cretácico ligados a las facies argilíticas del Weal (48%); en segundo lugar, aparecen en los materiales de las Facies Purbeck (18,5%) que pertenecen al límite entre el Jurásico-Cretácico Inferior (Fig 4). Es notable también el papel jugado por las margas negras jurásicas (15%). Recordemos que la terminología empleada hace referencia a determinadas litológicas presentes en estos grupos cronológicos, y que por simplificación adoptan su nombre. El análisis comparado de estos factores (Figs 3 y 4) muestran su contribución a la inestabilidad de laderas registrada en la zona, constatando el claro paralelismo con los resultados obtenidos por González Díez (1995).



Fig. 3. Movimientos en masa identificados en la Cuenca del Saja-Besaya desde el 2 al 25 de febrero de 2019. Fondo: modelo litológico 3D con las principales unidades litológicas identificadas en la zona; sus nombres corresponden con



Fig 4. Correlaciones entre roturas y diferentes factores condicionantes

<u>El evento extremo de precipitaciones de 2019</u>. El análisis de la importancia de las precipitaciones registradas en 2019 se ha llevado a cabo considerando los registros de cuatro estaciones meteorológicas localizadas dentro de la Cuenca hidrográfica del Saja-Besaya y dos limítrofes (Figs 1 y 5). El año 2019 ha sido húmedo; con registros de precipitaciones notablemente superiores a la media (Fig 5), manifestándose numerosos argayos y roturas en las laderas (Fig 2), así como y daños en infraestructuras como consecuencia de las intensas precipitaciones registradas.

Los registros de las estaciones muestran dos claros máximos de precipitación en 2019: durante enerofebrero, y durante octubre-noviembre. No obstante, la estación de Alto Campoo solo registró el máximo otoñal. Cabe señalar que la estación de Torrelavega no tuvo registros en enero porque estuvo averiada en ese invierno. Los incrementos de precipitación registrados respecto al promedio son también patentes en todas las estaciones; en el máximo invernal Santillana presenta un incremento del 292 %, Los tojos del 349 %, San Felices del 320 %, Reinosa del 560 % y Alto Campoo del 165 %; mientras que en el máximo otoñal Torrelavega presenta tres picos (octubre 141 %, noviembre 264 % y diciembre 101 %), Santillana presenta dos picos (octubre 175 %, noviembre 181 %), Los tojos presenta cuatro picos (septiembre 181 %, octubre 166 %, noviembre 241 %, diciembre 112 %), San Felices presenta tres picos (septiembre 111 %, octubre 163 %, noviembre 225 %), Reinosa presenta dos picos (septiembre 142 %, noviembre 170 %, diciembre 125 %) y Alto Campoo presenta un incremento de precipitaciones desde el mes de julio con seis picos (julio 137 %, agosto 129 %, septiembre 311 %, octubre 209 %, noviembre 262 % y diciembre 227 %). Los datos de distribución espacial indican el carácter más local del máximo invernal respecto al registrado en otoño. La mayoría de las roturas inventariadas (Fig 3) fueron generadas durante el máximo invernal, en cambio las precipitaciones otoñales modificaron las laderas ya rotas y descubiertas de vegetación de algunos de los argayos presentados, principalmente las que vierten aguas al río Saja, no manifestándose evidencias claras de nuevas roturas en el resto, sólo de reactivaciones.



Fig 5. Distribución de las precipitaciones medias anuales (P.m.a.) respecto a las mensuales de 2019 en estaciones meteorológicas correspondientes a la Cuenca hidrográfica del Saja-Besaya, indicando el % de cambio registrado respecto a las P.m.a. Las estaciones correspondientes a la subcuenca del Besaya son: Torrelavega (Sierrapando), identificador 1154H, Altitud 110 m, Latitud 43°21'31N, Longitud 04°01'39W; San Felices de Buelna, identificador 1152C, Altitud 105 m, Latitud 43°16'19N, Longitud 04°02'55W; Reinosa, identificador 9001D, Altitud 870 m, Latitud 42°59'31N, Longitud 04°09'38W. Las estaciones correspondientes a la subcuenca del Saja son: Santillana del Mar (Altamira), identificador 1740, Altitud 150 m, Latitud 43°22'38N, Longitud 04°07'28W; Los Tojos, identificador 1135C, Altitud 460 m, Latitud 43°08'49N, Longitud 04°12'51W; Alto Campoo, identificador 9001S, Altitud 1650 m, Latitud 43°02'12N, Longitud 04°22'28W. Tanto Reinosa como Alto Campoo pertenecen estrictamente a cuencas limítrofes meridionales.

El comportamiento de las precipitaciones diarias es muy similar en las cuatro estaciones localizadas dentro de la Cuenca hidrográfica del Saja-Besaya (Fig 6), por lo que el análisis de la estación de Los Tojos se puede presentar como ejemplo de las precipitaciones acaecidas, y de su influencia en la ocurrencia de las roturas y/o argayos registrados. El máximo de invierno comenzó el 17 de enero y finalizó el 3 de febrero, comprendiendo 32 días con lluvias casi continuas. El evento puede desdoblarse en dos submáximos. El primero tuvo una duración de cinco días (desde el 9 al 12 de enero) con una precipitación acumulada de 17 mm. No se han constado roturas ligadas a este pico menor. El segundo, se originó tras cuatro días sin lluvias, y se compone de 15 días continuos de precipitación, con un total acumulado de 434,4 mm, y con intensidades promedio diarias de 24,1 mm. No obstante, las máximas intensidades registradas en mm/día fueron 93,4 (el 23 de enero, precipitación acumulada 228,8 mm) y 102 (el 24 de enero, precipitación acumulada 330,8 mm).



Fig 6. Precipitaciones diarias (en mm) registradas en las estaciones estrictamente ubicadas en la Cuenca hidrográfica del Saja- Besaya

En resumen, entre ambos días se recogieron 195,4 mm en la zona. Este fue el evento que más profundamente afectó a las laderas, ocasionando la mayoría de las roturas registradas en la base de datos. La importancia de este episodio de lluvias con respecto a años anteriores es muy relevante. Si bien hay años en los que durante el invierno se registran abundantes precipitaciones, como ocurrió en 2020 que se recogieron más de 201,8 mm, las intensidades registradas en 2019 en los días 23 y 24 de enero constituyen un umbral sin precedentes en los últimos diez años para el periodo invernal, puesto que son más de tres veces superiores a la media anual (Fig 5).

Transcurrido el invierno, los datos primaverales y estivales recogidos en Los Tojos muestran valores de precipitación incluso por debajo de los valores medios (Figs 5 y 6). No obstante, desde finales del verano hasta principios del invierno de 2020, las precipitaciones vuelven a incrementarse por encima de los valores promedio (Figs 5 y 6). Así, a finales del verano se registran valores ligados a tormentas con intensidades superiores a 20 mm/día, que ocasionan alguna reactivación en Ruente y La Vueltuca. La más relevante se registró el 10 de septiembre con intensidades de 84,4 mm/día y acumulados de precipitación de 86,6 mm. Algunos ejemplos han quedado patentes en otras aportaciones de este foro. Las precipitaciones registradas en otoño fueron analizadas de manera comparativa a las invernales. Por tanto, se llevaron a acabo agrupaciones de 32 días (periodo de lluvias continúas registradas en invierno). Siguiendo esta división obviamente artificial se identificaron dos grupos de datos. En el primero (lluvias casi ininterrumpidas de finales de septiembre a octubre) se registraron 183,6 mm. En dicho periodo hubo 8 días continuos de precipitación, con un total acumulado de 175,8 mm, con intensidades promedio diarias de 16 mm, aunque el 23 de octubre los instrumentos grabaron valores de 81,8 mm/día. En el área de Ruente y La Vueltuca estas lluvias ocasionaron reactivaciones de los taludes dañados, así como en otros argayos del Valle de Buelna (Fig 2, imagen P). En el segundo grupo (finales de octubre-noviembre) se registraron 18 días continuos de precipitación; el total

acumulado es de 291,8 mm. Esta cantidad es más de dos veces la registrada en el promedio de los últimos seis años (159 mm). La intensidad promedio diaria para este último periodo es de 16,2 mm; mientras que la intensidad máxima registrada fue de 51,8 mm/día (el 15 de noviembre). Nuevamente, estas lluvias también registraron reactivaciones en Ruente, La Vueltuca y otros movimientos mostrados en la Fig 2, favoreciendo notablemente la meteorización de las unidades litológicas expuestas. En comparación con el promedio de los seis años, los promedios de precipitación otoñal arrojan medias de 18,1 mm y abarcando 6 días continuos de lluvias.

Los balances de las precipitaciones desde finales del verano hasta mediados del otoño arrojan valores muy llamativos. El total de precipitaciones registradas en Los Tojos, desde primeros de agosto de 2019 hasta el 30 de noviembre, es de 667 mm; una cantidad bastante notable para este periodo si la comparamos con el promedio de los 6 últimos años (Fig 7), ya que duplica el valor medio recogido desde 2013 a 2018. Centrando el análisis exclusivamente en el periodo posterior al estío (a partir de la segunda decena de septiembre), la precipitación acumulada presenta valores superiores a 534 mm (Fig 7); lo que supone un 1,8 más que el promedio antes indicado. Por otra parte, si consideramos los últimos seis meses del año las precipitaciones registradas desde el 1 de julio hasta el 31 de diciembre de 2019 han sido de 858,2 mm. Los registros muestran valores entre a 1,34 y 2,0 veces superiores a los de los últimos seis años. En vista a los valores presentados es pertinente señalar que 2019 presentó varios <u>eventos de lluvias extremas</u>, no comparables a las registradas durante los últimos siete años; que desarrollaron roturas en la comarca del Saja, así como en la mayoría de las cuencas hidrográficas adyacentes (Deva, Nansa, Pas-Pisueña, Asón, etc).



Fig 7. Precipitaciones registradas en Los Tojos en los últimos siete años destacando en rojo las correspondientes a 2019.

<u>Análisis de la evolución de la precipitación como factor desencadenante de deslizamientos en la cuenca del Besaya-Saja durante 2019</u>. La distribución de los máximos de precipitación identificados, en el apartado anterior se han representado empleando la propuesta de San Millán et al. (2016). El gráfico (Fig 8) permite mostrar la relación entre la duración de las precipitaciones frente a su intensidad diaria, el día de la formación de la rotura. Todos los valores correspondientes a los máximos de invierno y otoño se localizan en el campo A (con valores de precipitación acumulada superiores a 36,20 mm/día, y de intensidad de precipitación mayores de 102,20 mm). Los umbrales obtenidos constituyen valores poco habituales en los registros presentes en la literatura, prácticamente sin precedentes recientes, dando lugar a umbrales muy por encima de los registrado para Pirineos por

Corominas (2005), y muy desplazados de los máximos presentados por San Millán et al. (2016) o Wieczorek, G.F. et al. (2000) para zonas de clima muy similar al de Cantabria.



Fig 8. Relación entre la duración de las precipitaciones (precipitaciones acumuladas en mm) frente a su intensidad (precipitaciones registradas en mm/día, el día de la formación de la rotura). Los máximos descritos están representados con óvalos de colores (azules: precipitaciones de invierno; morados: precipitaciones de otoño; verdes: precipitaciones de verano). Los campos A, B, C y D, están limitados por las líneas rojas de las medianas de precipitación acumulada (36,20 mm/día) y de intensidad de precipitación (102,20mm). Modificado de San Millán et al., 2016.

Los datos registrados han dejado patente que los argayos monitorizados (Ruente y La Vueltuca) han estado expuestos a incrementos importantes de precipitación durante el año 2019, favoreciendo la saturación de los materiales afectados, mermando sus propiedades resistentes, y beneficiando su progresivo deterioro y desestabilización.

4. CONCLUSIONES

Las precipitaciones ocasionadas en 2019 han favorecido la ocurrencia de más de 250 roturas y 199 argayos en la cuenca del Saja-Besaya. La datación de dichos rasgos presenta cierta incertidumbre temporal. Muchas laderas presentaron roturas sincrónicas con las precipitaciones más intensas, mientras que en otras las roturas se generaron inmediatamente después o varios días más tarde. Con el transcurso del tiempo muchas roturas convergieron en argayos.

Los resultados constatan el papel de la geometría de las laderas y litología en la ocurrencia de deslizamientos. Los resultados obtenidos muestran similitudes muy estrechas con otros datos presentes en la literatura para cuencas adyacentes. La principal conclusión de este resultado es que se constata el papel de dichos factores condicionantes en el desarrollo de modelos de susceptibilidad.

El año 2019 ha presentado dos máximos de precipitación ampliamente registrados en toda la Cuenca del Saja-Besaya con valores por encima del promedio medio anual. El primero se localiza en invierno con valores 3 veces por encima del promedio; el segundo se sitúa en otoño, con valores casi 2 veces superiores a los valores medios anuales. Cada uno de dichos máximos comprende dos o varios sub-máximos. Los invernales se registraron los días 23 y 24 de enero de 2019, recogiéndose respectivamente 228,8 mm y 330,8 mm de precipitación acumulada e intensidades de entre 93,4 y 102 mm/día, tras 7-8 días de lluvias continuadas. En el otoño se registraron varios sub-máximos en la cuenca, aunque los más relevantes se produjeron: el 23 de octubre, tras 8 días continuos de lluvia con un total acumulado de 175,8 mm e intensidades de 81,8 mm/día; el 15 de noviembre, tras 18 días de lluvia continuados con 291 mm acumulados y con intensidades de 51,8 mm/día. Estos valores sobrepasan los registrados hasta la fecha en Cantabria y en otras áreas susceptibles al desarrollo de procesos de inestabilidad de laderas, localizadas en climas similares. El evento extremo de invierno

ha aportado una variación del umbral de precipitación aceptado hasta el momento, que puede ser más coherente con los escenarios planteados en el futuro, para el cambio climático. En el caso de estudio de Ruente, el periodo de otoño permitió que el talud estuviera saturado durante más tiempo, acelerando notablemente su meteorización a favor de las anisotropías presentes en el macizo rocoso. En el caso de La Vueltuca, las precipitaciones favorecieron la coalescencia de las roturas abiertas en la ladera en un argayo de escaso espesor. Los datos registrados han dejado patente la progresiva alteración de los materiales presentes en ambos movimientos. El estudio conjunto de ambos eventos dentro del marco de la Cuenca hidrográfica del Saja-Besaya aporta una mejor comprensión de la influencia de lluvias extremas en la consideración de los umbrales existentes y como pulsos continuos de precipitaciones individuales afectan de manera decisiva a la estabilidad de taludes.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado con los fondos del proyecto 29.P114.64004 (Universidad de Cantabria). Los autores agradecen a la Consejería de Obras públicas, ordenación de Territorio y Urbanismo, su colaboración en la realización del mismo.

REFERENCIAS

- CLIMATE-DATA.ORG, 2022. CLIMATE-DATA.ORG [WWW Document]. URL https://es.climate-data.org/europe/espana/cantabria/ruente-210005/
- Corominas, J., 2005. Impactos sobre los riesgos naturales de origen climático. B. Riesgos de inestabilidad de laderas., in: Moreno, J. (coord) (Ed.), Evaluación Preliminar de Los Impactos En España Por Efecto Del Cambio Climático. Ministerio de Medio Ambiente, Madrid, pp. 549–579.
- Datosclima.es, 2021. [WWW Document]. URL https://datosclima.es/Aemet2013/DescargaDatos.html
- Gonález Díez, A., 2005. Informe final del proyecto FODISPIL. Santander.
- González Díez, A., 1995. Cartografía de movimientos de ladera y su aplicación al análisis del desarrollo temporal de los mismos y de la evolución del paisaje. Universidad de Oviedo.
- González Díez, A., Remondo, J., Cendrero, A., 2005. Consideraciones sobre la relación entre movimientos de ladera y el Clima., in: Corominas, J., Alonso, E., Romana, M., Hürliman, M. (Eds.), VI Simposio Nacional Sobre Taludes y Laderas Inestables. pp. 1103–1130.
- González Díez, A., Fernández-Maroto, G., Doughty, M., Martínez-Cedrún, P., Remondo, J.,
 Bruschi, V.M., Bonachea, J., Díaz de Terán, J.R., Cendrero A., 2012. La influencia de la tubificación en la génesis de deslizamientos originados por lluvias intensas., in: González Díez, A. (Ed.), AVANCES DE LA GEOMORFOLOGÍA EN ESPAÑA 2010-2012. Publican, Universidad de Cantabria, Santander, p. 690.
- González-Díez, A., Fernández-Maroto, G., Doughty, M.W., Díaz de Terán, J.R., Bruschi, V., Cardenal, J., Pérez, J.L., Mata, E., Delgado, J., 2014. Development of a methodological approach for the accurate measurement of slope changes due to landslides, using digital photogrammetry. Landslides 11, 615–628. https://doi.org/10.1007/s10346-013-0413-5
- Google, I., 2019a. Imágenes Google, Ruente [WWW Document]. URL https://www.google.com/search?q=deslizamiento+de+ruente+invierno+2019&tbm=isch&ved= 2ahUKEwj0i92B5aX3AhVrxYUKHQxPA4gQ2cCegQIABAA&oq=Deslizamiento+de+r&gs_lcp=CgNpbWcQARgAMgcIIxDvAxAnMgUIA BCABDIFCAAQgAQyBQgAEIAEMgUIABCABDIFCAAQgAQyBQgAEIAEMgYIABAFE B4yBggAE (accessed 4.21.22).
- Google, I., 2019b. Imágenes Google [WWW Document]. URL https://www.google.com/search?q=23%2C24++de+enero+de+2019+lluvias+en+saja&tbm=isc h&ved=2ahUKEwid1rrv5KX3AhXRxoUKHcVDBo0Q2cCegQIABAA&oq=23%2C24++de+enero+de+2019+lluvias+en+saja&gs_lcp=CgNpbWcQA zoHCCMQ7wMQJ1D-CViJHGDvI2gAcAB4AIABgAGIAcUEkgEDMC41mAEAoAEBqg (accessed 4.21.22).
- El Diario Montañes, 2019. Daños lluvias 23,24 de enero 2019 [WWW Document]. URL

https://www.eldiariomontanes.es/cantabria/entra-fase-prealerta-20190123105837-nt.html (accessed 4.21.22).

- MOPU, 1985. Cuenca del Norte de España. Inundaciones históricas y mapa de riesgos potenciales. Madrid.
- San Millán, E., González-Díez, E., Fernández-Maroto, G., 2016. Influencia de las precipitaciones en la ocurrencia de movimientos de ladera en Cantabria, in: Durán Valsero, J.J., Montes Santiago, M., Robador Moreno, A., Salazar Rincón, A. (Eds.), Comprendiendo El Relieve: Del Pasado Al Futuro. Instituto Geológico y Minero de España, Madrid, pp. 265–271.
- Wieczorek, G.F., Morgan, B.A., R.H., C., 2000. Debris-flow hazards in the Blue Ridge of Central Virginia. Environ. Eng. Geosci. VI, 3–23.

OBTENCIÓN DE UNIDADES DE LADERA (SLOPE UNITS) EN CATALUNYA

V. SASTRE (1), A. MARTÍ (1), P. BUXÓ (1) y J. MARTURIÀ (1)

(1) Institut Cartogràfic y Geològic de Catalunya (ICGC)

Valentin.saste@icgc.cat, anna.marti@icgc.cat, pere.buxo@icgc.cat, jordi.marturia@icgc.cat

RESUMEN

ICGC obtuvo para el conjunto del territorio de Catalunya tres coberturas de polígonos continuos de unidades de ladera (Slope Units o SU) correspondientes a sendos niveles de detalle mediante el tratamiento automático del modelo digital de elevaciones (DEM). Para la obtención de la SU se utilizó el algoritmo de GRASS "r.watershed" parametrizado según el relieve de las zonas a caracterizar y un conjunto de herramientas adicionales para asegurar la coherencia entre las distintas coberturas. Cada SU, sea cual sea su nivel de detalle, tiene asociados los siguientes campos: i) codificación, ii) área, iii) altitud del punto más elevado, iv) altitud del punto más bajo, v) desnivel, vi) pendiente y vii) orientación. Dichas coberturas se ponen a disposición de los usuarios. El articulo describe los procesos de obtención de la SU y resultados obtenidos.

Todo el trabajo se llevo a cabo mediante el software abierto QGIS 3.10.6, que incorpora en su interfaz los algoritmos hidrológicos del software GRASS GIS necesario para las operaciones principales.

1. INTRODUCCIÓN

La unidad cartográfica que delimita zonas de terreno con condiciones geomorfológicas propias y su definición es la base para establecer y definir los mapas de susceptibilidad a los movimientos de ladera (Carrara, et al., 1995) (Guzzetti, et al., 2006). Tradicionalmente las unidades más utilizadas son las de celdas de cuadrícula (píxeles o ràster) y las unidades de ladera (Reichenbach, et al., 2018). Las celdas de cuadrícula se obtienen directamente a través de un modelo digital de elevaciones (DEM) y la resolución de las variables predictoras se asume que corresponde a la de los píxeles del DEM. En este caso la partición es fácil y rápida y, en general, la modelización de la susceptibilidad utilizando pixeles ofrece un rendimiento eficiente. Sin embargo, presentan ciertas limitaciones; resultan demasiado locales para diagnosticar condiciones inestables, o bien dificultan la lectura de los mapas de resultade basados en píxeles (mosaicos cada uno con una susceptibilidad específica, sin coherencia espacial ni conectividad entre los píxeles adyacentes) hecho que las convierte en poco amigables para los planificadores del territorio.

Por este motivo, se está imponiendo la utilización de las unidades de ladera (Slope Units o SU en su denominación inglesa), que se definen como unidades de terreno limitadas por líneas de drenaje y divisorias de agua que pueden incluir una combinación de vertientes adyacentes o pequeñas cuencas,

y corresponden a lo que un geomorfólogo o hidrólogo podría reconocer como una ladera singular. En comparación con otras divisiones del terreno, las SU están directamente relacionadas con los procesos y condiciones geomorfológicas e hidrológicas que dan forma a los relieves naturales. Es por ello por lo que las SU son muy útiles en la modelización y el cálculo de la susceptibilidad a deslizamientos. Además, se puede asumir que la cinemática completa de los movimientos de ladera (iniciación, propagación y acumulación) se produce en el interior de la misma unidad. Aun así, no todo son ventajas, los criterios de división del SU pueden distorsionar la eficacia predictiva de los modelos de susceptibilidad, resultando en unidades demasiado grandes no adecuadas para determinar dinámicas específicas de los movimientos de ladera. Además, una definición de SU no lo suficientemente cuidada puede provocar que la caracterización de las unidades de pendiente esté demasiado suavizada (Amato, et al., 2019).

2. ANTECEDENTES, DELIMITACIÓN DE CUENCAS HIDROGRAFICAS

la Agencia Catalana del Agua (ACA), atendiendo sus funciones de caracterización del medio hídrico en Cataluña, delimito de manera continua para todo el territorio las cuencas hidrográficas en cinco niveles de detalle a partir del modelo de elevaciones 15x15 metros. En la Figura 1 se muestra la construcción de diferentes niveles de detalle para la definición de las cuencas de una misma zona. Las cuencas delimitadas por la ACA representan un conjunto de datos de referencia en cuanto a la magnitud o tamaño general de los polígonos. El concepto de los niveles de detalle, que facilita la posterior explotación de los datos según el ámbito concreto de cada aplicación, se tomó para definir 3 niveles de detalles de las unidades de ladera.



Figura 1.- Cuencas delimitadas por la Agència Catalana de l'Aigua (ACA). Los colores indican niveles de detalle distintos.

Posteriormente a la delimitación de cuencas de la Agencia Catalana del Agua, el *Ministerio de Transición Ecológica* español publicó en el año 2016 una delimitación, para todo el territorio estatal, de las subcuencas de tramos de río clasificadas según el método Pfafstetter modificado (Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente, 2016). Las subcuencas del MITECO (Figura 2) representan, similarmente a la delimitación del ACA, una referencia base en cuanto a la magnitud o tamaño medio de las cuencas. Además, en el ámbito concreto de la aplicación de las SU como base para el estudio de susceptibilidad a movimientos del terreno, el trabajo del MITECO realiza una caracterización física y geomorfológica de las cuencas, asignando a cada uno de los

polígonos parámetros como la longitud, el perímetro, coeficientes de forma, cotas y desniveles o la pendiente media. Esta aproximación, es muy interesante y debe tenerse presente en cualquier generación de unidades de vertiente.



Figura 2. Cuencas delimitadas per MITECO según el método Pfafstetter modificado.

3. METODOLOGIAS DE CÁLCULO

Si bien la información de partida para la delimitación de SU es siempre el modelo digital de elevaciones (a menudo complementado con otros conjuntos de datos, como la red hidrológica) para el cálculo y la delimitación se destacan tres enfoques principales en función de los parámetros de clasificación utilizados.

Los 2 primeros recurren a la utilización del modelo de relieve invertido; ya sea con el enfoque de los parámetros hidrológicos (*Método hidrológico con DEM invertido*) o con los parámetros geométricos de curvatura del relieve (*Método de curvatura DEM invertido*); y el tercero realiza los cálculos directamente sobre el modelo de relieve original. Este último se concreta principalmente en los trabajos realizados sobre los algoritmos desarrollados por GRASS GIS en su módulo hidrológico (*Método hidrológico con algorítmica de GRASS GIS*).

Para seleccionar el método más adecuado al presente trabajo, se realizaron diferentes pruebas piloto sobre una zona de estudio de interés y se valoran cualitativamente los resultados desde un punto de vista analítico en la caracterización del terreno.

Método hidrológico con DEM invertido

De acuerdo con los artículos consultados (Wang, et al., 2017) (Sun, et al., 2020) (Yu & Chen, 2020) es el método actualmente más comúnmente utilizado. Esta propuesta incorpora los procesos de cálculo de parámetros hidrológicos sobre el modelo de elevaciones y sobre el modelo de elevaciones invertido (multiplicado por -1) (Figura 3). Tras llevar a cabo las primeras pruebas, el método presento problemas cuando se aplicó a una escala regional. Si bien los resultados eran satisfactorios en las zonas de pendiente elevada, como los parajes montañosos, presenta errores en áreas más horizontales, generando líneas de drenaje anómalas que no se adecuaban a los fondos de valle y, por tanto, el resultado eran cuencas con formas poco naturales.



Figura 3. Diagrama de flujo de trabajo del método hidrológico con MDE invertido.

Método de la curvatura: DEM invertido

El método de curvatura utiliza la curvatura media del terreno para delimitar las SU (Sun, et al., 2020) (Yu & Chen, 2020). La curvatura media se calcula como el valor medio de la curvatura del perfil y la curvatura del plano. La curvatura de perfil se mide paralela a la pendiente e indica la dirección de pendiente máxima. Afecta a la aceleración y desaceleración de las corrientes por la superficie (Figura **4**).



Figura 4. Curvatura del perfil (a) negativa; (b) positiva; y (c) cero.

La curvatura del plano se mide perpendicular a la dirección de la pendiente máxima y se relaciona con la convergencia y divergencia de la corriente por una superficie (Figura 5).



Figura 5. Curvatura del plano (a) positiva; (b) negativa; y (c) cero.

Los valores máximos y mínimos del perfil pueden indicar márgenes de altiplanos y valles, mientras que los valores máximos y mínimos del plan pueden indicar áreas de cambio repentino de la orientación de la pendiente.

El proceso implica inicialmente el cálculo de la curvatura del relieve tanto para el modelo de elevaciones original como para el modelo invertido. A partir de estos resultados se calculan las áreas de aportación, que se corresponden directamente con las unidades de vertiente (Figura 6).



Figura 6. Diagrama del flujo de trabajo del método de curvatura con modelo de elevaciones invertido.

Método Hidrológico

Por último, el método hidrológico presenta una solución más directa gracias al algoritmo desarrollado en el software GRASS (GIS) llamado "r.watershed". Este algoritmo incorpora en una única herramienta los cálculos de los principales parámetros hidrológicos a partir de un modelo digital de elevaciones. Uno de los resultados que genera es la delimitación de lo que llama *half basins* (medias cuencas), que corresponden directamente con las unidades de vertiente.

El nivel de detalle, y por lo tanto la magnitud media, de las unidades resultantes de este proceso viene determinado por el parámetro umbral de tamaño mínimo de la cuenca hidrográfica exterior. Este valor, en unidades de píxel, representa que una cuenca se creará cuando al menos este número de celdas drenen hacia un cierto punto de drenaje. El resultado de este proceso genera habitualmente algunas cuencas de dimensiones muy reducidas, especialmente en las zonas de fondo de valle. Esto requiere, pues, de pasos de post procesado adicionales consistentes en la generalización o limpieza de estas mediante la fusión con las cuencas generadas adyacentes que comparten características físicas.

El *Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica* del *Consiglio Nazionale delle Richerche* italiano (IRPI-CNR) desarrollo una herramienta que incorpora al algoritmo *r.watershed* la optimización del cálculo de los parámetros de entrada y un complejo análisis estadístico del resultado para llevar a cabo el proceso de generalización (Alvioli, et al., 2016) (Alvioli, et al., 2020). Este enfoque, basado en el algoritmo GRASS y en el análisis estadístico para optimizar el resultado, fija las bases principales del método desarrollado en el presente trabajo.



Figura 7. Comparativa de los 3 métodos de obtención de SLU. a) Método hidrológico con DTM invertido; B) Método de curvatura DTM invertido; y C) Método hidrológico con algorítmica de GRASS GIS

3. OBTENCIÓN DE LAS UNIDADES DE VERTIENTE EN CATALUNYA

Analizando los resultados y las problemáticas surgidas en cada uno de los métodos se estableció el método hidrológico de GRASS GIS para realizar la delimitación de SU a partir del DEM, porque se mostró como el método que aportó resultados más consistentes y homogéneos independientemente del tipo de relieve. Tal y como se ha descrito en puntos anteriores, se generaron coberturas continuas y completas para toda Cataluña con tres niveles de detalle y mediante el método hidrológico, seguido de operaciones de generalización y refinación que garantizan la calidad del resultado y la coherencia entre los diferentes niveles de detalle.

En este apartado se describen las partes del proceso de obtención de las unidades de ladera, desde los datos de partida hasta los pasos llevados a cabo durante el procesado completo.

Modelo digital de elevaciones de Catalunya (DEM)

El conjunto de datos de partida de este proceso es el modelo digital de elevaciones de Catalunya (ICC, 2013). Actualmente, este producto se encuentra disponible en resoluciones espaciales de 2, 5 y 15 metros. Aunque siempre se persigue el objetivo de alcanzar la mayor precisión posible, el uso de la malla de elevaciones 2x2 metros presenta inconvenientes en cuanto a la introducción de ruido en el procesado y en cuanto a la velocidad y capacidad de las múltiples operaciones de cálculo y procesado. Por este motivo, se decidió utilizar la malla de resolución espacial 5 metros, ya que generaba un resultado de alta precisión y no conllevaba problemas de ruido.

División del territorio en unidades de relieve

El parámetro de tamaño mínimo de la cuenca hidrográfica exterior, que determina el número mínimo de celdas que deben drenar a un punto para generar una unidad de vertiente, genera diferentes resultados según el tipo de relieve donde se aplica el algoritmo r.watershed. Partiendo de esta premisa y siguiendo el trabajo realizado por (Alvioli, et al., 2020), se dividió el territorio en zonas de relieve según su pendiente. Se determinaron tres tipos de relieve: de pendiente suave ($< 5^{\circ}$), moderado (5-30°) y abrupto ($> 30^{\circ}$). De esta manera, se llevó a cabo el procesado de las diferentes zonas de manera independiente, ajustando el parámetro umbral según el tipo de relieve (Figura 8).



Figura 8. Zonas de relieve en Cataluña. Pendiente suave (verde), moderado (amarillo) y abrupto (rojo).

Obtención de subcuencas mediante GRASS GIS

Cada tipo relieve fue procesado mediante el algoritmo r.watershed de forma independiente modificando el parámetro de tamaño mínimo de la cuenca exterior según el tipo de relieve (Tabla 1). El parámetro de procesado, pues, se diferenció según el tipo de relieve y los niveles de detalle que se acordaron de menor (N1) a mayor detalle (N3).

| Nivel de detalle | Zonas con pendiente suave (<5°) | Zonas con pendiente moderado (5-30°) | Zonas con pendiente abrupto (>030°) |
|---------------------|------------------------------------|---|--|
| N1 | 8,00 km ² | 2,00 km ² | 1,00 km ² |
| N2 | 4,00 km ² | 1,00 km ² | 0,50 km ² |
| N3 | 2,00 km ² | 0,50 km ² | 0,25 km ² (*) |

Tabla 1. Parámetros de procesado (r.watershed): "Minimum size of exterior watershed basin".

De acuerdo con el trabajo de (Alvioli, et al., 2016) el parámetro inicial de referencia, utilizado para las zonas de mayor pendiente al nivel de máximo detalle (*), se estableció en 0,25 km² (equivalente a 10.000 píxeles de 5x5 metros). La obtención del parámetro para el resto de las categorías de relieve y los niveles de detalle se realizó por multiplicidad de la definición del parámetro inicial. La validez del parámetro se validó para cada procesado de manera cualitativa por comparación a las cuencas de referencia (ACA y MITECO).

Segregación de subcuencas por orientación

Las *half basins* resultantes del procesado ya vectorizadas en polígonos generaron, como se mencionó, unidades de ladera de dimensiones muy reducidas a las zonas de fondo de valle. Para corregir este problema se llevó a cabo una generalización en la que se descartaron estos polígonos pequeños fusionándolos con los polígonos adyacentes manteniendo la coherencia hidrológica. Durante este proceso debió garantizarse que una unidad de ladera no se fusionara con otra unidad de orientación radicalmente diferente, de manera que una SU no cruzara una línea de fondo de valle o de cresta, elementos geomorfológicos que delimitan una unidad de vertiente por definición.

Por este motivo, a cada una de las SU, se les asignó la orientación mayoritaria reclasificada en norte, este, sur u oeste. Posteriormente se segrego la cobertura en cuatro capas según la orientación para llevar a cabo la generalización.

Generalización y coherencia entre niveles de detalle

El proceso de generalización se realizó mediante la herramienta de geoprocesamiento de eliminación. Durante este proceso se seleccionaron todos los polígonos de área menor a un valor establecido y se fusiono con el polígono adyacente con el que comparte una mayor longitud de contorno común. El valor de área mínimo determinado para realizar esta operación se define en la mitad del valor del parámetro de tamaño mínimo de la cuenca hidrológica exterior.

Una vez que estuvo realizada la generalización en todas las capas de SU para los diferentes niveles de detalle y orientaciones, se agregaron dando lugar al resultado final. Como último paso de limpieza, se aplicó nuevamente el geoprocesado de eliminación con un valor mínimo de superficie fijado en 20.000 m², tal y como describe (Alvioli, et al., 2020).

Generadas las coberturas completas para los tres niveles de detalle, se realizó un último proceso para garantizar que los niveles de detalles fueran coherentes. Esto significa que, una unidad de ladera de nivel N3 debe ser equivalente a una o más unidades de nivel N2, así como cada una de las cuencas N2 debe ser equivalente a una o más unidades de ladera de nivel N1 (Figura 9).



Figura 9. Slope Units coherentes. De izquierda a derecha, N1, N2 y N3.

Todas las partes del procesado se llevaron a cabo mediante el software abierto QGIS 3.10.6, que incorpora en su interfaz los algoritmos hidrológicos del software GRASS GIS necesario para las operaciones principales. Los pasos de procesamiento se sintetizan en el siguiente flujo de trabajo (Figura 10).



Figura 10. Flujo completo de procesado.

3. RESULTADOS

El resultado final consta de tres coberturas continuas de unidades de ladera para todo el territorio de Cataluña con diferentes niveles de detalle coherentes entre ellos. En las siguientes imágenes de las coberturas completas se identifican las diferentes zonas de relieve y las diferentes densidades de unidades según esta zonificación y los tres niveles de detalle.



Figura 11Coberturas completas de nivel N1, N2 y N3.

En la (**Error! No s'ha trobat l'origen de la referència.**) se muestra una comparativa de los tres niveles de detalle para una misma zona de interés, donde se otorga una idea de la magnitud general de las unidades que conforman cada cobertura.



Figura 12.- Comparativa de los diferentes niveles de detalle

Por último, en la siguiente tabla se especifica el número total de unidades de vertiente generadas por nivel, observándose una aproximada duplicación en cada disminución de nivel de detalle Tabla 2.

| Nivel de detalle | N° Unidades de | Factor de detalle |
|------------------|----------------|-------------------|
| | ladera | |
| N1 | 16.630 | |
| N2 | 32.089 | 1,93 x N1 |
| N3 | 62.717 | 1.95 x N2 |

REFERENCIAS

- Alvioli, M., Guzzetti, F. & Marchesini, I., 2020. Parameter-free delineation of slope units and terrain subdivision of Italy. Geomorphology, Volum 358.
- Alvioli, M. et al., 2016. Automatic delineation of geomorphological slope units with r.slopeunits v1.0 and their optimization for landslide susceptibility modeling. Geoscientific Model Development, IX (11), pp. 3975-3991.
- Amato, G., Eisank, C., Castro-Camilo, D. & Lombardo, L., 2019. Accounting for covariate distributions in slope-unit-based landslide susceptibility models. A case study in the alpine environment. Engineering Geology, Volum 260.
- Carrara, A., Cardinali, M., Guzzetti, F. & Reichenbach, P., 1995. GIS Technology in Mapping Landslide Hazard. A: Geographical Information Systems in Assessing Natural Hazards. Dordrecht: Springer, pp. 135-175.
- Guzzetti, F., Cardinali, M. & Reichenbach, P., 1996. The Influence of Structural Setting and Lithology on Landslide Type and Pattern. Environmental and Engineering Geoscience, II(4), pp. 531-555.
- Guzzetti, F. et al., 2006. Estimating the quality of landslide susceptibility models. Geomorphology, 81(1-2), pp. 166-184.
- ICC, 2013 Model d'Elevacions del Terreny de Catalunya 5x5metres (MET-5) v1.0 Especificacions tècniques *Versió 2.0 Juny 2013*
- Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente, 2016. Subcuencas de ríos completos clasificadas según Pfafstetter modificado (Ámbito Nacional), Madrid: s.n.
- Reichenbach, P. et al., 2018. A review of statistically-based landslide susceptibility models. Earth-Science Reviews, Volum 180, pp. 60-91.
- Sun, X. et al., 2020. Landslide susceptibility mapping along the upper Jinsha River, south-western China: a comparison of hydrological and curvature watershed methods for slope unit classification. Springer-Verlag GmbH Germany, part of Springer Nature.
- Wang, F. et al., 2017. Application of a gis-based slope unit method for landslide susceptibility mapping along the longzi river, southeastern tibetan plateau, China. ISPRS International Journal of Geo-Information, VI(6).
- Yu, C. & Chen, J., 2020. Application of a gis-based slope unit method for landslide susceptibility mapping in helong city: Comparative assessment of icm, ahp, and rf model. Symmetry, XII(11), pp. 1-21.

UMBRALES DE PRECIPITACIÓN Y PELIGROSIDAD DE INCIDENCIAS ASOCIADAS A LA RED VIARIA DE LA DIPUTACIÓN DE JAÉN

Ramón L. CARPENA MORALES (1,2), Joaquín TOVAR PESCADOR (3,6), Mario SÁNCHEZ GÓMEZ (4,6), Julio CALERO GONZÁLEZ (4,6), Israel MELLADO GARCÍA (4), Francisco MOYA GIMÉNEZ (5), Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO (5,6)

 Departamento de Ingeniería Mecánica y Minera Universidad de Jaén rcarpena@ujaen.es

> (2) Área de Infraestructuras Municipales Diputación de Jaén ramon.carpena@dipujaen.es

(3) Grupo de Modelización Atmosférica y Radiación Solar (MATRAS) Departamento de Física Universidad de Jaén jtovar@ujaen.es

(4) Departamento de Geología Universidad de Jaén msgomez@ujaen.es, jcalero@ujaen.es, jimellado@ujaen.es

 (5) Grupo de Sistemas Fotogramétricos y Topométricos
 Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría Universidad de Jaén fmoya@ujaen.es; tfernan@ujaen.es

(6) Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra, Energías y Medio Ambiente Universidad de Jaén

RESUMEN

La extensa y penetrativa red viaria de la Diputación de Jaén es una muestra bastante representativa de los distintos ambientes físicos de la provincia, por lo que su estudio informa sobre las condiciones de inestabilidad de toda ella. Partiendo de una base de datos geoespacial de las incidencias de deslizamientos y procesos erosivos recopilados entre 1998 y 2013, se obtuvieron los mapas de susceptibilidad por métodos clásicos y se calcularon los umbrales de precipitación que originan estas incidencias. Para el cálculo de estos umbrales se contó con una base de datos de precipitaciones diarias en una malla densa (1 km), que permitió identificar eventos lluviosos de distinta duración (1-90 días) en cada punto de incidencia, teniendo en cuenta las noticias en los medios locales y aplicando criterios de proximidad espacial, proximidad temporal y período máximo de retorno. Así se ajustó una ecuación lineal para el umbral cantidad-duración (E = 6.408 D + 74.829) y una ley potencial para la intensidad-duración (I = 47.961 D - 0.458), que permiten determinar los eventos de lluvia futuros, potencialmente generadores de inestabilidad. Conociendo la susceptibilidad y el periodo de retorno de estos eventos se puede estimar la peligrosidad en el entorno de la red viaria y en toda la provincia.

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos de ladera se consideran uno de los riesgos naturales más importantes, provocando al año miles de víctimas y costes por valor de miles de millones de euros (Schuster, 1999; Petley, 2012). Se producen en diferentes regiones montañosas de España (Ayala et al., 1987), y específicamente en las Cordilleras Béticas (Irigaray et al., 2007) y la provincia de Jaén (Hervás, 2017). Afectan a las personas y sus propiedades, el medio ambiente y la actividad económica, siendo las infraestructuras viarias uno de los elementos más afectados (Schuster, 1999). Una medida eficaz para la prevención y mitigación de riesgos es su evaluación, tanto de la peligrosidad del fenómeno como de la exposición y vulnerabilidad de los elementos en riesgo (Varnes, 1984). Para la peligrosidad existen numerosos métodos, deterministas y probabilistas (van Westen, 2000), siendo los últimos los más aplicados para áreas extensas. Los métodos probabilísticos se aplican exhaustivamente en la estimación de la probabilidad espacial o susceptibilidad, y se basan en el análisis de correlación entre factores determinantes y deslizamientos, mediante enfoques bivariantes o multivariantes, aunque las técnicas de aprendizaje automático han ganado terreno en los últimos años (Reichenbach et al., 2018).

Sin embargo, la estimación de la peligrosidad, que incluye otras componentes como la temporal y la magnitud (Guzzetti et al., 2005), no se ha desarrollado en igual medida por la dificultad en la datación de los deslizamientos, debido a su naturaleza difusa y continua. La datación directa requiere el registro mediante observación directa o sensores in situ, aunque las técnicas geomáticas, como los sistemas de posicionamiento y navegación global por satélites (GNSS), la fotogrametría, la teledetección óptica, el LiDAR (Light Detection and Ranging) y la Interferometría de Radar (InSAR), han permitido avances importantes, especialmente a raíz del aumento de la resolución espacial y temporal. Otra opción es la datación indirecta a partir de factores desencadenantes (Fell et al., 2008), como las precipitaciones, que se registran con mayor facilidad mediante diferentes instrumentos. La relación entre la lluvia y los deslizamientos, a través de la determinación de umbrales se ha realizado en numerosos estudios a nivel mundial (Finley et al., 1997; IRPI, 2021).

Muchos de estos estudios han permitido el cálculo de umbrales de lluvia utilizando métodos empíricos, especialmente para fenómenos superficiales (Guzzetti et al., 2008), donde la correlación con eventos de lluvia intensa es más clara, aunque también se ha aplicado a eventos de mayores dimensiones (Zezere et al., 2005). Los umbrales se basan en un aumento en las precipitaciones conduce a un cambio en las condiciones hidrológicas del suelo y por tanto en la inestabilidad de las laderas; algunos enfoques utilizan además la precipitación antecedente (Zezere et al., 2005). En algunos trabajos se tiene un conocimiento muy preciso de los datos pluviométricos (horarios) y del momento en que se inicia el movimiento (Guzzetti et al., 2008; Perucacci et al., 2017; Palladino et al., 2018); mientras que en otros solo se conocen los datos de precipitaciones diarias (Palenzuela et al., 2016; Zezere et al., 2005), o incluso la fecha de la incidencia sólo se puede aproximar a partir de revisiones posteriores a partir de las noticias encontradas en los medios. En cualquier caso, para definir estos umbrales, se pueden utilizar diferentes variables como la precipitación total del evento (E), la precipitación-duración (E-D), la intensidad-duración (I-D) y otras (Guzzetti et al., 2008).

Una vez que se determinan los umbrales, se pueden aplicar para predecir la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos mediante a partir de los períodos de retorno. En algunos trabajos se ha considerado el papel de los factores determinantes para modular los umbrales (Perucacci et al., 2012; Palladino et al. (2018). En otros, se integran junto con los mapas de susceptibilidad en sistemas de alerta temprana (Segoni et al., 2015), para minorar el riesgo cuando se alcance el umbral de precipitaciones.

El objetivo de este estudio es la determinación de los umbrales de lluvia que provocan deslizamientos o procesos de erosión asociados a la red viaria de la provincia de Jaén. Para ello se dispone de una base de datos de incidencias entre 1997 y 2013 y una de precipitaciones entre 1971 y 2016. También se consideraron las noticias de los medios de comunicación locales que permitieron asociar las incidencias a los eventos de lluvia. Así se han calculado los umbrales de precipitación y los periodos de retorno, lo que ha permitido la modelización de la peligrosidad en la provincia de Jaén.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Zona de estudio

El área de estudio (Figura 1) corresponde a la provincia de Jaén (13.486 km²), que coincide aproximadamente con la comarca natural de la cuenca oriental o alta del río Guadalquivir. La altitud oscila entre los 152 y los 2160 m, siendo la pendiente media es de 12,2°, aunque muy variable entre las sierras y el valle del Guadalquivir. Desde el punto de vista geológico y morfológico se pueden distinguir tres dominios, de Sur a Norte (Figura 1b):

- Las Zonas Externas de la Cordillera Bética, formadas por rocas carbonatadas o margoarcillosas mesozoicas y cenozoicas, estructuradas como un cinturón orogénico de pliegues y cabalgamientos desde el Mioceno inferior hasta el presente (Pérez Valera et al., 2017), en las que aparecen varios dominios paleogeográficos (Prebético y Subbético).
- El relleno sedimentario de la cuenca del Guadalquivir, que en el norte consiste en un conjunto de sedimentos margo-arcillosos del Mioceno, ligeramente deformados, superpuestos a la Cobertera Tabular del Macizo Ibérico (arcillas del Triásico y calizas del Jurásico); en el sur, estos materiales están muy deformados e incorporan otros como arcillas y evaporitas triásicas o margas arcillosas cretácicas.
- El Dominio Varisco, que constituye el basamento del Macizo Ibérico, en el que predominan metapelitas (pizarras, grauvacas, etc.) y rocas ígneas intrusivas (granitos).
- Sobre todos estos materiales se localizan depósitos cuaternarios relacionados con la dinámica fluvial actual y sedimentos de taludes.

Climáticamente, la provincia de Jaén corresponde al tipo de clima mediterráneo de verano cálido (Csa de Koppen) (AEMET, 2018), más concretamente, al tipo mediterráneo meridional del valle del Guadalquivir (Martín-Vide y Olcina, 2001). Este se caracteriza por una precipitación media anual (PMA) entre 500 y 650 mm (Figura 1c), con valores máximos entre el otoño, invierno y primavera, y valores mínimos en el verano. Las temperaturas medias oscilan entre 17 y 18,5 °C, con valores máximos muy pronunciados en verano. Así, en un punto central representativo de la provincia, la precipitación anual fue de 533 mm dentro del período considerado (1971-2016), con un valor mínimo de 223 mm en el año hidrológico 2004-2005 y un valor máximo de 1026 mm, que se alcanzó en 2009-2010 (Figura 1d). Dentro del año, la precipitación fue mayor entre noviembre y abril (50–60 mm) y menor entre junio y septiembre (menos de 25 mm) (Figura 1e).

El uso predominante del suelo son los cultivos agrícolas, y dentro de ellos, el olivar que constituye el 44% de la superficie de la provincia (ESYRCE, 2021). La provincia tiene una población de 638.000 habitantes, pero solo con dos núcleos urbanos que superan los 50.000 habitantes. Dispone de una red viaria en la que destacan las autovías A-44 y A-316, aunque este estudio se centra en la extensa y penetrativa red de la Diputación de Jaén, que tiene una longitud de unos 1600 km, y es bastante representativa de los diferentes entornos físicos de la provincia. La provincia aparece entre las más afectadas por los movimientos de ladera en España (4 movimientos por cada 100 km², según el inventario de movimientos de ladera de España Alissa (Hervás, 2017).

2.2. Metodología

El primer paso es la elaboración de la base de datos de incidencias en la red de carreteras de la provincia de Jaén, con datos extraídos de las fichas de los trabajos realizados para su reparación y mantenimiento, desde 1998 hasta 2013, completados con datos de campo y otros extraídos de mapas y modelos digitales del terreno (Carpena et al., 2017; 2021). La base de datos original incluía datos identificativos de la incidencia (coordenadas, proyecto, etc.); vegetación y uso del suelo; datos geomorfológicos y topográficos; datos geotécnicos; hidrogeología (drenaje y permeabilidad); descripción de la incidencia (año, mes, tipología de incidencia, vías, etc.); geología (litología y formaciones superficiales); datos de la carretera; y, finalmente, la solución constructiva adoptada.



Figura 1. a: Localización; b: Encuadre geológico; c: Mapa de la PMA; d y e: Precipitación anual y mensual.

Posteriormente, la base de datos fue testeada sobre el terreno, especialmente en lo que se refiere a la geología y las descripciones de las incidencias, así como a los aspectos morfológicos. Finalmente, las incidencias registradas y revisadas se digitalizaron en la ortofotografía y posteriormente se refinaron utilizando varias herramientas SIG, proporcionando una base de datos de incidencias enriquecida. Se hizo una distinción básica entre dos categorías: los procesos de menor magnitud y profundidad que afectan a los taludes y terraplenes de la carretera; y los procesos de mayor magnitud que implican cierta inestabilidad general de la ladera. Entre los primeros se diferenciaron: procesos erosivos (cárcavas), descalce de terraplenes, y pequeños deslizamientos y colapsos en los taludes. Entre estos últimos se diferenciaron deslizamientos, flujos de tierra o barro y procesos de reptación.

Paralelamente, se reelaboró y completó la serie de precipitaciones, utilizando diferentes bases de datos meteorológicas (Carpena et al., 2021):

- Spain02, datos de precipitación diaria en alta resolución, desarrollada por el Instituto de Física de Cantabria (España) y la Agencia Meteorológica Española (AEMET). Proporciona datos diarios desde 1951 hasta 2015 en una malla de resolución aproximada de 10 km (0,1°).
- Red de información agroclimática (RIA) de la Consejería de Agricultura, Pesca y Desarrollo Rural de la Junta de Andalucía, que contiene datos actualizados de las redes de estaciones meteorológicas automáticas (~ 120 estaciones), distribuidas por todo el territorio andaluz.

- Red del Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) de la Autoridad de la Cuenca Hidrográfica del Río Guadalquivir.
- Datos obtenidos por el grupo de investigación MATRAS de la Universidad de Jaén, a partir del modelo Weather Research and Forecasting (WRF), utilizando los datos de reanálisis del Integrated Forecasting System (IFS) y datos locales de la estación meteorológica de la Universidad de Jaén.

El procesamiento de datos comprendió la integración de las bases de datos anteriores y la aplicación de filtros físicos y estadísticos, lo que permitió obtener una cuadrícula regular interpolada a 1 km. Esta cuadrícula se utilizó para asignar un valor de precipitación diaria, desde 1971 hasta 2016, a cada uno de los 186 puntos de incidencia de la red de carreteras de la provincia de Jaén. El valor asignado fue el del nodo de cuadrícula más cercano que es un punto situado a una distancia inferior a 1 km.

A partir de estas series se pueden las precipitaciones anuales, que permiten una primera aproximación a la distribución de las lluvias en la provincia a lo largo de los años. Así, se puede observar que en el punto significativo (066) de la base de datos (PMA de 533 mm) se alcanzaron 1026 mm en el año hidrológico 2009-2010, 911 mm en 2010-2011 y 950 mm en 2012-2013, años en los que presentan un mayor número de incidencias, como se verá. Mientras tanto, los años restantes apenas superaron los 600 mm, excepto 1976-1977, 1995-1998 y 2003-2004. Descartando los primeros años en los que no hubo registro de incidencias, las intensas lluvias de otros años como 1997-1998 y 2003-2004, no se reflejaron en la base de datos, debido a la menor magnitud de los eventos de lluvia o a que las incidencias no fueron registradas. Esta simple observación ya muestra una clara relación de las incidencias com las lluvias, que actúan como factor desencadenante de las mismas.

De forma más precisa, la identificación de eventos lluviosos asociados a deslizamientos y procesos erosivos se ha basado en relacionar la base de datos de incidencias con la serie de lluvias. Primero, a partir de los datos diarios, se calcularon las precipitaciones acumuladas durante 2 días, 3 días, 5 días, 7 días (1 semana), 10 días, 15 días, 30 días (1 mes), 45 días, 60 días (2 meses), 75 días y 90 días (3 meses), con el fin de analizar la influencia de las lluvias de corto y medio plazo en la generación de incidencias. Una vez calculadas las series, se definieron las variables de precipitación: cantidad de lluvia asociada al evento (E) en mm; duración del evento (D) en días; y la intensidad (I), como la relación entre la precipitación y la duración del evento expresada en mm / día. Además, para cada par evento de lluvia-duración (E – D) se estimaron la probabilidad de excedencia y el período de retorno (T) en años, considerando una serie de Weibull.

Por su parte, la base de datos de incidencias solo disponía de información sobre el mes en que se inició la obra civil, pero se desconocía la fecha exacta en que ocurrió la incidencia, por lo que se utilizó información adicional para estimar una fecha más precisa. Para ello, se recurrió a información de los medios de comunicación, especialmente las noticias publicadas en la prensa local y regional, como el diario IDEAL, que tiene un registro histórico desde 2006 con acceso libre a través de Internet. Tras una búsqueda basada en términos como deslizamientos, corrimientos, desprendimientos, carreteras afectadas, interrupción del tráfico, etc., se encontraron un total de 98 noticias entre 2006 y 2013, de las cuales 27 eventos fueron directamente relacionados con las incidencias.

A partir de ahí, se aplicaron tres criterios para enriquecer la base de datos de incidencias con los datos de precipitaciones: la proximidad espacial, la proximidad temporal y la magnitud del evento lluvioso (Carpena et al., 2021).

- La proximidad espacial entre la ubicación aproximada que aparece en el periódico y las coordenadas de incidencia se estimó en el SIG. En primer lugar, se seleccionaron tramos de carreteras, así como pueblos o municipios afectados que se mencionan en las noticias. Una vez seleccionadas, se identificaron las incidencias cercanas a ellos mediante una consulta espacial, estableciendo cinco clases en función de la distancia: clase 1, 0-1 km; clase 2, 1-2 km; clase 3, 2 a 5 km; clase 4, 5-10 km; y clase 5, más de 10 km.

- La proximidad temporal se abordó mediante el análisis del intervalo de tiempo entre la fecha de aparición de la noticia y el mes asociado a las incidencias. También se consideraron cinco clases: clase 1, 0-3 meses; clase 2, 3 a 6 meses, clase 3, 6 a 12 meses, clase 4, 12 a 24 meses; y clase 5, más de 24 meses. Sumando las clases para las proximidades espaciales y temporales, se seleccionaron aquellas incidencias con un mínimo de 6 puntos (por ejemplo, clase 3 en ambas, o clases 2 y 4 en cada una). Así, cada punto de incidencia podría estar asociado con varios eventos de lluvia con sus correspondientes pares lluvia-duración (E–D). Además de los eventos identificados en las noticias, se examinaron las series completas de precipitaciones de los dos años previos a cada incidencia, buscando los eventos mayores de cada duración. Si se encuentran eventos diferentes a los anteriores, también se agregaron a la base de datos.
- Finalmente, se consideraron las magnitudes de los eventos de lluvia. En primer lugar, para cada uno de los eventos asociados con una incidencia, se seleccionó el par E–D con el período de retorno más largo, como el que tiene más probabilidades de desencadenarla. Además, de todos los posibles eventos asociados a cada incidencia, se descartaron aquellos que presentaban un período de retorno menor a cinco años en todos sus pares E–D, por considerarse no relevantes. Este procedimiento permitió el enriquecimiento de la base de datos de incidencias, que incluía varios pares E–D para cada incidencia.

Los eventos seleccionados se caracterizaron mediante el análisis de las variables pluviométricas, calculando sus valores medios y modales, tanto globalmente como para cada una de las tipologías consideradas. La última fase consistió en determinar los umbrales de precipitación, considerando en primer lugar umbrales de del tipo cantidad de lluvia-duración (E–D), más adecuados para datos diarios, que suelen responder a ecuaciones lineales del tipo:

$$\mathbf{E} = \mathbf{a} \times \mathbf{D} + \mathbf{b},$$

Aunque también se pueden ajustar ecuaciones con una ley potencial como:

$$E = \alpha D^{\beta}$$

Este segundo tipo se aplica sobre todo para los umbrales de intensidad-duración (I–D). Ambos umbrales se calcularon globalmente y discriminando por tipologías de la incidencia.

3. RESULTADOS

La base de datos de incidencias se muestra en el mapa de la Figura 2, en el que se observan la tipología y magnitud de las incidencias, según las clasificaciones clásicas de deslizamientos (Varnes, 1978); además se incluyen fotografías de algunos ejemplos significativos. La práctica totalidad de las incidencias correspondieron a fenómenos superficiales, aunque se diferenciaron dos grandes grupos:

- Procesos muy someros, con magnitud entre extremadamente y muy pequeña (<5000 m³). Corresponden a rupturas en el talud de la carretera, ya sea de tipo deslizamiento o colapso, pero también a descalces del terraplén de la vía. Por su parte, se identificaron procesos erosivos (cárcavas) que también producen incidencias en las vías.
- Procesos someros en los que se produce movilización de la ladera donde se ubica la carretera, con una magnitud generalmente entre pequeña y mediana (5000-500.000 m³). Dentro de estos se consideraron movimientos de talud de tipo deslizamiento o flujo, aunque también se distinguieron procesos de reptación de los flujos bien definidos en el paisaje.

La distribución por tipología se muestra en la Tabla 1. Como se observa, hubo 46 incidencias correspondientes a cárcavas, 47 incidencias puntuales en taludes (38 deslizamientos y 9 colapsos), y 30 incidencias asociadas a descalces de terraplenes; en total, 77 incidencias directamente relacionadas con la carretera. Además, hubo 63 incidencias de mayor magnitud, entre los cuales se identificaron 21 deslizamientos, 26 flujos y 16 zonas de reptación (Carpena et al., 2021).



Figura 2. Mapa de incidencias. Puntos: (009), cárcava; (019), descalce del terraplén; (035), flujo; (047), proceso de reptación; (054), deslizamiento en el talud; (065), colapso en el talud; (074), proceso de reptación; (110), flujo y cárcava; (112), flujo y reptación; (180), deslizamiento de la ladera.

En la misma Tabla 1 se muestra la distribución del año en que se iniciaron las obras civiles para reparar la vía. La mayoría de ellos se concentraron en dos años, 2010 (61 incidencias) y 2013 (70 incidencias).

| Magnitud | | Tipología | | | | | |
|------------------|----------|-----------------------|---|-------|--|--|--|
| | | Cárcava | | | | | |
| Menor magnitue | d Des | 30 | | | | | |
| Muy superficiale | es Des | lizamiento en talud | | 38 | | | |
| | (| Colapso en talud | | | | | |
| Mayon magnitu | d Desliz | amientos de la ladera | | 21 | | | |
| Superficiales | a | Flujos | | | | | |
| Superficiales | | Reptación | | | | | |
| Año | Número | Año | Ν | úmero | | | |
| 1998 | 2 | 2006 | | 2 | | | |
| 1999 | 5 | 2007 | | 1 | | | |
| 2000 | 3 | 2008 | | 2 | | | |
| 2001 | 3 | 2009 | | 3 | | | |
| 2002 | 2 | 2010 | | 61 | | | |
| 2003 | 1 | 2011 | | 18 | | | |
| 2004 | 3 | 2012 | | 3 | | | |
| 2005 | 4 | 2013 | | 70 | | | |

Tabla 1. Distribución de las incidencias por tipologías y por años.

Siguiendo la metodología descrita, se buscaron los eventos de lluvia asociados a cada incidencia en los dos años (24 meses) previos al inicio de los trabajos de reparación. Así, se encontraron un total de 446 eventos de lluvia (pares E–D) asociados a los 186 puntos de incidencia que cumplieron con los criterios establecidos de proximidad espacial y temporal, así como los períodos máximos de retorno. En total, 17 puntos se asociaron a 4 eventos potenciales, 60 puntos a 3, 86 puntos a 2 y 21 puntos a un solo evento. Mientras tanto, algunos eventos afectaron a toda la provincia de manera general, mientras que otros afectaron a sectores más restringidos (Tabla 2).

| Fecha | Número de | Media E | Moda D | Media I | Moda T | Sector |
|------------|-----------|---------|--------|---------|--------|----------------|
| | puntos | (mm) | (días) | (mm/d) | (años) | |
| 03/11/1997 | 5 | 94,20 | 2,00 | 47,10 | 15,00 | SS, SM, W |
| 31/12/1997 | 5 | 411,25 | 60,00 | 6,74 | 9,00 | SS, SC, SG |
| 20/10/1999 | 6 | 50,38 | 1,00 | 50,38 | 22,50 | SC, SG, W |
| 28/03/2004 | 6 | 75,67 | 3,00 | 27,92 | 11,25 | SS, W, N |
| 08/04/2008 | 5 | 50,50 | 1,00 | 50,50 | 15,00 | SS, CH, W |
| 25/12/2009 | 18 | 143,29 | 5,00 | 28,66 | 45,00 | Gen |
| 30/12/2009 | 26 | 210,34 | 15,00 | 14,02 | 22,50 | Gen |
| 06/01/2010 | 10 | 268,50 | 30,00 | 8,95 | 7,50 | SS, SM, SC, SG |
| 11/01/2010 | 7 | 344,27 | 30,00 | 11,48 | 22,50 | SS, SC, W |
| 13/01/2010 | 13 | 324,08 | 30,00 | 10,80 | 15,00 | Gen |
| 15/02/2010 | 6 | 435,90 | 60,00 | 7,15 | 22,50 | SS, SM, CH |
| 22/02/2010 | 41 | 568,15 | 75,00 | 7,58 | 15,00 | Gen |
| 02/03/2010 | 11 | 662,56 | 90,00 | 7,36 | 15,00 | Gen |
| 30/10/2010 | 6 | 36,75 | 1,00 | 36,75 | 5,00 | SM, SG, CH |
| 06/12/2010 | 13 | 79,40 | 2,00 | 39,70 | 6,43 | SS, SM, SG, N |
| 31/12/2010 | 5 | 362,00 | 45,00 | 8,04 | 11,25 | СН |
| 14/02/2011 | 6 | 45 | 1,00 | 37,50 | 6,43 | SS, SG, CH |
| 27/09/2012 | 15 | 59,20 | 1,00 | 59,20 | 11,25 | SS, CH, W |
| 03/11/2012 | 59 | 72,27 | 2,00 | 36,14 | 15,00 | Gen |
| 08/11/2012 | 51 | 151,38 | 7,00 | 21,63 | 9,00 | Gen |
| 11/03/2013 | 43 | 119,42 | 7,00 | 17,06 | 5,00 | Gen |
| 18/03/2013 | 6 | 166,30 | 15,00 | 11,09 | 6,43 | SS |

Tabla 2. Principales eventos de lluvia. Sectores: SS, Sierra Sur; SM, Sierra Mágina; SC, Sierra de Cazorla; SG, Sierra de Segura; J, sector de Jaén; CH, colinas del sector central; W, sector occidental; N, sector norte; Gen, general.

Entre los eventos generales, destacan los ocurridos en el otoño-invierno del año hidrológico 2009-2010, como el del 25-30/12/2009, con precipitaciones cercanas a 150 mm y superiores a 200 mm, en 5 y 15 días, respectivamente; los eventos del 06-13/01/2010, con precipitaciones que excedieron los

300 mm en 30 días; y la precipitación acumulada que se produjo el 22/02/2010, cuando se alcanzaron 570 mm en 75 días y el 02/03/2010 con 660 mm en 90 días. Los períodos de retorno estuvieron entre 15 y 22,5 años y, en algunos casos, alcanzaron el período total analizado (45 años). El segundo período lluvioso importante ocurrió en el año 2012-2013, con varios eventos: 03-08/11/2012, con precipitaciones diarias que superaron los 50 mm y semanales que alcanzaron los 150 mm, siendo el período de retorno de 9 a 15 años; el 18/03/2013 cuando se alcanzó una precipitación de 166 mm en 15 días, con un periodo de retorno de 6 años. Localmente, hubo otros eventos de lluvia potencialmente asociados con incidencias como el de final de 1997 (más de 400 mm en 60 días) y diversas tormentas en la primavera de 2004 y 2008, invierno de 2010 y verano de 2012, con menores periodos de retorno.

A partir de los resultados del análisis de las variables pluviométricas, mostrados en la Tabla 3, se observa de forma general una duración más corta de los eventos de lluvia en las incidencias de menor magnitud, con un valor promedio de 13,70 días y el valor modal de 1 día; mientras tanto, para las incidencias de mayor magnitud, como deslizamientos, flujos y reptación, la duración promedio fue de 21,60 días con un valor modal de 7 días. Así, en las incidencias de menor magnitud, la precipitación promedio fue de 155 mm, con una intensidad promedio de 28 mm/día; mientras que las incidencias de mayor magnitud, presentaron una precipitación media de 223 mm y una intensidad de 22 mm/día.

| Tipología | Media E (mm) | Media D (días) | Moda D (días) | Media I (mm/día) |
|------------------------|--------------|----------------|---------------|------------------|
| Cárcavas | 147,33 | 11,78 | 1 | 28,11 |
| Terraplenes carreteras | 126,81 | 8,84 | 1 | 32,55 |
| Deslizamiento de talud | 171,84 | 15,42 | 7 | 26,66 |
| Colapsos en el talud | 209,05 | 26,45 | 1 | 20,49 |
| Muy superficiales | 155,29 | 13,40 | 1 | 28,09 |
| Deslizamientos | 234,79 | 23,65 | 1 | 21,77 |
| Flujos | 211,68 | 19,75 | 7 | 21,97 |
| Reptación | 227,87 | 21,95 | 7 | 22,79 |
| Superficiales | 223,40 | 21,60 | 7 | 22,11 |
| Total | 178,96 | 16,25 | 7 | 26,01 |

Tabla 3. Valores medios de la cantidad de lluvia (E), duración (D) e intensidad (I) para los eventos de lluvia.

En cuanto a los umbrales, la Tabla 4 muestra las ecuaciones obtenidas tanto para el umbral de cantidad de lluvia-duración (E - D) (ajuste lineal y ley potencial), como para el umbral de intensidad-duración (I-D) (ajuste de ley potencial). La tabla también muestra el coeficiente de determinación (R2). La Figura 3 muestra gráficamente estos umbrales para el total las incidencias.

| Tipología | E – D (lineal) | E – D (potencia) |) | I – D (potencia) | | |
|---------------------|----------------------|------------------|-------------------------------|------------------|--------------------------------|----------------|
| | Ecuación | R ² | Ecuación | R ² | Ecuación | R ² |
| Cárcavas | E = 6,294 D + 73,187 | 0,90 | $E = 47,283 D^{0,543}$ | 0,90 | I = 47,283 D ^{-0,457} | 0,87 |
| Terraplenes | E = 5,985 D + 73,909 | 0,90 | $E = 51,155 D^{0,516}$ | 0,87 | I = 51,155 D ^{-0,484} | 0,85 |
| Deslizamiento talud | E = 6,586 D + 70,301 | 0,92 | E = 46,313 D ^{0,554} | 0,89 | I = 46,313 D ^{-0,446} | 0,84 |
| Colapsos en talud | E = 5,595 D + 61,023 | 0,85 | $E = 39,080 D^{0,564}$ | 0,94 | I = 39,080 D ^{-0,436} | 0,90 |
| Muy superficiales | E = 6,222 D + 71,908 | 0,90 | $E = 47,481 D^{0,540}$ | 0,89 | I = 47,481 D ^{-0,460} | 0,86 |
| Deslizamientos | E = 6,793 D + 74,106 | 0,95 | $E = 47,089 D^{0,543}$ | 0,94 | I = 47,089 D ^{-0,451} | 0,91 |
| Flujos | E = 6,293 D + 87,366 | 0,94 | $E = 51,721 D^{0,523}$ | 0,93 | I = 51,722 D ^{-0,477} | 0,91 |
| Reptación | E = 6,488 D + 85,464 | 0,93 | $E = 50,537 D^{0,546}$ | 0,94 | I = 50,537 D ^{-0,454} | 0,91 |
| Superficiales | E = 6,527 D + 82,424 | 0,94 | $E = 49,752 D^{0,538}$ | 0,93 | $I = 49,752 D^{-0,462}$ | 0,91 |
| Total | E = 6,408 D + 74,829 | 0,92 | $E = 47,961 D^{0,542}$ | 0,91 | I = 47,961 D ^{-0,458} | 0,88 |

Tabla 4. Ecuaciones para los umbrales E – D (lineal y ley potencial) e I – D (ley potencial).

Como puede observarse en la Tabla 4, las ecuaciones fueron bastante similares para las incidencias de menor y mayor magnitud; aunque en los ajustes lineales, la ordenada en el origen en los primeros (72) –especialmente en los colapsos (61)– fue menor que en los segundos (82), siendo las pendientes similares. De la misma forma, la base de la ley potencial fue algo menor en las incidencias de menor magnitud que en las de mayor magnitud, tanto para los umbrales E–D como I–D. Los umbrales muestran un buen ajuste general (R2 superior a 0,9), sin diferencias significativas entre ellos.



Figura 3. Umbrales de precipitación. a: E - D para todas las incidencias; b: I - D para todas las incidencias.

4. DISCUSIÓN

De los resultados obtenidos se puede observar que la red viaria de la provincia de Jaén se vio afectada por numerosas incidencias en el periodo estudiado. Se registraron un total de 186 incidencias, de las cuales 123 (66%) correspondieron a procesos de menor magnitud (cárcavas, descalces del terraplén y roturas del talud), y 63 (33%) correspondieron a procesos también superficiales, pero de mayor magnitud y afectando a la ladera (deslizamientos, flujos y reptación). La distribución temporal fue bastante irregular, lo que parece estar relacionado con la ocurrencia de períodos lluviosos, con una precipitación anual máxima en 2009-2010 (1026 mm), 2010-2011 (911 mm) y 2012-2013 (950 mm). La actividad de estos años también se ha observado en laderas naturales de algunos sectores (Fernández et al., 2021) y en general en toda la provincia. Mientras tanto, los años restantes apenas superaron los 600 mm, a excepción de 1976-1977, 1995-1998 y 2003-2004. Descartando los primeros años en los que no hubo registro de incidencias, las lluvias intensas de otros años como 1997-1998 y 2003-2004, no se reflejaron de forma clara en la base de datos, lo que se explica por la menor magnitud de los eventos de lluvia o porque las incidencias no se registraron. Así, sin la contribución de otros factores, dada la baja actividad tectónica, las lluvias fueron el principal factor desencadenante de los deslizamientos en la provincia. La relación entre deslizamientos y precipitaciones ha sido bien establecida en todo el mundo (Finlay et al., 1997), particularmente en Europa (Guzzetti et al., 2008) y en los países mediterráneos (Perucacci et al., 2017; Palladino et al., 2018). En España también se han encontrado estas relaciones (Palenzuela et al., 2016; Valenzuela et al., 2019).

El análisis de las series de precipitaciones asociadas a cada incidencia permitió identificar con mayor precisión un conjunto de posibles eventos con diferentes intervalos de precipitación antecedente (duración), a partir de criterios de proximidad espacial y temporal, y considerando las noticias aparecidas en los periódicos locales. Así, en los puntos de la base de datos se observaron diversos eventos en los años hidrológicos 2009-2010, 2010-2011 y 2012-2013, los años de mayores precipitaciones. Algunos de ellos afectaron con distinta magnitud a determinados sectores de la provincia, mientras otros lo hicieron de manera generalizada a toda la red (Tabla 2). Por su parte, el análisis de los valores medios de las variables consideradas mostró algunos aspectos de interés, como una menor duración de los eventos asociada a incidencias de menor magnitud, lo que ya ha sido observado en estudios previos (Zezere et al., 2005). Por lo general, la predicción es más compleja para estos últimos, por lo que es necesario considerar la lluvia antecedente que determina las condiciones de humedad del suelo en el mediano plazo, o incluso la variación en la precipitación anual durante varios años. Si bien los deslizamientos profundos no fueron considerados en este estudio, sí se observó cierta diferencia entre las incidencias de menor y mayor magnitud.

En cuanto a los umbrales de precipitación, el trabajo se centra especialmente en los pares de tipo E-D, debido a que se trata de dos variables verdaderamente independientes (Perucacci et al., 2017). Además, en este caso se utilizan datos diarios (Palenzuela et al., 2016; Zezere et al., 2005), lo que puede dificultar el cálculo exacto de la intensidad, con respecto a los estudios con datos horarios (Guzzetti et al., 2008). No obstante, se probó el ajuste de ecuaciones lineales como en estudios previos con datos diarios (Valenzuela et al., 2019), así como curvas de ley de potencia tanto para los umbrales E-D como I-D. Los resultados son comparables a los obtenidos por otros autores, lo que valida estos resultados. A partir de los umbrales se estimó la cantidad e intensidad de lluvia para las diferentes duraciones, que podrían servir para desarrollar un sistema de alerta sobre la activación de incidencias en la red viaria de la provincia (Tabla 5). Estos valores se han estimado también según las ecuaciones obtenidas para umbrales basados en los valores inferiores, ajustados de manera que solo un percentil reducido (10, 5 o 1%) de deslizamientos esté por debajo de la curva de umbral (Perucacci et al., 2017; Palladino et al., 2018). Como se observa, la cantidad de lluvia estimada para producir incidencias en la red viaria de la provincia de Jaén es de aproximadamente 260 mm para una duración de 1 mes, similar a la estimada en el estudio preliminar (Carpena et al., 2017). Para duraciones de 1 día se precisan precipitaciones cercanas a 80 mm, para 1 semana de 120 mm, y para 3 meses de 650 mm.

| | 1 d | 2 d | 3 d | 5 d | 7 d | 10 d | 15 d | 30 d | 45 d | 60 d | 75 d | 90 d |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|
| E med | 81 | 88 | 94 | 107 | 120 | 139 | 171 | 267 | 363 | 459 | 555 | 652 |
| E min | 76 | 82 | 88 | 101 | 113 | 132 | 163 | 257 | 350 | 443 | 537 | 630 |
| I med | 81 | 44 | 31 | 21 | 17 | 14 | 11 | 9 | 8 | 8 | 7 | 7 |
| I min | 76 | 41 | 29 | 20 | 16 | 13 | 11 | 9 | 8 | 7 | 7 | 7 |

Tabla 5. Cantidad de precipitación e intensidad para las distintas duraciones de los umbrales.

Sin embargo, en este estudio se plantea la utilización de los umbrales de precipitación en combinación con los modelos de susceptibilidad para estimar la peligrosidad. En trabajos anteriores se han hecho aproximaciones que combinan ambos mediante una matriz desarrollada para sistemas de alerta temprana (Segoni et al., 2015), que podría aplicarse en modelos de peligrosidad. Aquí se pretende calcular la probabilidad espacio-temporal en cada pixel, dado que la susceptibilidad expresa la probabilidad temporal. Este umbral se podría zonificar dentro de la provincia en función de los factores ambientales, pero las pruebas realizadas no han mostrado diferencias significativas entre puntos localizados en distintas condiciones geológicas o topográficas, por lo que, dado además el bajo número de puntos considerado, los umbrales que se han empleado son los generales.

5. CONCLUSIONES

Como resultado de este estudio, se identificaron varios eventos lluviosos generadores de incidencias, siendo los más importantes los relacionados con los años hidrológicos 2009-2010 y 2012-2013. Algunas de ellas se ubicaron en áreas específicas y otras afectaron prácticamente a toda la red viaria. Los períodos de retorno fueron siempre superiores a 5 años y, en algunos casos, excedieron los 10-20 años. Las incidencias de menor magnitud suelen presentar una duración más corta (moda de 1 a 15 días), en comparación con las de mayor magnitud (7 a 30 días).

Los umbrales obtenidos tanto para los pares lluvia-duración (E-D) como intensidad-duración (I-D) estaban en el mismo orden de magnitud que los calculados por otros autores, algunos de ellos en un entorno similar (países del Mediterráneo). Los diferentes tipos de umbrales probados (E-D o I-D, lineal o ley potencial) mostraron un buen ajuste, sin diferencias significativas entre las distintas tipologías, probablemente debido a que los datos de duración están en unidades de días, no en horas, lo que impide una mejor discriminación. A partir de los umbrales, se calcularon las cantidades e intensidades de lluvia para diferentes duraciones de los eventos (por ejemplo, alrededor de 80 mm para 1 día y más de 250 mm para 1 mes), considerando no solo el umbral ajustado a los valores medios, sino el umbral ajustado a los valores más bajos.

Las mejoras futuras del estudio deberían abordar primero la extensión de la base de datos a otras carreteras, e incluso la inclusión de deslizamientos de tierra en pendientes naturales, lo que permitiría refinar los umbrales y las variables calculadas. Esto permitiría abordar modelos avanzados, en los que se distinguen las precipitaciones precedentes y las desencadenantes e, incluso, la determinación de umbrales hidrometeorológicos. Estos umbrales pueden usarse de manera fiable en el análisis de riesgos o para la implementación de sistemas de alerta (temprana).

Agradecimientos. Este proyecto ha sido financiado mediante el Convenio "Riesgos asociados a las infraestructuras viarias de la Provincia de Jaén" entre la Diputación de Jaén y la Universidad de Jaén.

REFERENCIAS

- AEMET, 2018. Mapas Climáticos de España (1981–2010). Disponible online: http://www.aemet.es/es/ conocermas/recursos en linea/publicaciones y estudios/publicaciones (acceso 20 Abr 2022).
- Ayala, F.J., Elizaga, E., de González Vallejo, L.I., 1987. Impacto Económico y Social de los Riesgos Geológicos en España, ITGE: Madrid, Spain, p. 134.
- Carpena, R.L., Mellado, I., Moya, F., Colomo, C., Bédmar, P., Calero, J., Pérez, A., Fernández, T., Sánchez-Gómez, M., Tovar, J., 2017. Análisis de riesgos asociados a las infraestructuras viarias de la Diputación Provincial de Jaén. In Proc. IX Simposio Nacional Sobre Laderas y Taludes Inestables, Vol. 1, 335–346.
- Carpena, R., Tovar, J., Sánchez, M., Calero, J., Mellado, I., Moya, F., Fernández, T., 2021. Rainfall-Induced Landslides and Erosion Processes in the Road Network of the Jaén Province. Hydrology, 8, 100.
- ESYRCE, 2019. Encuesta Superficies y Rendimientos de Cultivos. Disponible: https://www.mapa.gob.es/ es/estadistica/temas/estadisticas-agrarias/agricultura/esyrce/ (acceso 20 Abr 2022).
- Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., Cascini, L., Leroi, E., Savage, W.Z., 2008. Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning. Eng. Geol., 102, 85–98.
- Fernández, T., Pérez-García, J.L., Gómez-López, J.M., Cardenal, J., Moya, F., Delgado, J., 2021. Multitemporal landslide inventory and activity analysis by means of aerial photogrammetry and LiDAR techniques in an area of Southern Spain. Remote Sens., 13, 2110.
- Finlay, P.J., Fell, R., Maguire, P.K., 1997. The relationship between the probability of landslide occurrence and rainfall. Can. Geotech. J., 34, 811–824.
- Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M., Stark, C., 2008. The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: An update. Landslides, 5, 3–17.
- Guzzetti, F., Reichenbach, P., Cardinali, M., Galli, M., Ardizzone, F., 2005. Probabilistic landslide hazard assessment at the basin scale. Geomorphology, 72, 272-299.
- Hervás, J., 2017. El inventario de movimientos de ladera de España Alissa: metodología y análisis preliminar IX Simposio Nacional Sobre Laderas y Taludes Inestables, Vol. 1, 629–639.
- Irigaray, C., Fernández, T., El Hamdouni, R., Chacón, J., 2007. Evaluation and validation of landslide susceptibility maps obtained by a GIS matrix method: Examples from Betic Cordillera. Nat. Hazards, 41, 61-79. Martín-Vide, J., Olcina, J. Climas y Tiempos de España, Alianza Editorial: Madrid, Spain, 2001, p. 258.
- Palenzuela, J.A., Jiménez-Perálvarez, J.D., Chacón, J., Irigaray, C., 2016. Assessing critical rainfall thresholds
- for landslide triggering by generating additional information from a reduced database: An approach with examples from the Betic Cordillera (Spain). Nat. Hazards, 84, 185–212.
- Palladino, M.R., Viero, A., Turconi, L., Brunetti, M.T., Peruccacci, S., Melillo, M., Luino, F., Deganutti, A.M., Guzzetti, F., 2018. Rainfall thresholds for the activation of shallow landslides in the Italian Alps: The role of environmental conditioning factors. Geomorphology, 303, 53–67.
- Pérez-Valera, F., Sánchez-Gómez, M., Pérez-López, A., Pérez-Valera, L.A., 2017. An evaporite-bearing accretionary complex in the northern front of the Betic-Rif orogeny. Tectonics, 36, 1006–1036.
- Peruccacci, S., Brunetti, M.T., Gariano, S.L., Melillo, M., Rossi, M., Guzzetti, F., 2017. Rainfall thresholds for possible landslide oc-currence in Italy. Geomorphology, 290, 39–57.
- Petley, D., 2012. Global patterns of loss of life from landslides. Geology, 40, 927–930.
- Reichenbach, P., Rossi, M., Malamud, B., Mihri, M., Guzzetti, F., 2018. A review of statistically-based landslide susceptibility models. Earth Sci. Rev., 180, 60–91.
- Schuster, R.L. Socioeconomic significance of landslides, 1996. In Landslides: Investigation and Mitigation, Turner, A.K., Schuster, R.L., Eds, Transportation Research Board Special Report 247, National Academy of Sciences: Washington, DC, USA, pp. 12–35.
- Segoni, S., Lagomarsino, D., Fanti, R., Moretti, S., Casagli, N., 2015. Integration of rainfall thresholds and susceptibility maps in Emilia Romagna regional-scale landslide warning system. Landslides, 12, 773-785.
- Valenzuela, P., Zêzere, J.L., Domínguez-Cuesta, M.J., Antonio, M., García, M., 2019. Empirical rainfall thresholds for the triggering of landslides in Asturias (NW Spain). Landslides, 16, 1285–1300.
- Van Westen, C.J., 2000. The modelling of landslide hazards using GIS. Surv. Geophys., 21, 241–255.
- Varnes, D.J., 1984. Landslide Hazard Zonation: A Review of Principles and Practice, Natural Hazards, UNESCO: Paris, France.
- Zezere, J.L., Trigo, R., Trigo, I., 2005. Shallow and deep landslides induced by rainfall in the Lisbon region: Assessment of relationships with the North Atlantic Oscillation. Nat. Hazards Earth Syst. Sci, 5, 331-344.

DISEÑO, CONTROL Y ADAPTACIÓN DE LOS TALUDES EN LA ACTUACIÓN DE EMERGENCIA DE TOTALÁN (ENERO, 2019)

Gregorio Gemio del Rio (1), Juan Manuel Rodríguez Guerreo (1), Francisco Fernández Ruiz (1), Isidro Ocete Ruiz (1) y Francisco Manuel Alonso Chaves (2)

 (1) Departamento de Geotecnia, Cemosa Ingeniería y Control gregorio.gemio@cemosa.es
 (2) Departamento de Geodinámica y Paleontología, Universidad de Huelva alonso@uhu.es

RESUMEN. El 13 de enero de 2019 se dio aviso de la caída de un niño a un sondeo para captación de aguas en el término municipal de Totalán (Málaga), dando comienzo a una actuación de emergencia en la que se aunaron esfuerzos para procurar su rescate. La actuación implicó generar una plataforma de trabajo contra reloj, situada a una cota 30 m inferior a la existente, dando lugar a un movimiento de tierras de tal envergadura que modificó completamente la fisonomía del Cerro de la Corona. Este artículo trata de transmitir el esquema de trabajo seguido para su planificación y coordinación, así como el diseño, control y auscultación de la estabilidad de los taludes generados, de lo cual dependía la seguridad de quienes participan y la continuidad de la propia actuación de emergencia.

1. INTRODUCCIÓN

El 13 de enero de 2019 se dio aviso de la caída de un niño a un sondeo para captación de aguas en el término municipal de Totalán (Málaga), dando comienzo a una actuación de emergencia en la que se aunaron esfuerzos para procurar su rescate. Aunque en primera instancia se estudiaron diversos métodos de rescate directo, rápidamente se comenzaron a estudiar y desarrollar alternativas para lograrlo.

Aparte de los necesarios equipos oficiales de seguridad, salud y rescate, la intervención necesitó de la colaboración de numerosos técnicos especialistas en distintas ramas de ingeniería y geología, con el objeto de llevar a cabo la actuación en condiciones de seguridad en el menor tiempo posible. La actuación implicaba generar una plataforma de trabajo situada a una cota 30 m inferior a la existente, dando lugar a un movimiento de tierras de tal envergadura que modificó completamente la fisonomía del Cerro de la Corona. El plan de trabajo para la ejecución de estos desmontes se diseñó aplicando estrategias de laboreo equivalentes a las empleadas para las actuaciones mineras a cielo abierto.

Desde el primer día se procedió a realizar una cartográfica geológica de detalle, la cual se fue enriqueciendo durante el avance de los trabajos, estableciendo un modelo del macizo rocoso que permitiese determinar las direcciones favorables para la ejecución de los taludes, lo que, junto a las necesidades propias de los trabajos a ejecutar, le dieron la fisonomía a la excavación definitiva. Esta recopilación continua de información en campo fue a base para diseñar y ejecutar tanto los taludes de excavación en roca como los generados con el vertido de los materiales procedentes del desmonte.

La premura impedía la realización de ensayos que validaran este diseño, centrando el trabajo en el estudio de campo y seguimiento permanente de los trabajos, con un geólogo supervisando cada frente de excavación de forma continua. Este control permitió acometer medidas puntuales de estabilidad asegurando la excavación, modificar la planificación inicial y descartar la ejecución de una galería horizontal debido al riesgo que implicaba para los trabajos, y supervisar que las tierras extraídas quedasen depositadas en condiciones de seguridad.

Una vez culminado el objetivo de la actuación de emergencia se acometió el diseño de la restauración del entorno, restableciendo en lo posible la fisonomía original de la montaña, asimilando las zonas de vertido a las pendientes naturales, y estableciendo taludes estables en las áreas de desmonte.

2. INFORMACIÓN DE PARTIDA (LA SITUACIÓN INICIAL)

El Cerro de la Corona, donde se concentró la actuación, se sitúa entre los municipios de Totalán y Olías, accediéndose a él desde la carretera MA-167 que une ambas localidades. La zona presenta pendientes muy acusadas, con una diferencia de cota total entre el vial de acceso y el alto del cerro de 136 m, entre la +273 y +409, encontrándose el sondeo para la captación de aguas a la cota +380.



Fig.1. Situación del Cerro de la Corona respecto al casco urbano de Totalán.

El municipio malagueño de Totalán, encuadrado en la comarca de la Axarquía, se sitúa sobre materiales propios del complejo Maláguide, perteneciente a las Zonas Internas de las Cordilleras Béticas.


Fig.2. Sección del Mapa Geológico Nacional (visor IGME).

Un primer levantamiento cartográfico del entorno del Cerro de la Corona, con el objeto de evaluar geológicamente la situación, nos permite reconocer que estamos ante una potente secuencia de esquistos, con una intensa foliación muy penetrativa, en el que se intercalan niveles competentes de cuarcitas. Este modelo previo queda confirmado tras el visionado del video grabado para la inspección interior del pozo hasta una profundidad de 71 m desde su boca, en el que el principal dato que podemos extraer es la presencia de paquetes cuarcíticos de potencia métrica y la existencia en los tramos de esquistos de tramos con una mayor alteración, que pudieran estar relacionados con zonas de falla.

Aunque en un primer momento los afloramientos para adquirir información geológica y estructural del terreno eran escasos, limitados prácticamente a los taludes trazados junto a la carretera, a pie del Cerro de la Corona, la explanada ejecutada para los trabajos de perforación del sondeo generó un talud con 3,00 m de altura y 23,00 m de largo, en el que pudimos comprobar la existencia de una falla con dirección N15/75W, la cual resultó ser un importante condicionante durante el transcurso de los trabajos.

En resumen, geológicamente nos encontramos en la base del complejo Maláguide, ante una alternancia de esquistos y cuarcitas, en un macizo intensamente afectado por familias de fallas.

El estudio de los afloramientos existentes en el Cerro de la Corona, y durante el seguimiento de los trabajos realizados, se ha podido apreciar indicios de un metamorfismo avanzado, de modo que los niveles pizarrosos se han sido descritos como esquistos micáceos, los cuales se presentan intensamente deformados por el desarrollo de familias de fallas repetitivas.

A su vez, intercalados entre estos niveles de esquistos aparecen paquetes cuarcíticos, producto de una intensa recristalización de lechos de areniscas, los cuales han llegado a mostrar potencias de escala métrica (durante los trabajos de desmonte se llegó a medir un paquete cuarcítico con 7 m de potencia aparente).

3. CODICIONANTES DE LA ACTUACIÓN (EL ESTUDIO)

3.1. Ubicación exacta del punto a alcanzar:

Una vez asegurado el sondeo con la implantación de un encamisado elaborado a medida con el

que evitar la caída de las paredes de su interior, y comprobado que no era viable eliminar el tapón de material apelmazado que atoraba la perforación en torno a 71,00 m de profundidad, se toma la decisión de procurar acceder por debajo de esta cota mediante la ejecución de un pozo vertical paralelo y un túnel subhorizontal, para tratar de mantener viables todas las alternativas posibles.

Desde el primer momento se realiza un seguimiento topográfico detallado del estado inicial y la evolución del movimiento de tierras. Con el objeto de conocer la posible desviación del sondeo de captación de aguas se contó con la colaboración de la empresa Stockholm Precision Tools (SPT) que, mediante su tecnología propia GyroMaster, facilitó un listado en coordenadas absolutas de la trayectoria del pozo. La información aportada se resume en la siguiente tabla:

| | Altitud (m) | Norte (m) | Este (m) |
|---------------|----------------------|----------------------|------------|
| Boca de pozo | 380.90 | 4069569.89 | 383632.80 |
| Fondo de pozo | 316.37 | 4069570.48 | 383632.37 |
| Tabla 1. | Cuadro de coordenada | s en profundidad del | pozo (SPT) |

Hay que indicar que el valor +316.37 hace referencia del fondo del pozo hasta el que pudo ser introducido el Gyromaster, al que hay que sumar la longitud del instrumental, 3.74 m, por lo que el fondo auscultable del pozo se encontraba a +312.91 m.

En función de los datos previos disponibles, se realizó una proyección en profundidad hasta la cota del fondo del pozo acotado por medio manuales inicialmente, determinando su profundidad a la cota +305.91 m.

Entre la boca y el fondo del pozo se determina que hay una distancia en la horizontal de 0.73 m en dirección 323.82° (noroeste).

3.2. Alternativas de acceso:

Para acceder a la zona del pozo por debajo del tapón existente se plantearon dos opciones: Pozo vertical paralelo o pozo horizontal, cada uno con sus condicionantes debido a las limitaciones de la maquinaria disponible, a los plazos de ejecución y a su complejidad técnica.





a. Perforación horizontal:

La elección de la situación del emboquille del túnel horizontal se toma en base a dos condicionantes fundamentales:

1. Debía estar a una cota tal que permitiese ejecutar el túnel en pendiente ascendente hacia la situación del sondeo, con lo que facilitar la retirada de los materiales propios.

2. La distancia debía entrar entre valores razonables de rendimiento de las tuneladoras disponibles, a fin de alcanzar el punto indicado en el tiempo disponible.

b. Perforación vertical:

El pozo paralelo requería cumplir las siguientes premisas para alcanzar su objetivo:

- 1. No cortar el trazado de la perforación horizontal.
- 2. Situarse a una distancia mínima con la que asegurar la estabilidad del sondeo de captación de aguas.
- 3. Permitir alcanzar la cota establecida en base a las limitaciones de las perforadoras disponibles. La perforación debía alcanzar una profundidad de, al menos, 9,00 m bajo la cota de acceso, con el objeto de servir como caldera en la que depositar los estériles procedentes de la galería que conectase el pozo de rescate con el sondeo de captación. Este diseño implicaba un desmonte previo en la zona para hacer viable esta alternativa.

3.3. La estabilidad de los taludes a generar:

El esquema estructural del macizo rocoso, con la información recopilada en los primeros momentos, evidencia que los taludes más desfavorables serán aquellos cuyo trazado tenga una dirección N-S, requiriendo de un intenso seguimiento con el que detectar posibles juegos de fallas y juntas que diesen lugar a inestabilidades durante los desmontes, mientras que los de mayor seguridad serán aquellos con dirección preferente E-O.



Fig.4. Representación de las familias de discontinuidades y áreas representativas.

En base a esta circunstancia se determina que el desmonte de mayor altura, el que retranqueará la cima del Cerro de la Corona para generar el espacio de trabajo necesario, se ejecutará con un frente de talud E-O, mientras que los de menor altura y con espacio suficiente para suavizar su inclinación se acometerán con un frente dirección N-S.

4. EL DISEÑO DE LA ACTUACIÓN (LA TOMA DE DECISIONES)

Con estas premisas se deciden los puntos desde los que acometer las labores de perforación, y los movimientos de tierra necesarios para procurar las condiciones de trabajo del lado de la seguridad. Con el mismo objetivo se procuran las áreas en las que depositar las tierras procedentes de los desmontes.



Fig.5. Situación de los puntos de perforación seleccionados.

En ambos casos se hacen necesarios desmontes relevantes para ejecutar las plataformas de trabajo a la cota necesaria, con una altura aproximada de 12,00 m en el caso del túnel horizontal y de 30,00 m para el pozo vertical.

Para el diseño de un movimiento de tierras de tal envergadura se opta por seguir las recomendaciones de las instrucciones propias de los tajos mineros a cielo abierto, plasmadas en el Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera, planteado taludes escalonados de 5.00 m de altura con bermas intermedias de 1,00 m de ancho.

5. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD (EL SEGUIMIENTO A PIE DE OBRA)

En esta tesitura, se hace necesario retranquear la cabeza del cerro con el objeto de generar el espacio necesario que permita descender hasta la cota indicada cumpliendo las premisas del diseño establecido de taludes y bermas. Se opta por una dirección preferente E-W, por ser las que mejores condiciones de estabilidad presenta, mientras que para la formación de las explanadas de trabajo resultan direcciones de taludes perpendiculares, es decir, aproximadamente N-S. en este caso, los desmontes generados en el frente este serán los más desfavorables, por lo que se decide abrir las explanadas de trabajo en ese flanco, con el fin de asegurar la seguridad en las labores de trabajo.



Fig.6. Esquema estructural de la zona (Alonso Chaves, F., 2019).

Durante el avance del movimiento de tierras, los taludes con dirección E-W no muestran indicios de inestabilidad, ya que, como se esperaba, todas las juntas y fallas que se van reconociendo muestra un buzamiento hacia el interior del propio talud.

No obstante, la previsión de inestabilidad en los taludes con direcciones que se asimilaban a N-S se confirma por la presencia de juntas recurrentes, generando rotura planar para alturas de talud superiores a los 6,00 m.



Fig.7. Imagen del talud durante la excavación y modelo cinemático.

Esta circunstancia era salvable en la explanada superior, encaminada a la plataforma para la perforación vertical, pero no así en el caso de la explanada inferior destinada a la ejecución de túnel subhorizontal, ya que en este caso no se disponía de superficie suficiente para procurar bancales de menor altura. Durante el seguimiento de los trabajos en la explanada inferior se observaron planos de falla y juntas con relleno arcilloso, que daban lugar a zonas húmedas, favoreciendo planos de deslizamiento. En base a esta situación se tomó la decisión de no ejecutar

dicha explanada, concentrándose las labores en el pozo vertical.



Fig.8. Desprendimiento del talud este en la explanada inferior días después, y plano de falla.

6. SEGUIMIENTO, EVOLUCIÓN Y FINALIZACIÓN DE LOS TRABAJOS

Concentrados los esfuerzos en el pozo vertical, se realizó una intensa labor de seguimiento del movimiento de tierras, así como una previsión de los avances de los trabajos en base al rendimiento diario que se obtenía con la maquinaría que participaba de la actuación, cuya labor y destreza fue fundamental.



Fig.9. Esquema "de campo" con la previsión de tiempos de avance.

Este esquema de trabajo implicaba tres fases:

- Desmonte general. Ejecutando una plataforma a la cota +361, para lo cual se diseñó un desmonte en bancales con 5 m de atura y bermas intermedias de 1 m de ancho.
- Perforación. Hasta alcanzar la cota establecida, garantizando la ejecución de la galería de comunicación con el pozo y de la caldera para el depósito del detritus procedente del trabajo de excavación de la propia galería.
- Recrecido de la plataforma para la eliminación de taludes próximos a la boca de la perforación, generando de esto modo un entorno de trabajo seguro.

Siendo el análisis de la estabilidad y la auscultación de los taludes clave en el desarrollo de la primera fase.

En esta explanada tan solo nos encontramos con una situación de inestabilidad, relacionado con la presencia de un paquete cuarcítico que, con las propias labores de excavación, había quedado fracturado y suponía un riesgo. En este caso se tomó la decisión de atirantarlo y poner una malla de seguridad a fin de que, en el caso de desprendimiento, el bloque quedase sujeto e impidiese un problema. Hay que señalar que, meses después, este bloque continuaba en la misma situación, sin que los testigos situados en las fisuras marcasen desplazamiento alguno.



Fig.10. Bloque de cuarcita sostenido por una malla y tirantes.

Una vez alcanzada las cotas previstas, se procedió a la perforación del pozo vertical, paralelo al sondeo de captación, y al acondicionamiento de la zona para continuar con la siguiente fase en la actuación de emergencia.



Fig.11. Evolución de los trabajos entre el día 15 y 17 de enero de 2019.

7. RESTAURACIÓN DEL ENTORNO (FIN DEL OPERATIVO)

Una vez finalizado el operativo era necesario acondicionar la zona de modo que, tanto los taludes generados en roca como los propios relacionados con las escombreras generadas, quedasen restituidos y dispuestos de forma estable, planteando una actuación con el objeto de perfilar taludes estables, enfocado según sea área de terraplén o área de desmonte.



Fig.12. Diseño del plan de restauración del Cerro de la Corona.

Con los materiales extraídos se han generado taludes con pendiente inferior a la natural, quedando del lado de la seguridad. Aprovechando la excavación ejecutada para la plataforma de acceso a la perforación horizontal, se han generado tres niveles de terraplén, cuya base se apoya en la citada área de apoyo, generando un espacio de seguridad en la que quedan recogidas los posibles derrames asociados a los procesos naturales de erosión futura.



Fig.13. Diseño del talud en el Eje 2, p.k. 0+060.

En la zona de desmonte, donde aflora el sustrato rocoso debido al importante movimiento de tierras efectuado en lo alto del Cerro de la Corona durante la intervención, se ejecutaron taludes provisionales, los cuales posteriormente se han reataluzado para alcanzar una situación estable. Se han generado seis bancales intermedios, con pendiente inversa para limitar su degradación por erosión.



Fig.14. Diseño del talud en el Eje 1, p.k. 0+100.

8. CONCLUSIONES

En definitiva, los trabajos hasta la ejecución de las explanadas de trabajo, supuso el movimiento de más de 85.000 m3 de tierras, y la generación de desmontes con alturas superiores a los 30 m en el plazo de cuatro días, entre el 15 y el 19 de enero de 2019.



Fig.15. Modelo de la evolución de los trabajos en la explanada superior (Alonso Chaves, F., 2019).

El intenso seguimiento de los trabajos, y el estudio y adaptación continua del modelo estructural del macizo rocoso, permitió facilitar el diseño y llevar a buen término la ejecución de las plataformas necesarias para acometer la actuación, y, quizás lo más relevante, permitir el desarrollo de los trabajos en condiciones de seguridad sin contar con ningún incidente, en un operativo que contaba con 13 máquinas excavadoras, una pilotadora y hasta 6 volquetes trabajando al mismo tiempo en un reducido espacio.



Fig.16. Imagen de los trabajos en la explanada superior con 9 excavadoras trabajando al unísono.

Se hace necesario recordar que realmente el operativo, en cuanto a la estabilidad y a la ejecución de los movimientos de tierras, no se dio por finalizado hasta que se diseñó, acometió y supervisó la restauración del entorno, dándole su configuración actual.



Fig.17. Estado final de los taludes tras la restauración.

REFERENCIAS

Alonso Chaves, F., 2019. Contribuciones de la Geología al caso Totalán. 66ª Sesión Científica de la Soc. Geológica de España.

Laboratorio oficial J.M. Madariaga, 2015. Guía sobre el control geotécnico en minería a cielo abierto. Ministerio de Industria, Turismo y Comercio

Serrano Lozano, F. y Guerra Merchán, A., 2004. Geología regional. El territorio de la provincia de Málaga en el ámbito de la cordillera Bética. Universidad de Málaga.

GESTIÓN DEL RIESGO DE DESPRENDIMIENTOS EN LA COVA D'EN XOROI EN MENORCA

José Luis Blanch (1), Isabel Romeral (2) y Roger Ruiz-Carulla (3)

(1) y (2) Consultoría de Ingeniería PIGRA Engineering S.L. jlblanch@ciccp.es isabel.romeral@pigra.es

> (3) Consultoría de Ingeniería SOROdron SL roger.ruizcarulla@sorodron.com

RESUMEN

Se presenta el caso de la Cova d'en Xoroi, situada en un escarpe rocoso de unos 50 metros de altura en la cara sur de Menorca, conocida por ser un lugar privilegiado de ocio musical que desarrolla su actividad dentro de la misma cueva y en terrazas abiertas al mar. Se trata de un lugar expuesto al ambiente marino cuya estabilidad es gestionada mediante inspección visual y el uso de drones. El estudio de la buscada estabilidad se consigue mediante la monitorización de grietas y de la evolución del escarpe frente a los agentes externos. La exposición a pequeños desprendimientos se reduce mediante saneamientos periódicos. la colocación y mantenimiento de anclajes y pantallas de protección. El control anual y los trabajos de detalle con el mínimo impacto visual posible, constituyen una gestión continua de la estabilidad que permite mantener la actividad en la Cova d'en Xoroi.

1. INTRODUCCIÓN

En Menorca se han inventariado 350 cuevas y simas, de las cuales un centenar presentan una importante relevancia morfológica. Estas cuevas se concentran preferentemente en los sectores occidental y central de la región de Migjorn, siendo muy habituales en los barrancos de esta zona central, a pesar de que también se encuentran en los materiales jurásicos de la región de Tramontana. Las cuevas suelen tener un desarrollo horizontal inferior al kilómetro con pocas excepciones que sobrepasan los 3 km. Las numerosas actividades espeleológicas que se realizan en las cuevas han propiciado importantes hallazgos paleontológicos y arqueológicos.

A lo largo de toda la costa de Migjorn predominan las cavidades kársticas con abundantes formas de reconstrucción (estalactitas y estalagmitas) y afectadas por procesos erosivos marinos. La Cova d'en Xoroi es una cavidad tipo "flank margin cave" (Mylroie & Carew, 1990), con los conductos de alimentación en la parte interna de la cavidad y abierta en los acantilados de Cala en Porter. Está constituida por una serie de salas dispuestas paralelamente a la línea de costa y con abundantes ramificaciones de pequeñas dimensiones. Se trata de una cavidad única de esta tipología en las Baleares (con excepción de las Pitiusas) descrita en Ginés & Fornós (2004). Explotada turísticamente desde el 1968, recibe anualmente unos 100.000 visitantes. Las siguientes dos figuras muestran la localización de la cueva, en un frente rocos de calcarenitas del mioceno.



Figura 1: Cartografía geológica de Menorca representada por períodos (fuente: Infrastructures de Dades Espacials de Menorca)



Figura 2: Cartografía geológica de Menorca representada según los materiales (fuente: Infrastructures de Dades Espacials de Menorca)

La siguiente fotografía de dron muestra una vista frontal del frente rocoso donde se encuentra la Cova d'en Xoroi. A la izquierda de la imagen se observa la entrada al local y una rampa de bajada que da acceso a las primeras terrazas que se encuentra ya a la mitad del escarpe rocoso. Desde allí se accede a la cueva que tiene diversas salidas a la mar, con dos terrazas más a la derecha de la imagen. Sin duda, es un lugar muy singular donde la actividad humana se desarrolla en medio de un acantilado costero y un sistema kárstico.



Figura 3: Fotografía aérea de dron del acantilado donde se encuentra la Cova d'en Xoroi.

2. EVOLUCIÓN DE LAS INSPECCIONES: DE LOS PRISMATICOS A LOS DRONES

La belleza y la singularidad del escenario de la Cova d'en Xoroi se debe a la combinación del acantilado rocoso, el sistema kárstico y el mar, y esta misma combinación es la que describe un escenario de actividad geológica que se debe gestionar. En este sentido, la primera y fundamental acción es la inspección del acantilado.

El objetivo de las inspecciones es la identificación de nuevas grietas, la delimitación de volúmenes potencialmente inestables y el seguimiento de las medidas de mitigación ya realizadas como el estado de conservación de los diferentes medios de estabilización implementados. Todo ello, para tener la mejor información posible para la toma de decisiones correspondiente.

La evolución de las inspecciones en la última década ha realizado un gran salto en cantidad y calidad de la información que se puede y se obtiene. Hasta hace pocos años, las inspecciones se realizaban desde las mismas terrazas situada a medio escarpe, con lo que sólo se podía visualizar bien la parte del acantilado que queda por encima suyo. Para mejorar la identificación de las grietas y su estado, se utilizaban prismáticos para poder observar con mayor detalle su estado. Se complementaban las inspecciones con observaciones hechas por escaladores que podían revisar con mucho detalle partes del escarpe tanto por encima como por debajo de las terrazas, pero con una extensión muy restringida a las vías verticales por las que se descolgaban. Es cierto que también se podían realizar inspecciones desde mar con prismáticos, de nuevo con restricciones del punto de vista y de la distancia al escarpe.

En 2015 se empezaron a realizar las inspecciones utilizando drones. El mundo de los drones engloba una gran variedad de dispositivos, pero para un uso civil y en el ámbito de las obras civiles y estudio del terreno, se utilizan sobretodo multicópteros de 4 o 6 motores. Raramente se utilizan en estos casos drones del tipo ala fija, ya que su cámara no lleva estabilizador y solo puede tomar fotografías cenitales, son muy sensibles a los vientos y requieren de espacio para maniobrar, despegar y aterrizar. Los multicópteros en cambio, aunque tienen un tiempo de vuelo más reducido, pueden despegar y aterrizar con solamente el propio espacio que ocupan, hasta se

pueden levantar agarrándolos con las manos. Pueden maniobrar con total libertad ya que pueden sostenerse quietos en el aire y desplazarse hacia arriba, abajo, y en cualquier dirección. Además, el estabilizador de la cámara (gimbal) le confiere la capacidad para enfocar la cámara hacia el frente en cualquier inclinación, permitiendo realizar observaciones frontales en escenarios verticales como en el caso de los acantilados. Por estos motivos, los drones del tipo multicóptero son una muy buena herramienta para realizar trabajos de inspección en escarpes rocosos.

En los últimos 5 años se han producido también grandes avances en la tecnología dron que ha reducido costes de los dispositivos a la vez que se mejoraban sus prestaciones. En pocos años se ha pasado de transmitir la señal de video en directo (de la cámara montada en el dron al operador o piloto) mediante una señal de video analógica, que tenía mucho ruido y desfase temporal de algún segundo, a una señal digital en alta definición y con un desfase temporal de milisegundos. La imagen que vemos hoy en día en un tablet o en un monitor tiene mucha más claridad que la que se obtenía en una señal analógica, y permite identificar mucho mejor las grietas y observar con más detalle el frente.

También respecto a la imagen que se recibe en tiempo real, en los últimos años se han desarrollado gafas con un monitor para cada ojo que han pasado de resoluciones muy bajas de 640x480, a resoluciones de 3840×1080. Las gafas que utilizamos hoy en 2022, permiten no solamente recibir la imagen de forma pasiva, sino que, con una unidad inercial en las gafas, permiten mover la cámara del dron con el movimiento de la cabeza en tiempo real, aportando mucha flexibilidad y una experiencia de inspección como nunca antes se había podido hacer.

Con los años se han ido desarrollando drones cada vez más ligeros, con cámaras más ligeras y en definitiva estabilizadores de cámara mucho más eficientes. Este punto se comprueba en escenarios de mucho viento en rachas, como el caso de un acantilado costero, donde el viento es el principal peligro, primero para la estabilidad global del dron, y segundo para la estabilización de la cámara y la obtención de fotografías con nitidez. La nitidez juega un papel muy fundamental tanto en la identificación de grietas como para la reconstrucción 3D de frente rocoso y todos los subproductos que se deriven.

El tiempo de vuelo por batería también es un factor importante. En condiciones de viento el consumo es aún más pronunciado e implica aterrizar el dron para cambiar las baterías con mayor frecuencia. En este sentido, los últimos 5 años también ha mejorado la tecnología de las baterías de los drones, pasando de vuelos de 10 a 14 minutos por batería, a vuelos que hoy en día realizamos de entre 20 y 35 minutos por batería con drones comerciales.

Las cámaras están hoy en día completamente integradas en el sistema operativo de dron, de modo que cada fotografía registra en sus metadatos las coordenadas de su localización según registra el módulo GPS del dron. Esta es una gran ventaja respecto a modelos anteriores, ya que la georreferenciación de las fotografías permite identificar muy fácilmente en el escarpe la parte fotografiada, además de facilitar la reconstrucción 3D del terreno mediante técnicas fotogramétricas. En escenarios donde se requiere una alta precisión en la georreferenciación y sea complicado utilizar puntos de control en el terreno, se pueden utilizar drones con sistemas integrados de GPS-RTK,

Finalmente, los drones actuales han mejorado mucho los sistemas anticolisión, que permiten acercarse sin miedo al frente rocoso para observar cualquier detalle. Cuando el dron se encuentra a 5 metros del frente, aparecen en el monitor las indicaciones típicas de los sistemas de ayuda al aparcamiento de los coches, indicando a qué distancia se encuentra la pared y frenando el dron si fuera necesario para evitar la colisión.

Así, la utilización de los drones para realizar las inspecciones, tanto en tiempo real como a posteriori en gabinete a partir de las fotografías y videos que se toman, permiten tener una

accesibilidad total al frente rocoso con una gran calidad y cantidad de información.

En el siguiente apartado se muestra el post-procesado de las fotografías tomadas mediante un vuelo de dron programado, los productos que se obtienen para el trabajo en gabinete y cómo se pueden utilizar para la inspección, la monitorización, la caracterización del patrón de discontinuidades o la identificación de volúmenes potencialmente inestables.

3. ADQUISICIÓN Y PROCESADO FOTOGRAMETRICO: PRODUCTOS

Los trabajos llevados a cabo con el dron se pueden separar en dos: 1) los trabajos de inspección en tiempo real mediante un vuelo pilotado manualmente, donde un operario pilota el dron controlándolo mediante la emisora y una tableta donde ve la imagen en tiempo real así como toda la telemetría (señal GPS, distancia, altura, nivel baterías, tiempo de vuelo, etc.) y otra persona, el técnico que aportará el criterio de estabilización, puede estar viendo a la vez a través de las gafas lo que ve la cámara del dron y hasta controlar su orientación con el movimiento de la cabeza y guiando al piloto hacia donde interesa que se dirija; y 2) el vuelo programado automático para la obtención de fotografías de forma regular. Este apartado se centra en los productos que se pueden obtener a partir de los vuelos programados.

El vuelo programado requiere de un estudio previo de la zona, conocer bien el punto de despegue, la zona que se desea cubrir, a qué distancia del terreno se va a tomar las fotografías, para definir la resolución deseada y la región o superficie del terreno que se cubre con cada fotografía. A partir de aquí se diseña el vuelo con un objetivo de resolución requerida, estableciendo la unidad de mm/pixel idónea, que según la cámara implicará, a su vez, establecer a qué distancia estar del acantilado. Se calcula la superficie de pared rocosa que tomará cada fotografía y cuántas pasadas se requieren para cubrir todo el acantilado. En escenarios verticales como los escarpes rocosos, es preferible realizar pasadas a la misma cota, desplazando el dron lateralmente mientras toma fotografías cada una de tiempo establecida, con el objetivo de reducir las veces que el dron sube y baja de altitud que es donde más consumo energético tiene (sin considerar las rachas de viento). Dada una distancia y un solape entre fotografías definido, se obtiene la velocidad a la que debe volar el dron y cada cuántos segundos se debe tomar cada fotografía.

También es aconsejable, si se puede, realizar una o dos pasadas de toma de fotografías con un punto de vista cenital que facilitan mucho la reconstrucción fotogramétrica y la georreferenciación de los productos. Finalmente, puede ser útil también tener una o dos pasadas frontales de modo que la fotografía capture de forma frontal el escarpe entero, teniendo que alejarse el dron y reducir la resolución, pero facilitando la construcción del modelo y sabiendo que la mayor resolución ya la darán las fotografías cercanas al escarpe. La siguiente figura muestra el primer paso del procesado fotogramétrico, donde se observa la alineación de las fotografías y se pueden identificar las cinco pasadas con un punto de vista frontal u oblicuo al frente, una pasada cenital y una pasada final frontal más alejada tomando todo el frente. En este caso, la última pasada se pilota manualmente para minimizar la cantidad de mar que aparece en las fotografías que sólo aporta ruido para la reconstrucción fotogramétrica.



Figura 4: Vista 3D de la alineación de las fotografías del acantilado tomadas con un vuelo programado.

Tras el proceso fotogramétrico que suele conllevar imponer puntos de control de coordenadas conocidas, sea porque se han medido con un GPS-RTK o porque se utilizan puntos de los modelos anteriores, se genera una nube de puntos densa que puede contener un rango variable de puntos por metro cuadrado, obteniendo modelos de centenares de millones de puntos en 3D. En el caso de la Cova d'en Xoroi, se obtiene la nube de puntos que se muestra en la siguiente figura.



Figura 5: Vista 3D de la nube de puntos obtenida de la reconstrucción fotogramétrica.

El producto original de la reconstrucción fotogramétrica, la nube de puntos en 3D y con color real obtenida, permite la inspección del acantilado y la monitorización de este si lo comparamos con nubes de puntos anteriores, obteniendo mapas de diferencias y así cubicar volúmenes desprendidos (Blanch et al, 2019; Janeras et al, 2021; Pedraza et al, 2022; Ruiz-Carulla et al, 2021). La nube de puntos puede ser muy útil para la caracterización del patrón de discontinuidades y la identificación de volúmenes potencialmente inestables (Ruiz-Carulla, 2018; Ruiz-Carulla et al, 2017) and 2019; Buill et al, 2021).

Un subproducto que se puede generar a partir de la nube de puntos 3D es una malla 3D. La malla 3D simplifica la información geométrica, es decir, reduce la calidad de un conjunto de puntos a un conjunto de caras triangulares que registran menor cantidad de información geométrica. Por otro lado, la gran ventaja de las mallas 3D es que se puede texturizar incrustando las fotografías sobre la malla, recortando los trozos de fotografía sobre cada una de las caras triangulares de la malla. Así, aunque se obtiene un modelo de menor calidad geométrica que la nube de puntos original, se obtiene un modelo de muy buena calidad visual, que permite y facilita la inspección

e interpretación del macizo rocoso en un entorno tridimensional. La siguiente figura muestra la malla 3D texturizada del acantilado de la Cova d'en Xoroi.



Figura 6: Vista 3D de la malla 3D texturizada obtenido de la reconstrucción fotogramétrica.

Existe un subproducto 2D muy utilizado en cartografía e interpretación geomorfológica del terreno que es la ortofoto, así como el modelo digital de elevaciones. En el caso que nos ocupa, el de un acantilado, una ortofoto clásica o un modelo digital de elevaciones no sería de mucha utilidad, ya que toda la información se encuentra casi en un mismo plano muy vertical. Por este motivo, en lugar de trabajar con un modelo digital de elevaciones, se debe trabajar con modelos 3D en escenarios de escarpes rocosos. Pero en relación a la ortofoto, es posible obtener una ortofotografía frontal al escarpe que es de gran utilidad para la cartografía e identificación de grietas, la comparación año tras año, así como para el inventario y la cartografía de todos los elementos y medidas implementadas, por ejemplo, utilizando Sistemas de Información Geográficos (SIG). La siguiente figura muestra la ortofoto frontal obtenido de la Cova d'en Xoroi de la resolución escogida.



Figura 7: Ortofotografía frontal obtenida de la reconstrucción fotogramétrica del acantilado de la Cova d'en Xoroi.

4. ACTUACIONES TIPO

La gestión que se lleva a cabo en la Cova d'en Xoroi está fundamentalmente basada en una gestión de análisis mediante una minuciosa inspección que conlleva analizar y controlar la estabilidad, la exposición y la vulnerabilidad de los elementos existentes. Debido a la actividad comercial que se lleva a cabo en la cueva, la gestión que se realiza confiere una gran importancia al análisis de la exposición y la vulnerabilidad de los usuarios, siendo éstos, criterios primordiales a la hora de determinar las actuaciones de estabilización.

El método de análisis y estudio ha ido evolucionando año a año hasta la utilización de los drones, que en la actualidad nos permite realizar la inspección minuciosa que hasta hace unos años requería, para hacerla posible, la participación de técnicos escaladores que llevaban los ojos del proyectista hasta los numerosos puntos inaccesibles.

Sin embargo, una vez realizado este análisis y, identificadas las zonas que requieren una actuación de estabilización, se añade un nuevo reto, el consistente en la selección de actuaciones que

impliquen una mínima afectación al lugar privilegiado en el que se desarrolla la actividad. De esta forma, la selección del método de estabilización requiere el uso de elementos que supongan una mínima afección visual al paisaje y al medio ambiente, limitando enormemente las posibilidades aplicables y exigiendo una gran experiencia por parte del proyectista. El hecho de trabajar en un acantilado también implica que, a la hora de proyectar las actuaciones, se tendrá que analizar la viabilidad de ejecución de las mismas ante la imposibilidad de entrada de maquinaria de grandes dimensiones, siendo las actuaciones realizadas por escaladores colgados desde diferentes puntos de la coronación del acantilado o las terrazas existentes. Finalmente, la alta agresividad del medio marino en el que se emplaza la actividad requiere del uso de materiales competentes frente a la corrosividad del medio y una vigilancia y mantenimiento permanente del estado de los elementos instalados.

Todos estos condicionantes implican que las actuaciones que se lleven a cabo deberán mantener un equilibrio entre prevención, vigilancia y actuación. El factor preventivo viene motivado por la necesaria importancia que se le debe dar a la vulnerabilidad y exposición de los usuarios. Por su parte, la vigilancia y el seguimiento resultan necesarios debido al condicionante de minimizar el impacto visual de las actuaciones, que debe equilibrarse con la incertidumbre típica de los fenómenos geotécnicos, especialmente teniendo en cuenta la situación en un acantilado rocoso en el que la evolución del mismo está fuertemente condicionada por procesos de erosión y karstificación. De esta forma, combinando prevención, vigilancia y actuación, se consigue ofrecer la requerida estabilidad.

Las actuaciones que se llevan a cabo en la cueva se pueden clasificar en cuatro tipos:

• Actuaciones de vigilancia

Consiste en la inspección que se lleva a cabo de forma anual en la cueva que, tal como se ha explicado, debe ir evolucionando junto con los avances tecnológicos. De esta forma, en la actualidad, se recurre a todos los medios disponibles que incluyen, tras un desbroce inicial necesario, una inspección visual previa mediante el uso de prismáticos en el exterior y escaleras manuales en el interior de la cueva para un análisis de detalle del acantilado mediante el uso de una plataforma dron equipada con gafas-pantalla y control de la toma de fotografías georreferenciadas. De forma posterior, se realiza un análisis exhaustivo oficina del modelo 3D y de las imágenes de detalle obtenidas con el objetivo de caracterizar las discontinuidades existentes y su evolución, lo que permite verificar las actuaciones planteadas in situ y posibles puntos potencialmente inestables no identificados.

• Actuaciones preventivas y de seguimiento

Tras la inspección visual, el equipo de técnicos escaladores accede al acantilado, realizando un seguimiento e inspección detallada de todas las zonas que implican exposición de los usuarios y de los puntos donde se han planteado actuaciones a realizar resultado de la inspección y estudio previos. Esta fase requiere de una comunicación directa entre escaladores y proyectista, con el objetivo de verificar la necesidad de actuación sobre los puntos planteados en la inspección inicial y por la posibilidad de detección de nuevos puntos no localizados. Durante esta fase, el equipo de escaladores realiza un desbroce más minucioso de la vegetación que pueda ocultar discontinuidades o promover su desarrollo, así como un saneo preventivo de todos los bloques y fragmentos de pequeñas dimensiones que puedan movilizarse y suponer un riesgo a los usuarios.

De esta forma, mediante una coordinación directa entre escaladores y proyectista, durante esta fase, que supone una tercera fase de estudio e inspección, se determinan las actuaciones de estabilización a realizar y se deciden los puntos de seguimiento preventivo. El seguimiento preventivo consiste en la determinación de zonas en las que se deberá realizar una vigilancia de la evolución durante la próxima campaña de inspección, en los casos que se detecten

discontinuidades sin suficiente abertura o continuidad y mediante la colocación de testigos de yeso para el seguimiento de discontinuidades de mayor apertura o que impliquen la posible desestabilización de grandes masas.

• Actuaciones de estabilización y protección

Una vez finalizadas las actuaciones preventivas y de seguimiento se procede a la ejecución de las actuaciones de estabilización y protección. Tal como se ha expuesto anteriormente, la elección de la tipología de actuaciones requiere un análisis exhaustivo para cumplir con los condicionantes de seguridad, eficiencia y bajo impacto al medio, juntamente con la viabilidad de ejecución en un acantilado vertical en el que se pretende introducir el mínimo impacto posible. De esta forma, cada elemento potencialmente inestable requiere del desarrollo de una solución eficiente que, en algunas ocasiones, conlleva la necesidad de idear sistemas que podrían resolverse de forma más sencilla en otros ámbitos de actuación. Algunas de las actuaciones utilizadas hasta la fecha para la estabilización de volúmenes potencialmente inestables son anclajes de diferentes longitudes y diámetros tanto galvanizados como de acero inoxidable, cables de acero, barreras estáticas y mallas de protección, en zonas de bajo impacto visual o alta exposición, recalces integrados en el medio, proyectado y rejuntado de aperturas con mortero coloreado sin retracción, dejando algún orificio de drenaje.

• Actuaciones de mantenimiento

Finalmente, para garantizar la durabilidad de los elementos de estabilización instalados en un medio de alta agresividad como nos ocupa, en cada campaña se realizan actuaciones de mantenimiento consistentes en el rascado y repintado de los elementos de acero galvanizados que presentan signos de oxidación para así garantizar su durabilidad y eficiencia.

Las siguientes fotografías muestran algunos ejemplos de las actuaciones tipo que se realizan: como los testigos de yeso para el seguimiento de discontinuidades, la estabilización de bloques mediante cables y anclajes de acero galvanizados, la estabilización de grandes cuñas mediante cosido de anclajes y recalce integrado en el paisaje, las mallas de triple torsión en zonas de bajo impacto visual y barrera estática en forma de visera en una de las terrazas de alta exposición.



Figura 8: Testigos de yeso colocados para el seguimiento de discontinuidades.



Figura 9: Estabilización de bloques mediante cables y anclajes de acero galvanizados.



Figura 10: Estabilización de grandes cuñas mediante cosido de anclajes y recalce integrado en el paisaje.



Figura 11: Mallas de triple torsión en zonas de bajo impacto visual y barrera estática en forma de visera en una de las terrazas de alta exposición.

5. CONCLUSIONES

Esta contribución al Simposium Nacional de Taludes y Laderas Inestables pretende mostrar un caso real de gestión de la estabilidad en una localización tan singular como lo es la Cova d'en Xoroi en Menorca. Los trabajos tienen por objetivo conseguir la estabilidad global y la máxima seguridad en un entorno privilegiado, en medio de un acantilado frente al mar y dentro de un sistema kárstico. Esta gestión se plantea desde la inspección periódica, con un seguimiento detallado de las diaclasas, aperturas y grietas, algunas con testigos en las juntas, el control de los volúmenes que se pueden abrir llegando a ser potencialmente inestables, la ejecución del saneo de bloques, y del mantenimiento de las actuaciones de mitigación como los anclajes, los cables y las mallas que se encuentran expuestos a la agresividad de los cloruros marinos, así como la ejecución de nuevos si se considera oportuno. Todo ello, con una precisión quirúrgica y con respeto al impacto visual para minimizar la percepción de la intervención y mantener tan natural como sea posible el entorno.

Para ello se utilizan hoy en día las nuevas técnicas de inspección como son los drones, con cámaras de alta resolución, con estabilización, con imagen en tiempo real en alta definición en una tablet y en las gafas-pantalla, y con control de movimiento de la cámara del dron en tiempo real con el movimiento de la cabeza de quien lleva las gafas-pantalla.

Se concluye que el uso de multicópteros, que han ido evolucionando mucho los últimos años, es muy eficiente en términos de cantidad y calidad de la información que proporcionan, tanto en tiempo real durante la inspección en campo, como a posteriori con el debido tratamiento fotogramétrico. En este sentido, se considera muy oportuno realizar siempre los dos tipos de vuelos, primero las inspecciones con vuelos de dron pilotados manualmente para observar todo aquello que se precise, y segundo, ejecutar vuelos de dron programados con la toma de fotografías regulares que permiten la reconstrucción fotogramétrica del acantilado. Así, se obtiene una nube de puntos en 3D, una malla 3D texturizada y una ortofotografía frontal, productos que permiten la inspección de nuevo detalladamente en gabinete, así como la monitorización por comparación visual o geométrica entre productos de distintas inspecciones a lo largo del tiempo, la caracterización del patrón de discontinuidades y la delimitación de volúmenes potencialmente inestables.

Así, una combinación entre el alto grado de especialización de los técnicos que llevan a cabo las inspecciones, junto a los medios utilizados, aportan la gran calidad a la inspección y permite tomar las decisiones más oportunas para mantener el seguimiento adecuadamente y realizar las actuaciones necesarias con el fin de mantener la seguridad que se requiere.

REFERENCIAS

- Blanch, X., Abellán, A., & Guinau, M. (2019). Rockfall monitoring at a high-temporal rate using cost-effective photogrammetric systems. In Geophysical Research Abstracts (Vol. 21).
- Buill F, Núñez-Andrés MA, Ruíz-Carulla R, Lantada N.(2021) Influencia del DTM en la determinación de familias de discontinuidades en macizos rocosos. II Congreso geoEuskadi Kongresua 2021(abrir en una ventana nueva).
- Ginés, J. y Fornós, J.J. (2004): Caracterització del carst del Migjorn. La seva contribució al modelat del territori. En: Fornós, J.J., Obrador, A. y Rosselló, V.M. (eds.), Història Natural del Migjorn de Menorca: el medi físic i l'influx humà. Mon. Soc. Hist. Nat. Balears,
- Janeras M, Pedraza O, Lantada N, Núñez M.A, Hantz D, Palau J. (2021) TLS- and inventory-based Magnitude – Frequency relationship for rockfall in Montserrat and Castellfollit de la Roca. Proceedings of the 5th RSS Rock Slope Stability Symposium, RSS2021, November 16-18 of 2021
- Mylroie, J.E. y Carew, J.L. (1990): The flank margin model for dissolution cave development in carbonate platforms. Earth Surface Processes and Landforms,
- Pedraza O, Aronés A.P, Puig C, Janeras M, Gili J.A. (2022) Rockfall monitoring: comparing several strategies

for surveying detached blocks and their volume, from TLS point clouds and Gigapan pictures. 5th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM 2022), Valencia, April 6-8 of 2022.

- Ruiz-Carulla R., Corominas J., Hürlimann M. (2017) Experiencia con drones para el estudio de movimientos de ladera. Premio en el área de "Reconocimiento, caracterización y cartografía" en el IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables 2017, Santander, España.
- Ruiz-Carulla R. (2018) Rockfall analysis: Failure, fragmentation and propagation characterization. Tesis doctoral del programa de Ingeniería del Terreno. Dpto. de Ingeniería de Ingeniería Civil y Ambiental (Universitat Politècnica de Catalunya. UPC-BarcelonaTech).
- Ruiz-Carulla, R. & Corominas, J. (2019). Analysis of Rockfalls by Means of a Fractal Fragmentation Model. Rock Mech Rock Eng https://doi.org/10.1007/s00603-019-01987-2.
- Ruiz-Carulla R, Corominas, J. (2021) Documenting rock mass failure with UAV during an emergency phase: Castell de Mur case study, XIII International Symposium on Landslides (Cartagena de Indias, Colombia, February 22-26 of 2021

INVENTARIO Y ANÁLISIS DE MOVIMIENTOS DE LADERA EN LOS DEPARTAMENTOS DE CUNDINAMARCA Y META (COLOMBIA)

Martha Liseth CASTELLANOS ORDÓÑEZ (1), María Camila HERRERA COY (2) Iván L. HERRERA PÉREZ (3), Viviana MEDINA DÍAZ (4), Mario SÁNCHEZ GOMEZ (5,7), Jorge DELGADO GARCÍA (6), Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO (6,7)

(1) Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca ml.castellanos@outlook.com

(2) Máster en Ingeniería Geomática y Geoinformación Universidad de Jaén mchc0009@red.ujaen.es

(3) Grupo de Investigaciones Geográficas para el Desarrollo Territorial Facultad de Ciencias Ambientales y de la Sostenibilidad Universidad de Ciencias Aplicadas y Ambientales iherrera@udca.edu.co

> (4) Warco SAS - Geobrugg vmedina.ud@gmail.com

(5) Departamento de Geología Universidad de Jaén msgomez@ujaen.es

 (6) Grupo de Sistemas Fotogramétricos y Topométricos
Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría Universidad de Jaén jdelgado@ujaen.es; tfernan@ujaen.es

(7) Centro de Estudios Avanzados en Ciencias de la Tierra, Energías y Medio Ambiente Universidad de Jaén

RESUMEN

En este trabajo se presentan los estudios realizados sobre movimientos en masa en cuatro áreas de los departamentos de Cundinamarca y Meta, en Colombia. En todas ellas se ha realizado un inventario de movimientos y un análisis de los factores que los determinan. El inventario muestra un elevado número de movimientos (835, 212, 252 y 2506), con una distribución en la que predominan los deslizamientos y flujos, y en menor medida los colapsos-avalanchas y procesos de reptación. Los factores determinantes más importantes son: la elevación, que a su vez condiciona unas precipitaciones, en general elevadas, con medias anuales entre 1000 y 5000 mm; la pendiente, apareciendo los movimientos preferentemente originados en lutitas, así como en arenitas de edad cretácica; los usos del suelo, estando los movimientos en relación con áreas de menor cobertura vegetal como las agrícolas, los pastos y páramos.

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos de ladera se consideran uno de los riesgos naturales más importantes a nivel mundial, causando miles de víctimas al año y costes por valor de miles de millones de euros (Schuster, 1996; Petley, 2012; UNDRR, 2019). En comparación con otros fenómenos de riesgo como los terremotos o las inundaciones, el efecto de los deslizamientos es más difuso y continuo en el espacio y el tiempo, por lo que según algunas estimaciones su impacto está subestimado (Petley, 2012). A pesar de ello, ocasionan daños relevantes en infraestructuras, propiedades y el propio medio, así como la interrupción de la actividad socioeconómica (Schuster, 1996; Guzzetti et al., 1999).

Una de las medidas más eficaces para la prevención y mitigación de los riesgos es su evaluación, que de acuerdo a la formulación clásica de Varnes (1984), comprende tanto la peligrosidad o probabilidad de que un fenómeno potencialmente dañino ocurra en un espacio y tiempo determinado, como la exposición y vulnerabilidad de los elementos en riesgo. El primer paso de estos análisis es la realización de inventarios o bases de datos que recojan la localización espacial, la datación temporal y los atributos temáticos de los movimientos (Chacón et al., 2006; Guzzetti et al., 2012). Para ello se emplean la observación directa, las técnicas geomáticas de captura de datos y los ensayos in situ o en laboratorio de las distintas propiedades del terreno (Chacón et al., 2006; Fell et al., 2008).

En Colombia, la ocurrencia de fenómenos de riesgo, entre los que destacan los movimientos en masa, sismos y erupciones volcánicas, es muy frecuente, debido a su ubicación geográfica en la cordillera andina, con una orografía muy acusada, una gran complejidad geológica (interacción de tres placas tectónicas) y una destacada variabilidad climática. De acuerdo con la información existente en el Sistema de Información de Movimientos en Masa (SIMMA), del Servicio Geológico Colombiano (SGC, 2022), desde 1900 hasta la fecha, en el país se han reportado 135.632 movimientos en masa. Debido a éstos, 31.631 personas han perdido la vida y 68.792 familias se han visto dañadas. Por su parte, el inventario internacional DesInventar (UNDRR, 2022), reporta 10.559 incidencias y 7400 muertos para Colombia. Entre las regiones más afectadas, en términos absolutos, se encuentran los departamentos de Cundinamarca, Boyacá y Norte de Santander, al centro y norte del país, en la Cordillera Oriental; así como Cauca, al sur, en el Macizo Colombiano. Otros departamentos de menor extensión, como Caldas, Risaralda o Quindío, en la Cordillera Central; o Atlántico en la Sierra de Santa Marta, presentan también una densidad considerable en términos relativos (SGC, 2022).

En este trabajo, se han considerado algunas áreas muy activas dentro de los departamentos de Cundinamarca y Meta, en el sector centro de la Cordillera Oriental. Así, se estima que estos departamentos se encuentran enfrentados a probabilidades medias y altas de ocurrencia de fenómenos catastróficos, particularmente de deslizamientos, provocados entre otras causas por la alta intervención antrópica a las laderas con el consecuente deterioro de las cuencas hidrográficas y sus condiciones de estabilidad. En concreto, la Subdirección de Ingeniería Geoambiental de Ingeominas (hoy Subdirección de Geoamenazas del SGC) priorizó seis regiones con una mayor concentración de fenómenos: la cuenca del río Guavio, el área en torno a la carretera de Bogotá-Villavicencio, la vertiente oriental del río Negro, la cuenca del río Sumapaz, la cuenca media del río Bogotá y el municipio de San Cayetano (CORPES 1998).

El objetivo de este trabajo es presentar un inventario detallado y un análisis de factores determinantes de la inestabilidad en cuatro áreas de los departamentos de Cundinamarca y Meta: área del río Negro (Quebradanegra, Gualivá), cuenca del Guavio y carretera de Bogotá-Villavicencio, como áreas piloto para la caracterización de este fenómeno en la Cordillera Oriental Andina, en Colombia.

2. AREAS DE ESTUDIO

Las áreas de estudio se encuentran en el sector centro de la Cordillera Oriental Andina (Figura 1), una cadena montañosa que se extiende por cerca de 1000 km desde el sur de Colombia (Macizo Colombiano, donde se bifurca la cordillera en sus tres ramas, Occidental, Central y Oriental) hasta

la frontera con Venezuela al norte (Sierra Nevada del Cocuy), donde se alcanzan las mayores altitudes, en torno a 5400 m. Al oeste de la Cordillera se sitúa el altiplano cundiboyacense, donde se enclava la capital Bogotá (Figura 1) y muchas otras poblaciones; desde ahí se desciende hasta el río Magdalena, que discurre entre las cordilleras Oriental y Central; al este, se extienden las cuencas de los ríos Orinoco y Amazonas. En este sector de la Cordillera central, las altitudes oscilan entre unos cientos de metros en las cuencas de los ríos hasta 4000 m en las cumbres. La geología de la Cordillera Central en el sector estudiado corresponde fundamentalmente a depósitos marinos, pero también transicionales a continentales, de edad entre el Cretácico y Paleoceno (Chicangana and Kramer, 2013; SGC, 2019). A ambos lados de la cordillera, en el valle del río Madgalena y las cuencas del Amazonas y Orinoco se disponen depósitos terciaros de carácter sedimentario o volcánoclástico; y sobre todos ellos aparecen materiales cuaternarios: aluviales, coluviales y rellenos paludales. La estructura consiste en fallas inversas de bajo ángulo o cabalgamientos y pliegues, que hacen aflorar en algunos casos materiales metamórficos del sustrato paleozoico (Ordovícico y Devónico), sin llegar aquí al basamento cristalino proterozoico.



Figura 1. Localización del área de estudio (coordenadas y escala).

2.1. Quebradanegra (Gualivá)

Esta área de 148 km² está centrada en el municipio de Quebradanegra, en la provincia de Gualivá, situado a unos 60 km al noroeste de Bogotá (Figura 1), aunque también se extiende por los municipios de Útica al norte y Villeta al sur. El municipio de Quebradanegra presenta una extensión de 83 km² y una población de 4453 habitantes, correspondiendo el 74% a zonas rurales; cuenta con un casco urbano y dos centros poblados, La Magdalena y La Milagrosa (DANE, 2019). Las comunicaciones se restringen a algunos tramos de la carretera Bogotá-Honda (ruta 50) al sur, la carretera secundaria Villeta-Útica, y otras vías de menor importancia. Las precipitaciones son muy elevadas, entre 1500 y 2000 mm (IDEAM, 2015a). Desde el punto de vista geológico (Tabla 1), en esta área afloran mayoritariamente series de materiales cretácicos, correspondientes al grupo Villeta, que comienzan con arenitas de ambiente transicional y pasan posteriormente a lutitas oscuras de ambiente marino todas ellas de edad Cretácico inferior. En la parte oeste afloran lutitas y rocas silíceas "chert" del Cretácico superior (Grupo Olini) hasta el Paleógeno donde afloran arenitas y lutitas. La estructura la conforman una serie de cabalgamientos y pliegues de dirección media NNE-SSW (Acosta y Ulloa, 2001). La actividad de los deslizamientos es muy elevada, concretamente en el municipio de Quebradanegra se registran 218 incidencias (el máximo del país), aunque también hay un número alto en Útica (27) y Villeta (10).

2.2. Gachetá (Guavio)

El área presenta una extensión de 248 km², abarcando los municipios de Gachetá (predominante) y Guatavita en el departamento de Cundinamarca, a unos 50 km al este de Bogotá (Figura 1). El municipio de Gachetá cuenta con 8203 habitantes y el de Guatavita con 6148 habitantes, con una población rural del 60 y 64%, respectivamente (DANE, 2019). Las comunicaciones se restringen a algunos tramos de la ruta 50 que enlaza el embalse del Guavio con Bogotá y algunas carreteras de orden menor. Las altitudes varían entre 1600 m en el cauce del río Guavio hasta 3600 m en el norte del área. Las precipitaciones medias anuales varían entre 1000 mm en la zona baja del valle del río Guavio hasta más de 3000 mm en las zonas más elevadas (IDEAM, 2015a). Desde el punto de vista geológico, en esta área afloran series de materiales cretácicos (Tabla 1), que comienzan con formaciones de conglomerados y arenitas de ambiente transicional, a las que siguen lutitas de origen marino (Cretácico inferior); sobre ellas se sitúan secuencias de lutitas y arenitas marinas y transicionales del Cretácico superior, que se coronan con lutitas y areniscas continentales del Paleógeno (Corredor y Terraza, 2015). La estructura la conforma una serie de cabalgamientos y pliegues de dirección media NNE-SSW, que hacen aparecer los términos más modernos hacia el oeste, y los más antiguos hacia el este y los núcleos de los pliegues. En el municipio de Gachetá, la actividad de los deslizamientos presenta un total de 4 incidencias.

| Edad | Formación | Materiales | 1 | 2 | 3 | 4 |
|--------------------|--|--------------------------|---|---|---|---|
| Cuaternario | | Aluviales y coluviales | Х | Х | Х | Х |
| Neógeno | | Areniscas y gravas | | Х | | |
| Paleógeno | Bogotá, Cacho | Cuarzoarenitas, lutitas | Х | Х | | |
| Cretácico superior | Guaduas, Grupo Guadalupe, Chipaque | Arenitas y lutitas | Х | Х | | Х |
| Cretácico Inferior | Grupo Villeta (Une, Fomeque, Trincheras) | Lutitas y arenitas | Х | Х | Х | Х |
| | Grupo Caqueza (Ubalá, Macanal), Útica | Arenitas y lutitas | Х | Х | Х | Х |
| | Santa Rosa | Conglomerados y arenitas | | | Х | Х |
| Devónico-Carbon. | Farallones | Cuarzoarenitas | | | Х | Χ |
| Ordovícico | Grupo Quetame | Filitas y cuarcitas | | | | Х |

Tabla 1. Unidades geológicas de las zonas de estudio. 1: Quebradanegra; 2: Gachetá; 3: Gachalá; 4: Villavicencio.

2.3. Gachalá (Guavio)

El área presenta una extensión de 100 km², dentro del municipio de Gachalá en el departamento de Cundinamarca (Figura 1), a unos 65 km al este de Bogotá (135 km por carretera). El municipio de Gachalá cuenta con 4378 habitantes, habitando el 61% de la población en zonas rurales (DANE, 2019). Las comunicaciones se restringen a una carretera parcialmente asfaltada que circunvala a la represa del Guavio. Las altitudes varían entre 1500 m en el embalse hasta 3500 m en el sur de la zona. Las precipitaciones medias anuales varían entre 2000 mm en el oeste hasta 3400 mm en el este (IDEAM, 2015a). Desde el punto de vista geológico, afloran dos grandes unidades estructurales (Tabla 1): los materiales del sustrato paleozoico y las series sedimentarias cretácicas. Dentro de las primeras, aparecen cuarzoarenitas y lutitas de edad Devónico-Carbonífero, que afloran sobre todo al sureste de la zona a favor de contactos mecánicos y plegamiento (Terraza et al., 2013). Los materiales cretácicos corresponden a conglomerados y arenas de ambiente transicional, que pasan a lutitas de ambiente marino, predominantes en la zona. La estructura consiste en una serie de cabalgamientos y pliegues de dirección media NNE-SSW. En el municipio la actividad de los deslizamientos se restringe a 2 incidencias.

2.4. Carretera Bogotá-Villavicencio

Es el área con una mayor extensión, de unos 746 km², a lo largo de la ruta 40 entre Bogotá y Villavicencio (Figura 1), localidad situada a 75 km al sureste de la capital (120 km por la carretera). La zona se extiende por los municipios de Cáqueza, Fosca, Quetame y Guayabetal de la provincia de Oriente en el departamento de Cundinamarca, y el municipio de Villavicencio en el departamento de Meta. Hidrográficamente corresponde a la cuenca del río Negro, subsidiario de

la cuenca del Orinoco. Los municipios cuentan con un número total de habitantes y porcentaje de población rural de: Cáqueza, 15.594 habitantes y 58%; Fosca, 5578 habitantes y 75%; Quetame, 4929 habitantes y 77%; Guayabetal, 5809 habitantes y 70%; y Villavicencio, 451.212 habitantes, de los que el 93% es población del casco urbano (DANE, 2019). La vía entre Bogotá y Villavicencio vertebra toda la zona, y junto a ella hay otras carreteras de orden menor. Las altitudes varían entre 600 m en las inmediaciones de Villavicencio hasta 3500 m en la sierra al este de Quetame. Las precipitaciones medias anuales varían entre 500 mm en el sector oeste hasta más de 3000 mm en el sector de Villavicencio. Desde el punto de vista geológico (Tabla 1), en esta área afloran materiales del sustrato paleozoico y las series sedimentarias cretácicas (Pulido y Gómez, 2001). Dentro del Paleozoico aparecen a su vez dos conjuntos: rocas metamórficas de bajo grado, cuarcitas y filitas, de edad Ordovícico; sobre ellas, se sitúan de forma discordante cuarzoarenitas y lutitas, de edad Devónico-Carbonífero. En las series cretácicas hay un pequeño afloramiento de conglomerados y arenas de ambiente transicional en la base de la serie, que pasan a lutitas de ambiente marino, predominantes en la zona. La estructura es de cabalgamientos y pliegues de dirección media NNE-SSW, que permiten el afloramiento de las formaciones paleozoicas infrayacentes a las series cretácicas. En los municipios de la zona la actividad de los deslizamientos es muy elevada: Cáqueza presenta 169 incidencias; Quetame, 22 incidencias; Guayabetal, 9 incidencias; y Villavicencio, 94 incidencias.

3. MATERIALES Y MÉTODOS

La metodología comprende en primer lugar la elaboración de inventarios de movimientos de ladera en cada una de las zonas de estudio; y en segundo lugar, el análisis de factores determinantes de los movimientos.

3.1. Inventario de movimientos de ladera

Los inventarios o bases de datos de movimientos se han realizado mediante fotointerpretación y digitalización a partir de imágenes. Además, se utiliza como apoyo la base de datos del Sistema de Información de Movimientos en Masa de Colombia, SIMMA (SGC, 2022).

En el área de Quebradanegra se han empleado las imágenes correspondientes a un vuelo análogo pancromático de 1998 a escala 1:40,000 y varios vuelos digitales a color de 2011, 2012 y 2014 de resolución 30 cm, todos ellos del IGAC (Instituto Geográfico Agustin Codazzi). Como apoyo se han empleado imágenes PlanetScope, Sentinel y Terra Aster. A partir de éstas imágenes se realizó la orientación de los bloques fototogramétricos, la elaboración de ortomosaicos, la generación de Modelos Digitales de Elevaciones (MDE) y la restitución 3D de los movimientos identificados, utilizando las herramientas correspondientes del software Socet Set 5.5. La restitución de los movimientos en ambos vuelos (análogo y digital), se llevó a cabo mediante las herramientas de digitalización y edición del citado software y la visión estereoscópica en la estación fotogramétrica digital. Los dos inventarios se integraron en un sistema de información geográfica (ArcGIS) en un único inventario multitemporal, en el que se registra la tipología (Varnes, 1978), actividad y grado de desarrollo. La tipología se establece por interpretación de la morfología 3D y la actividad a partir de los rasgos observados, pero también mediante la comparación de los MDE a través del cálculo de modelos de diferencias.

En las zonas del Guavio, el material empleado han sido los ortofotomosaicos a color, accesibles a través del servidor WMS del IGAC. La escala de referencia es 1:10000, y la fecha de 2011 en la zona de Gachetá y de 2015 en la zona de Gachalá. La interpretación de los movimientos se realiza mediante la visualización 2D de las ortofotografías en ArcGIS, la digitalización de los polígonos, y la introducción y cálculo de atributos (tipología, según Varnes, 1978; y área de los movimientos). Para la interpretación se ha contado con el apoyo de las imágenes de fondo de Google Earth Pro (Landsat y Sentinel-2) y las vistas pseudo-3D que ofrece este software. El resultado son los inventarios o bases de datos integradas en el sistema de información geográfica.

En el caso de la carretera de Bogotá-Villavicencio, el material empleado son las imágenes de fondo de Google Maps y Bing Maps. La fotointerpretación 2D se ha llevado a cabo mediante la conexión a través de WMS de dichas imágenes desde el software de código abierto QGIS. La digitalización de los polígonos de los movimientos de ladera identificados y la introducción y cálculo de atributos (tipología, según Varnes, 1978; actividad, según, WP/WLI, 1993; y área de los movimientos) se ha llevado igualmente con este software. No obstante, como en los casos anteriores, la fotointerpretación se ha apoyado en las vistas pseudo-3D de las imágenes de fondo de Google Earth (tanto de resolución media, Landsat y Sentinel, como de alta resolución, Pleiades y Maxar, disponibles ya en el momento de realizar el inventario). El resultado es igualmente un inventario integrado en el SIG.

3.2. Análisis de factores determinantes

Para el análisis de factores determinantes, se requiere previamente la cartografía de los mismos, además del propio inventario de movimientos de ladera. Las cartografías de factores o datos para realizarlas han sido obtenidos de distintas fuentes de información geográfica oficiales de Colombia.

En el área de Quebradanegra, se ha empleado la geología disponible en el SGC, concretamente la información vectorial correspondiente de la plancha 208 a escala 1:100.000 (Acosta y Ulloa, 2001); además de las unidades litológicas (Figura 2a), se pueden derivar la distancia a fallas y las relaciones geométricas entre la estratificación y la superficie del terreno. Por otra parte, se han considerado la geomorfología de escala 1:100.000 (SGC, 2018); los suelos, disponibles para el departamento de Cundinamarca a escala 1:100.000 (IGAC, 2000); y la cobertura de la Tierra a escala 1:100.000 (IDEAM, 2015b). Las distancias a los ríos y carreteras se han obtenido mediante el análisis de distancias a partir de las entidades lineales de las capas del mapa topográfico del IGAC. Finalmente, se han obtenido en el SIG los modelos derivados del MDE (Figura 3a): altitud, pendiente, orientación y curvatura del terreno. El MDE se ha obtenido a partir de la orientación del vuelo fotogramétrico digital del IGAC de fecha 2011-2014 y su posterior generación con el software Socet Set, con resolución 5 m. También se ha generado un MDE a partir del vuelo análogo de 1998.

En las áreas del Guavio, Gachetá y Gachalá, los factores que se han utilizado son la geología (Figura 2b y 2c), concretamente la información vectorial de la litología en las planchas 228 y 229 a escala 1:100.000 (Corredor y Terraza, 2015; Terraza et al., 2013). Por otra parte, se han considerado la geomorfología y el paisaje (para Gachetá), igualmente de escala 1:100.000 (SGC, 2015); los suelos del departamento de Cundinamarca a escala 1:100.000 (IGAC, 2000a); la cobertura de la Tierra a escala 1:100.000 (IGAC, 2018); y las precipitaciones (IDEAM, 2015b). Finalmente, en el SIG se han obtenido los modelos derivados del MDE (Figura 3b y 3c), que son la altitud, pendiente, orientación y curvatura del terreno, mediante funciones de análisis y reclasificación. El MDE utilizado es el modelo interferométrico ALOS PALSAR de los años 2011 y 2015, con resolución de 12,5 m.

En el área de la carretera de Bogotá-Villavicencio, en primer lugar se ha empleado la geología, que en este caso procede del Atlas Geológico de Colombia (SGC, 2015), disponible como información vectorial, de la que se han extraído las unidades litológicas (Figura 2d). Por otra parte, se han utilizado imágenes de Sentinel-2, a partir las cuales se ha obtenido el índice NDVI y una clasificación de la cubierta (usos) del suelo mediante el método Maximum Likelihood usando el software SAGA. También se ha utilizado el mapa de precipitaciones medias (IDEAM, 2015b). Finalmente, en el SIG se han obtenido los modelos derivados del MDE (Figura 3d), que en este caso son el mapa de intervalos de altitud por reclasificación del MDE, así como la pendiente, orientación, curvatura del terreno, índice de posición topográfica (TPI) y el índice de rugosidad del terreno (RTI), mediante funciones de análisis y reclasificación. El MDE utilizado es un modelo interferométrico de ALOS PALSAR de 2011, con resolución espacial de 12,5 m.

El análisis factorial ha consistido en la tabulación cruzada entre los mapas de factores determinantes y los inventarios de movimientos, globales y/o por tipologías, con el cálculo del coeficiente de Kolmogorov-Smirnov (K-S) para estimar la correlación entre factores y movimientos.



Figura 2. Unidades geológicas (litología): a: Quebradanegra; b: Gachetá; c: Gachalá; d: Villavicencio-Bogotá.



Figura 3. Modelo digital de elevaciones a: Quebradanegra; b: Gachetá; c: Gachalá; d: Villavicencio-Bogotá.

4. RESULTADOS

4.1. Inventarios de movimientos de ladera

El inventario de Quebradanegra muestra un total de 767 movimientos, con tamaños que varían entre 23 y 530.000 m², y un tamaño promedio de 14.200 m². Los movimientos más extendidos son los deslizamientos (60%), así como los flujos de tierras y derrubios (36%); en menor proporción se han inventariado desprendimientos y avalanchas, procesos de reptación y movimientos complejos. Desde el punto de vista de la actividad, buena parte de los movimientos se catalogan como interrumpidos, latentes y relictos; en menor medida aparecen abandonados y reactivados (WP/WLI, 1993). En total, los movimientos se extienden aproximadamente por un 7,65% de la zona. En el área de Gachetá, el inventario muestra un total de 212 movimientos, siendo mayoría los deslizamientos (41%), seguidos de los flujos (36%), los procesos de reptación (15%) y las avalanchas (8%). En el área de Gachalá se cartografiaron 252 eventos, de los que el 87% corresponden a deslizamientos.

El inventario de Villavicencio-Bogotá muestra un total de 2506 movimientos, que representan un 8,13% de la zona de estudio, con tamaños que varían entre 122 y 1.369.000 m², siendo el promedio de 24.200 m². Los movimientos predominantes en número son las avalanchas, los flujos de derrubios, y después los deslizamientos, flujos de tierras y procesos de reptación; sin embargo, en área, los que ocupan mayor extensión son claramente los deslizamientos (64%). Desde el punto de vista de la actividad, la mayor parte se catalogan como activos (57%), latentes (28%) y relictos (15%); aunque las avalanchas y flujos de derrubios son mayoritariamente activos, mientras que los deslizamientos y flujos de tierras y los procesos de reptación latentes.



Figura 4. Inventario de movimientos: a: Quebradanegra; b: Gachetá; c: Gachalá; d: Villavicencio-Bogotá.

| Área/Zona | Quebradanegra | | | Gachetá | | Gachalá | | Villavicencio-Bogotá | | | | | |
|------------------|---------------|----|------|----------|-----|---------|-----|----------------------|----------|------|----|------|----------|
| Tipologías | Nº | %N | %A | $A(m^2)$ | Nº | %N | Nº | %N | $A(m^2)$ | Nº | %N | %A | $A(m^2)$ |
| Avalanchas | 60 | 8 | 2 | - | 17 | 8 | 13 | 5 | 4333 | 979 | 39 | 13 | 8123 |
| Fluj. derrubios | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 866 | 35 | 4 | 2649 |
| Deslizamientos | 200 | 26 | 60 | - | 87 | 41 | 219 | 87 | 2489 | 437 | 17 | 64 | 89261 |
| Flujos de tierra | 492 | 64 | 36 | - | 76 | 36 | 20 | 8 | 3945 | 179 | 7 | 12 | 41747 |
| Reptación | 15 | 2 | 2 | - | 32 | 15 | - | - | - | 45 | 2 | 7 | 88803 |
| Total | 767 | - | 7,65 | 14200 | 212 | - | 252 | - | - | 2506 | - | 8,13 | 24231 |

Tabla 2. Datos sobre el inventario. Nº: Número; %N: % en número respecto al total; %A: % en área respecto al total; A(m²): Área media individual. En negrita (para totales): % movimientos respecto al área de la zona.

4.2. Análisis de factores determinantes

En la zona de Quebradanegra, los factores que más determinan la inestabilidad son las pendientes (superiores a 30°) seguidas de la litología (formaciones de arenitas) y las unidades geomorfológicas (sierras). En la zona de Gachetá, los movimientos se extienden por las distintas unidades geológicas (arenitas y lutitas), de pendientes entre 20-45° en avalanchas y 10-30° en deslizamientos y flujos, mayoritariamente en partes bajas cóncavas de las laderas y barrancos de morfologías montañosas.

| Área de Quebradanegra: Todos los movimientos | | | | | | | | | |
|--|--|--|------------------------------------|-------------------------|--|--|--|--|--|
| Movimientos | | | | | | | | | |
| Factores | K-S | S Condiciones | | | | | | | |
| Geología | 0,13 | Arenitas Kb, Lutitas Ki | | | | | | | |
| Dist. Fallas | 0,03 | - | | | | | | | |
| Estructura | 0,11 | | Overdip | | | | | | |
| Geomorfología | 0,13 | Sierras homo | clinales y anticlinales, pendiente | es laterales de sierras | | | | | |
| Suelos | 0,11 | - | | | | | | | |
| Dist. Ríos | 0,11 | 200-800 m | | | | | | | |
| Cubierta | 0,08 | Boso | que, vegetación arbustiva, pasto | s y agrícola | | | | | |
| Dist. Carreteras | 0,10 | | > 200 m | | | | | | |
| Elevación | 0,11 | 5 | 500-2000 m, especialmente 750- | -1250 m | | | | | |
| Pendiente | 0,23 | | > 45° (23%), 30-45° | | | | | | |
| Orientación | 0,09 | | S y O, preferentemente | | | | | | |
| Curvatura | 0,03 | | - | | | | | | |
| | | Ár | ea de Gachetá | | | | | | |
| Movimientos | | Avalanchas Deslizamientos Flujos | | | | | | | |
| Factores | | Condiciones Condiciones Condiciones | | | | | | | |
| Geología | Arenitas Ki y Ks Lutitas Ki, arenitas Ki Arenitas Ki y Ks, lutitas | | | | | | | | |
| Geomorfología | | | | | | | | | |
| Suelos | | | | | | | | | |
| Cubierta | | Praderas Praderas Praderas y cultivos, bos | | | | | | | |
| Elevaciones | | 1600-2400 m 1600-2400 m 2000-3200 m | | | | | | | |
| Pendientes | | 20-45° 10-30° 10-30° | | | | | | | |
| Orientaciones | | | | | | | | | |
| Curvatura | | - Zonas medias-bajas Zonas medias | | | | | | | |
| Precipitación | | 1500-2000 mm 1500-2000 mm 1500-2000 mm | | | | | | | |
| | | Ár | ea de Gachalá | - | | | | | |
| Movimientos | Tod. | Avalanchas | Deslizamientos Flujos | | | | | | |
| Factores | K-S | Condiciones | Condiciones | Condiciones | | | | | |
| Geología | 0,09 | Arenitas DC | Lutitas Ki, arenitas Kb | Lutitas Ki, arenitas Kb | | | | | |
| Sucles | 0.00 | Udorthents, | Dystrudepts, Argiudolls, | Udorthents, Hapludolls, | | | | | |
| Sucios | 0,09 | Melanudands | Hapludands | Eutrudepts Melanudands | | | | | |
| Cubierta | 0,05 | Agrícolas Pastos y agrícolas Agrícolas y pas | | | | | | | |
| Elevaciones | 0,15 | 1500-2000 m | 1500-2500 m | 1500-2000 m | | | | | |
| Pendientes | 0,04 | >30° 10-30° 5-20° | | | | | | | |
| Orientación | 0,22 | - S y SE - | | | | | | | |
| Curvatura | | Bajas-cóncavas Medias-planas | | | | | | | |
| Precipitaciones | 0,14 | >3000 mm 2000-3000 m < 2000 mm | | | | | | | |

Tabla 3. Análisis de factores. Geología Ki, Ks: Cretácico inferior y superior. K-S: Coeficiente de Kolmogorov-Smirnov.

| Zona de carretera Villavicencio-Bogotá | | | | | | | | |
|--|----------------------------|---------------------------------------|--------|------------------------|-------------------------|------------------------|--|--|
| Movimientos | Movimientos Todos | | | Avalanchas | Corrientes de derrubios | | | |
| Factores | K-S | Condiciones | K-S | Condiciones | K-S | Condiciones | | |
| Geología | 0,23 | Lutitas Ki | 0,28 | Arenitas DC, filitas O | 0,42 | Arenitas DC, filitas O | | |
| Cubierta | 0,25 | Antr., cultivos, prados | 0,29 | Antrópico | 0,17 | Antrópico, bosques | | |
| Elevaciones | 0,18 | 1000-2000 m | 0,32 | 1000-1500 m | 0,14 | 1000-1500 m | | |
| Pendientes | 0,03 | - | 0,19 | > 30° | 0,27 | > 30° | | |
| Orientación | 0,04 | - | 0,05 | - | 0,14 | E-SE | | |
| Curvatura | 0,04 | - | 0,49 | Cóncavas y convexas | 0,05 | - | | |
| Posición topog. | 0,12 | Zonas bajas | 0,33 | Zonas bajas | 0,09 | Zonas medias-bajas | | |
| Rugosidad | 0,03 | - | 0,19 | Alta | 0,27 | Alta | | |
| Precipitaciones | 0,21 | 500-1000 mm | 0,22 | 2000-3000 mm | 0,27 | 3000-5000 mm | | |
| NDVI | 0,10 | - | 0,25 | 0,1-0,25 | 0,14 | 0-0,25 | | |
| Movimientos | Movimientos Deslizamientos | | Flujos | | | Reptación | | |
| Factores | K-S | Condiciones | K-S | Condiciones | K-S | Condiciones | | |
| Geología | 0,31 | Lutitas Ki, arenitas Kb, filitas O | 0,48 | Lutitas Ki | 0,54 | Lutitas Ki | | |
| Cubierta | 0,27 | Antr., cultivos, prados | 0,32 | Prados, cultivos | 0,36 | Cultivos, prados | | |
| Elevaciones | 0,29 | 1500-1800 m | 0,25 | 2000-2800 m | 0,34 | 2000-2800 m | | |
| Pendientes | 0,05 | 20-30° | 0,20 | 10-20° | 0,38 | 5-10° | | |
| Orientación | 0,06 | - | 0,08 | - | 0,24 | S | | |
| Curvatura | 0,03 | - | 0,03 | | 0,21 | Cóncavo-plano | | |
| Posición topog. | 0,10 | Zonas medias-bajas | 0,15 | Zonas medias | 0,18 | Zonas medias | | |
| Rugosidad | 0,06 | - | 0,19 | Baja | 0,38 | Baja | | |
| Precipitaciones | 0,33 | 500-1000 mm | 0,41 | 500-2000 mm | 0,59 | 500-2000 mm | | |
| NDVI | 0.10 | 0,25-0,50 | 0,09 | - | 0,08 | - | | |

Tabla 3 (cont.). Análisis de factores. Geología Ki, Ks: Cretácico inferior y superior. O: Ordovícico; D-C: Devón.-Carb.

En la zona de Gachalá, los factores que muestran mayor correlación son la altitud (1500-2500 m), las precipitaciones (superiores a 2500 mm), la orientación (S y E); en cuanto a la litología, los deslizamientos se presentan más en las formaciones de arenitas que en las lutitas, mientras los flujos aparecen en formaciones lutíticas y las avalanchas en las arenitas paleozoicas. En el área de Villavicencio-Bogotá, los factores más importantes son la litología (lutitas), los usos del suelo (antrópico, cultivos y prados), la altitud (1000-2000 m), las precipitaciones (500-1000 mm o bien 3000-5000 mm); y TPI (zonas bajas cóncavas). Si se considera el análisis por tipologías, los coeficientes de correlación aumentan en general en factores como la litología e incluso llegan a ser significativos en otros factores como las pendientes. Así, tanto las avalanchas como las corrientes de derrubios presentan mayores porcentajes en las cuarzoarenitas y en las filitas del Paleozoico, mientras que los deslizamientos, flujos y reptación lo hacen en las lutitas cretácicas. Respecto a las pendientes, las avalanchas y corrientes de derrubios se producen en pendientes superiores a 30°, los deslizamientos en pendientes de 20-30°, los flujos en 10-20° y los procesos de reptación en 0-10°.

5. DISCUSIÓN

Se han estudiado cuatro áreas del sector central de la Cordillera Oriental de los Andes de Colombia, dentro de un ambiente geológico y ambiental similar. La geología consiste en series sedimentarias cretácicas con predominio de lutitas y arenitas, estructuradas según cabalgamientos y pliegues de dirección SSW-NNE, a favor de los cuales afloran materiales del sustrato paleozoico, con cierto grado de metamorfismo. Presentan unas altitudes mayoritariamente entre 1000 y 3000 m, con pendientes bastante elevadas (intervalo modal entre 20 y 30°), precipitaciones generalmente superiores a 1000-1500 mm, y usos del suelo de tipo agrícola, pastos y bosques.

Los inventarios muestran unas pautas comunes, a pesar de haber sido realizados por distintos investigadores y con distintos niveles de detalle, llegando a alcanzar un número de 3765 movimientos, que en las áreas de mayor detalle suponen un porcentaje cercano al 8% de la superficie. Hay un predominio de movimientos de tipo deslizamiento y flujo de tierras, aunque también aparecen

avalanchas o colapsos, corrientes de derrubios y procesos de reptación, lo que coincide en líneas generales con otros estudios de la cordillera, más al norte (Valencia y Martínez-Graña, 2018). Donde se ha catalogado la actividad, los movimientos de tamaño más reducido, como las corrientes de derrubios, avalanchas y pequeños deslizamientos, presentan una mayor actividad; frente a deslizamientos, flujos, y procesos de reptación que presentan una actividad menor, como sucede en otras regiones del mundo donde se ha analizado este tipo de análisis (Fernández et al., 2021).

Se han analizado diversos factores, relacionados con la geología (litología, estructura y fallas, suelos y geomorfología), la cubierta o usos del suelo, índices de vegetación y los derivados del modelo digital de elevaciones (altitud, pendiente, orientaciones, curvatura, posición en la ladera y rugosidad). Dentro de ellos, la litología y la pendiente juegan un papel importante como se establece en los trabajos clásicos (Aleotti and Chowdury, 1999), aunque el resto de factores comúnmente utilizados en la actualidad, incluyendo los nuevos derivados del MDE (Reichenbach et al., 2018) también determinan la inestabilidad en las distintas áreas.

Las litologías dominantes de las series cretácicas, lutitas y arenitas, están presentes en la mayor parte de los movimientos, especialmente los deslizamientos, flujos de tierras y procesos de reptación, sin que se pueda establecer de forma clara si la composición más lutítica o más arenítica de las formaciones condiciona la generación de los movimientos o su tipología (deslizamientos o flujos de tierras). La inestabilidad de estos materiales, así como otros de edad Néogeno y Cuaternario ha sido establecida en otras regiones de la Cordillera Oriental (Ramos et al., 2016; Valencia y Martínez-Graña, 2018; García-Delgado, 2020; Pradhan et al., 2019). Sin embargo, los procesos de reptación sí se producen casi exclusivamente en lutitas; mientras que las avalanchas y las corrientes de derrubios se asocian en mayor medida a materiales paleozoicos, tanto las cuarzoarenitas del Devónico, como a las filitas y cuarcitas del Ordovícico, lo que está de acuerdo con otros estudios (Valencia y Martínez-Graña, 2018). Otros factores geológicos, como la estructura, tampoco muestran relaciones claras, al igual que la cubierta del suelo, aunque la mayoría de los movimientos se asocian a zonas con vegetación escasa, praderas o cultivos, y en menor medida a zonas de bosque, como apuntan algunos estudios regionales (Grima et al., 2020).

Por lo que respecta a los factores topográficos y otros, los movimientos se asocian a zonas de sierra, en las que la pendiente actúa como factor determinante diferencial entre las distintas tipologías, de tal manera que las avalanchas y corrientes de derrubios se producen mayoritariamente en pendientes superiores a 30°, los deslizamientos en pendientes entre 20 y 30°, los flujos de tierras en 10-20° y los procesos de reptación en 5-10°. En general las avalanchas aparecen en zonas cóncavas y convexas de alta rugosidad, las corrientes de derrubios en zonas plano-cóncavas de alta rugosidad, los flujos de tierras y reptación en las zonas medias de las laderas, de baja rugosidad, y los deslizamientos no se asocian a ninguna de ellas. En cada área, los movimientos se producen en determinados intervalos de altitud, aunque son muy variables de unas a otras, lo mismo que sucede con las precipitaciones o la orientación, por lo que la influencia de estos factores no se puede establecer de forma directa.

6. CONCLUSIONES

El presente estudio ha permitido una caracterización de los movimientos de ladera en un sector de la Cordillera Oriental de los Andes colombianos, a través de la realización de inventarios mediante fotointerpretación y el análisis SIG de factores. En unas áreas de extensión entre 100 y 750 km², se han inventariado cerca de 3800 movimientos, que suponen un porcentaje cercano al 8% del área en las zonas de mayor detalle. Las tipologías predominantes en cuanto a extensión son los deslizamientos y flujos de tierras, incluyendo procesos de reptación, que se asocian preferentemente a las series sedimentarias del Cretácico, constituidas por lutitas y arenitas, en zonas de sierra, con pendientes medias (10-30°). Con menor extensión relativa, pero en un número muy elevado, aparecen avalanchas y corrientes de derrubios, en relación con las litologías anteriores, pero también con los materiales más o menos metamórficos del zócalo paleozoico, tanto cuarzoarenitas como filitas, especialmente en zonas de fuertes pendientes (superiores a 30°) y alta rugosidad de las zonas bajas de las laderas.

REFERENCIAS

Acosta, J. E. and Ulloa, C. E, 2001. Geología de la plancha 208 Villeta. Memoria explicativa. Ingeominas.

Aleotti, P. and Chowdhury, R., 1999. Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 58: 21–44.

Chacón, J., Irigaray, C., Fernández, T. and El Hamdouni, R., 2006. Engineering geology maps: Landslides and Geographical Information Systems (GIS). Bull. Eng. Geol. Environ., 65: 341–411.

Chicangana, G. and Kammer, A., 2013. Evolución tectónica de la cordillera oriental de Colombia. Desde la apertura del océano Iapeto hasta la conformación de la Pangea: una visión preliminar. Primera parte: Aspectos geológicos. Geología Colombiana, Vol. 38. Bogotá, Colombia. pp. 65-74.

CORPES, 1998. Mapa de amenazas geológicas por remoción en masa y erosión del Departamento de Cundinamarca. Ingeominas, Bogotá.

Corredor, V.E. and Terraza, R., 2015. Geología plancha 228 Bogotá Noreste. Memoria explicativa Ingeominas.

DANE (2019). Censo Nacional de Población y Vivienda 2018. https://www.dane.gov.co/index.php/estadisticas-por-tema/demografia-y-poblacion/censo-nacional-de-poblacion-y-vivenda-2018.

Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., Cascini, L., Leroi, E. and Savage, W.Z., 2008. Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning. Eng. Geol., 102: 85–98.

- Fernández, T., Pérez, J.L., et al. 2021. Multitemporal landslide inventory and activity analysis by means of aerial photogrammetry and LiDAR techniques in an area of Southern Spain. Remote Sens., 13: 2110.
- García-Delgado, H., 2020. The San Eduardo Landslide (Eastern Cordillera of Colombia): Reactivation of a deep-seated gravitational slope deformation. Landslides, 17: 1951–1964.

Grima, N., Edwards, D., Edwards, F., Petley, D. and Fisher, B., 2020. Landslides in the Andes: Forests can provide cost-effective landslide regulation services. Science of the Total Environment, 745: 141128.

Guzzetti, F., Cesare, A., Cardinali, M., Fiorucci, F., Santangelo, M., Chang, K., 2012. Earth-science reviews landslide inventory maps: New tools for an old problem. Earth Sci. Rev., 112: 42–66.

IDEAM, 2015a. Atlas Climatológico de Colombia: http://atlas.ideam.gov.co/visorAtlasClimatologico.html.

IDEAM, 2015b. Coberturas de la tierra. Período 2010 – 2012. Escala 1:100.000.

IGAC, 1988. Mapa de suelos de Cundinamarca a escala 1:100.000.

IGAC, 2000. Estudio general de suelos y zonificación de tierras del departamento de Cundinamarca.

IGAC, 2016. Mapa geomorfológico de Colombia a escala 1:100.000.

IGAC, 2018. Mapa de cobertura de la Tierra. Adaptación del Corine Landcover. Escala 1:100.000.

Petley, D., 2012. Global patterns of loss of life from landslides. Geology, 40: 927–930.

Pradhan, A.M.S., Lee, J.M. and Kim, Y.T., 2019. Semi-quantitative method to identify the vulnerable areas in terms of building aggregation for probable landslide runout at the regional scale: a case study from Soacha Province, Colombia. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 78: 5745–5762.

Pulido, O. and Gómez, L.S., 2001. Geología plancha 266 Villavicencio. Memoria explicativa. Ingeominas.

Ramos, A.M., Prada, L.F., Trujillo, M.G., Macías, J.P., Santos, A.C., 2016. Linear discriminant analysis to describe the relationship between rainfall and landslides in Bogotá, Colombia. Landslides, 13: 671–681.

Reichenbach, P., Rossi, M., Malamud, B., Mihri, M. and Guzzetti, F., 2018. A review of statistically-based landslide susceptibility models. Earth Sci. Rev., 180: 60–91.

- Schuster, R.L., 1996. Socioeconomic significance of landslides. In Landslides: Investigation and Mitigation; Turner, A.K., Schuster, R.L., Eds; Transp. Res. Board Sp. Report 247; Nat. Ac. Sciences: Washington, DC, USA; 12–35.
- SGC, 2015. Atlas Geológico de Colombia 2015. https://www2.sgc.gov.co/MGC/Paginas/agc 500K2015.aspx

SGC, 2018. Mapa geomorfológico aplicado a movimientos en masa escala 1:100.000. Plancha 208 - Villeta.

SGC, 2019. Mapa geológico de Colombia. https://www2.sgc.gov.co/MGC/Paginas/mgc2M2019.aspx#.

SGC, 2022. SIMMA, Sistema de Información de Movimientos en Masa. https://simma.sgc.gov.co/#/.

Terraza, R., Montoya, D.M., Reyes, G.A., Fuquen, J.A., Torres, E., López, M.C., Guevara, N. and Álvaro, J., 2013. Geología de la plancha 229 Gachalá. Memoria explicativa. Ingeominas.

UNDRR, 2019. Global Annual Report, 2019. https://gar.undrr.org/report-2019.

UNDRR, 2022. DesInventar SENDAI. https://db.desinventar.org/.

- Valencia, J.A. and Martínez-Graña, A.M., 2018. A neural network model applied to landslide susceptibility analysis (Capitanejo, Colombia), Geomatics, Natural Hazards and Risk, 9, 1: 1106 1128.
- Varnes, D.J., 1978. Slope movement, types and processes. In Landslides: Analysis and Control, Schuster, R.L., Krizek, R.J., Eds., Transp. Res. Board Sp. Rep. 176; Nat. Ac. Sciences: Washington, DC, USA; 12-33.

Varnes, D.J., 1984. Landslide Hazard Zonation: A Review of Principles and Practice, Natural Hazards; UNESCO: Paris, France.

WP/WLI, 1993. A suggested method for describing activity of a landslide. Bull.Eng.Geol.Env, 47, 53-57.

LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO EN LA MONTAÑA DE MONTJUÏC (BARCELONA) DESDE MEDIADOS DEL SIGLO XIX HASTA LA ACTUALIDAD

J. Pinyol (1) y M. González (1)

(1) Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC) Jordi.Pinyol@icgc.cat

RESUMEN

En el marco de los trabajos que el Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC) ejecuta para estudiar y evaluar los riesgos geológicos según su Ley de creación, se ha realizado el catálogo de movimientos del terreno de la montaña de Montjuïc (Barcelona) desde mediados del siglo XIX hasta la actualidad. El inventario se ha elaborado a partir de fuentes documentales, de la fotointerpretación de ortofotos antiguas y recientes (entre 1956 a 2021) y con trabajo de campo. De las fuentes documentales se han obtenido 142 unidades de información. Mediante la fotointerpretación y el trabajo de campo se han identificado 238 movimientos de ladera, algunos catastróficos, o bien por sus dimensiones, como el deslizamiento del Cementerio de Montjuïc en 1894, o bien por las víctimas que causaron, como el desprendimiento de 1963, con 10 fallecidos. Se han cuantificado un total de 42 víctimas mortales y 36 heridos de diferente consideración.

1. INTRODUCCIÓN

En la mitigación de los riesgos geológicos, la evaluación de la peligrosidad geológica es una herramienta indispensable. Para poder realizarla de forma correcta es necesario disponer de un catálogo de eventos completo en el tiempo y en el espacio que proporcione información sobre el tipo de fenómeno, situación y distribución geográfica, magnitud, frecuencia, entre otros parámetros. La realización de estos inventarios es clave para analizar los eventos potencialmente peligrosos y determinar los parámetros necesarios para su evaluación. En esta línea, el ICGC está implementando el Servicio de Información de Riesgos Geológicos (SIRG) cuyos objetivos son la centralización, gestión, consulta y visualización de la información existente en materia de riesgos geológicos en el territorio catalán, y la documentación de los eventos producidos (González et al., 2017).

En este sentido, en Cataluña, entre enero y abril de 2020 se produjeron dos episodios con precipitaciones significativas que desencadenaron movimientos de ladera generalizados en gran parte del territorio. Durante el primero, el temporal Gloria (19 a 23 de enero de 2020), se desencadenaron más de 500 movimientos de ladera en Cataluña (González, 2020). Ese mismo año, entre el 18 y 22 de abril de 2020, se produjo otro episodio cuyos efectos no se pudieron documentar de forma precisa debido a que la situación sanitaria de la COVID-19 dificultó sus tareas. A modo de ejemplo, durante los primeros cuatro meses de 2020, en la estación meteorológica del Raval perteneciente a la red de estaciones automáticas del Servei Meteorològic de Catalunya, situada en el casco histórico de la ciudad de Barcelona, se recogieron 412,5 mm. Esta cifra es equivalente al 72,5% de la precipitación mediana anual de Barcelona para el periodo de 1787-2021 (Prohom et al., 2015). Durante el segundo episodio, en la misma estación, se recogieron 215,1 mm (SMC, 2020). Posteriormente, durante el análisis realizado entre las ortofotografías de 2019 y 2020 se observó que se habían producido un número significativo de movimientos de ladera en la montaña de Montjuïc, hecho que ha motivado

los trabajos que presentamos en este artículo (Figura 1).



Figura 1. Mapa de situación de la zona de estudio, centrada en la montaña de Montjuïc. Se sitúa la estación meteorológica del Raval, de la de la red de estaciones automáticas del Servei Meteorològic de Catalunya y se adjuntan las precipitaciones mensuales acumuladas en dicha estación para el periodo comprendido entre enero y abril de 2020.

2. LA MONTAÑA DE MONTJUÏC

A. CONTEXTO HISTÓRICO

Desde tiempos prehistóricos, la montaña de Montjuïc ha estado íntimamente relacionada con la actividad humana y el desarrollo de la ciudad de Barcelona. Durante los últimos 2000 - 3000 años los cambios paisajísticos y de relieve han sido constantes debido fundamentalmente a la explotación de los recursos agrarios, hídricos y geológicos. Concretamente, el binomio montaña-ciudad se inició en época romana, con la extracción de piedra para la construcción de la ciudad. Las causas de la transformación de Montjuïc que ha sufrido a lo largo de su historia han sido debidas principalmente a: a) la actividad extractiva intensa y prolongada que ha dejado multitud de frentes de explotación; b) la gran cantidad de movimientos de tierra realizados para la Exposición Universal de 1929; y, c) la trasformación de la ciudad durante los siglos XIX y XX para la construcción del Cementerio de Montjuïc, el Cinturón de Litoral y la Barcelona Olímpica de 1992, entre otras.

En la actualidad sólo se han conservado vestigios de una cantera romana, pero para hacernos una idea de las dimensiones, la explotación romana permitió construir murallas, templos y tumbas (Gutiérrez, 2009). En tiempos medievales se utilizó para levantar edificios históricos como la *Catedral y el Saló del Tinell*. El momento de máxima explotación de las canteras se debió al despliegue del plan *Cerdà* de *l'Eixample* (mediados del siglo XIX) y se prolongó hasta las primeras décadas del siglo XX. Àlvarez (1988) inventarió 29 canteras de las que se tenía noticia a principios del siglo XX, aunque su origen tuviera lugar en tiempos más remotos.

Roca (1993) cuantificó el volumen de piedra extraída en 28.140.560 m³. Este mismo autor estimó que, entre 1881 y 1929, la superficie ocupada por las canteras era de 101 ha y 109 ha respectivamente. En este periodo, Faura i Sans (1917) ya hacía referencia a la peligrosidad que existía en las canteras por movimientos de laderas, sobre todo en las situadas en la parte meridional de la montaña, estuviesen activas o no. La explotación de las canteras fue importante hasta bien entrado el siglo XX, momento en que la transformación de la ciudad fue disminuyendo, y finalizó bruscamente en 1957. Este periodo coincide con el desarrollo del barraquismo de Montjuïc, que, entre otras zonas, ocupó el espacio dejado por las canteras. Si bien este fenómeno está documentado a finales del siglo XIX, es
en la década de 1910 cuándo empieza a crecer hasta su explosión entre los años cuarenta y sesenta del siglo XX. A principios de los años 50 del siglo XX, el último edificio en el que se utilizó piedra de Montjuïc para su construcción fue el Banco Español de Crédito, situado en la *Plaça de Catalunya*, a excepción de la Sagrada Família, para la que se ha reaprovechado material de otros edificios y excavaciones (Bloc Sagrada Família, 2018). A partir de la década de los años 60, las canteras fueron utilizadas como vertederos hasta que en 1974 se abrió el vertedero del Garraf. Hoy en día, el espacio que dejaron las explotaciones está ocupado por viviendas, equipamientos deportivos y culturales como el *Teatre Grec*.

B. CONTEXTO GEOLÓGICO/GEOMORFOLÓGICO

Montjuïc es una montaña costera (177,7m) situada entre el llano de Barcelona y los Deltas del Besos y del Llobregat, al Norte y al Sur respectivamente. Se trata de un horst basculado hacia al NW, constituido por materiales del Mioceno medio, Serravaliense (Riba i Colombo, 2009). Las características geológicas y geomorfológicas de la montaña hacen que el macizo tenga una susceptibilidad importante a que se generen movimientos de ladera. A grandes rasgos, esta susceptibilidad es debida varios factores: a) la alternancia de estratos de areniscas, conglomerados, lutitas y margas que buzan ligeramente hacia el NW (0 a 10°), con diferentes grados de silicificación, que dan lugar, por un lado, a rocas poco consistentes y disgregables (no silicificadas), y por otro, a rocas duras y compactas (silicificadas) (Parcerisa et al, 2000); b) su intenso diaclasado, que afecta a los materiales rígidos; c) un Cuaternario relativamente potente, una formación superficial heterogénea y la existencia de rellenos antrópicos; y d) una morfología escarpada, orientada al SE, con tramos subverticales y pendientes medias que superan los 30°.

A nivel de detalle, la geología de la montaña de Montjuïc (Figura 2) nos ofrece una serie estratigráfica Serravaliense con contactos concordantes entre las unidades (de más moderna a más antigua):

- NMSgcm: Areniscas y conglomerados cementados con niveles masivos de pocos metros de grosor. Tradicionalmente denominada Unitat del Mirador.
- NMSmm: Margas masivas o laminadas y niveles delgados de arenas finas intercaladas y moderadamente cementadas. Tradicionalmente denominada Unitat de Miramar.
- NMSgcc: Alternancia de niveles métricos de areniscas y conglomerados con intercalaciones de lutitas. Es la unidad explotada por las canteras. Tradicionalmente denominada Unitat del Castell de Montjuïc.
- NMScgm: Dos grandes paquetes de conglomerados y areniscas separados por un tramo de margas. Tradicionalmente denominada Unitat del Morrot.

Por encima de estos materiales, principalmente en la zona actualmente ocupada por las instalaciones deportivas de la *Anella Olímpica*, se disponen materiales del cuaternario, concretamente del Pleistoceno superior, constituidos por gravas, limos y arcillas con un grosor que oscila entre los 20 y 30 metros en el entorno del *Palau Sant Jordi*, llegando a superar los 30 metros cerca de la calle de *Pierre de Coubertin* (Ventayol et al., 2000). En algunas de las antiguas canteras se encuentran depósitos de rechazo de las propias explotaciones y detritus de vertedero, que pueden tener potencias de hasta 30 metros, como el de la cantera *Mussol* (Galindo, 1998). La suma de material cuaternario, formación superficial y relleno es muy heterogénea. Salvany (2013) identifica grosores en conjunto de entre 6 y 11 metros en el *Mirador de l'Alcalde*, entre 2'9 y 11 metros en el *Túnel de Miramar* y de entre 3 y 13'7 metros en el *Jardí Botànic Costa i Llobera*.

Mediante satélite se ha estimado que, entre diciembre de 2007 y octubre de 2009, por debajo del risco del *Mirador de l'Alcalde*, se produjeron movimientos de terreno de los depósitos de vertiente con velocidades entre 5 y 7 mm/año (Tanteri et al. 2006). De la misma forma se constataron movimientos debidos a la compactación de los residuos del antiguo vertedero en la zona del estadio *Perez de Rozas*.

Producto de esta variabilidad geológica es que, en una zona relativamente poco extensa, se generan diferentes tipos de fenómenos, desde desprendimientos en materiales rocosos o en materiales poco

consistentes, como deslizamientos superficiales que afectan únicamente a la formación superficial hasta deslizamientos que posiblemente afectan el substrato. Este último tipo no se ha podido corroborar, pero se deduce de toda la información disponible consultada. La variabilidad también se observa en las dimensiones de los fenómenos. Aunque en el trabajo que se presenta no se ha realizado una caracterización volumétrica de manera sistemática, se han observado movimientos que van desde magnitudes de muy poca entidad, como desprendimientos de un metro cúbico, hasta un deslizamiento de 14.000 m² de superficie. También existe documentación de un deslizamiento de más de 500.000 m³ de volumen movilizado, que afectó al cementerio de Montjuïc en 1894.



Figura 2. Cartografía geológica derivada del Mapa geològic de Catalunya 1:25.000 de l'ICGC (Inédita). https://www.icgc.cat/Administracio-i-empresa/Eines/Visualitzadors-Geoindex/Geoindex-Mapa-geologic-de-Catalunya-1-25.000 ICGC, (Mayo 4, 2022b).

C. LA ACTIVIDAD ANTRÓPICA

Como hemos comentado anteriormente, a las características naturales de Montjuïc hay que añadir la actividad humana que ha influido de forma determinante en la transformación del relieve de la montaña. Para deducir el relieve anterior a su urbanización moderna hay que recurrir a los grabados y cartografías topográficas antiguas. De ellas destacamos el *lever nivelé de la place de Barcelona* (1823-1827) (Nadal y Montaner, 2016) la cual permite la identificación de la cantera en la que posiblemente se produjo el deslizamiento de 1853, que afectó al acceso del castillo de Montjuïc, y que actualmente es el bosque de pinos que está situado al sur del turístico enclave de *els Jardins del Mirador de l'Alcalde*.

Un ejemplo paradigmático de la modificación antrópica de la Montaña es la parte orientada al SE, que da al mar, conocida como el *Morrot*. La intervención humana en esta zona abrupta es relativamente reciente, ya que no se tiene constancia de la existencia de una vía de unión de Barcelona con la zona del Llobregat en la época romana y altomedieval (Palet, 2021). No es hasta el S. XIV que se conoce la existencia del camino denominado "Camí nou", que atravesaba la pared de roca donde rompían las olas del mar (Figura 3, izq.) (Miró et al., 2009). Pero su modificación más importante fue en 1880 con la obertura de la trinchera de la línea ferroviaria Barcelona-Vilanova-Valls (Figura 3, der.), que hizo retroceder el escarpe de forma importante (Hoja de Lunes, 1947). La ampliación del

camino a carretera y la construcción del puerto fueron dos actuaciones más que transformaron su morfología durante el S. XIX, y que, según el ilustre geólogo Mn. Norbert Font i Sagué, rompieron el equilibrio de la zona. Estas actuaciones iniciaron un periodo con una actividad por movimientos de ladera importante que duró hasta la finalización de la Ronda Litoral, en mayo de 1981 (Font i Sagué, 1907).



Figura 3. A la izquierda, paso entre dos rocas, en la playa de Can Tunis, en 1874 (Autor: Rigalt Farriols, Lluís). A la derecha, fotografía de 1911 de la carretera del Morrot con el paso de un tranvía y de una carreta, las líneas del ferrocarril y las obras de ampliación del puerto (Ballell, 1911).

3. METODOLOGIA

La metodología utilizada para la realización del catálogo de movimientos de terreno se ha abordado desde la recopilación y análisis de la información documental existente, y a partir del análisis de todas las ortofotografías disponibles y con trabajo de campo.

3.1. Recopilación y análisis de la información documental

La información documental se ha extraído principalmente de las hemerotecas y de los archivos digitales que se muestran en la Tabla 1. La búsqueda en estas fuentes se ha realizado mediante palabras clave y la combinación de ellas, en dos idiomas, castellano y catalán. Las palabras clave utilizadas están relacionadas principalmente con las zonas geográficas (Montjuïc, Montjuïch, Monjuïc, Monjuïc, Monrot), tipología de los fenómenos (en castellano, desprendimiento, deslizamiento, caída; en catalán, despreniment, lliscament, esllavissada, caiguda) y descripción de los materiales movilizados (en castellano, tierra, tierras, barro, roca, rocas; en catalán, terra, terres, fang, roca, roques). La referencia más antigua corresponde a 1828.

| Archivo/hemeroteca digital | Web |
|---|---|
| Hemeroteca de La Vanguardia | https://www.lavanguardia.com/hemeroteca |
| Hemeroteca, Periódicos ABC | https://www.abc.es/archivo/periodicos/ |
| BCNROC Barcelona | https://bcnroc.ajuntament.barcelona.cat |
| Hemeroteca digital del Arxiu Històric de la Ciutat de Barcelona | https://ahcbdigital.bcn.cat/hemeroteca |
| (AHCB) | |
| Arxiu Municipal de Barcelona | https://catalegarxiumunicipal.bcn.cat |
| Biblioteca Virtual de Prensa Histórica | https://prensahistorica.mcu.es/ |
| Hemeroteca Digital de la Biblioteca Nacional de España (BNE). | http://hemerotecadigital.bne.es/ |
| Arxiu de Revistes Catalanes Antigues | https://arca.bnc.cat/ |

Tabla 1. Información documental consultada.

A cada movimiento de ladera o información relacionada con movimientos del terreno, se le ha asignado un identificador único que recoge todas las referencias de las fuentes documentales encontradas, definiendo de esta manera, una unidad de información (UD) que permite singularizar una de otra, evitando duplicidades. La tipología de la UD se ha clasificado en 3 categorías. La primera corresponde a movimientos de ladera (desprendimientos y deslizamientos) desencadenados, a priori, de forma natural. La segunda pertenece a accidentes debidos a desprendimientos y deslizamientos

producidos por causas antrópicas, concretamente durante la explotación de las canteras o en la ejecución de excavaciones u obras. Y, la última, relacionada con la necesidad de realizar obras de mitigación o con su ejecución. Además, para cada registro se le ha asignado la fecha de ocurrencia, su situación aproximada y los efectos sobre las personas (víctimas mortales o heridos).

3.2. Fotointerpretación y trabajos de campo

La cartografía se ha realizado a partir de la fotointerpretación de ortofotografías desde 1946 hasta 2020 (Tabla 2). Se ha recogido el tipo de fenómeno observado (desprendimiento en roca dura, en roca blanda o suelo, o deslizamiento) siguiendo las especificaciones técnicas del Mapa para la Prevención de los Riesgos Geológicos a escala 1:25.000. (González et al., 2012) y el periodo temporal en el que se ha identificado (año de la foto anterior y año de la foto en la que se ha observado).

| Años | Escala | Origen | Resolución (m) |
|--|---|--------|----------------|
| 1946 | Ortofoto Cataluña - Vuelo Americano Serie A 1:10.000 | ICGC* | 1 |
| 1956 | Ortofoto Cataluña - Vuelo Americano Serie B 1:5.000 | ICGC* | 0,5 |
| 1965 | Ortofoto 1:10.000 | AMB | 0,75 |
| 1974 | Ortofoto 1:5.000 | AMB | 0,2 |
| 1977 | Ortofoto 1:5.000 | AMB | 0,25 |
| 1981, 1992 | Ortofoto 1:5.000 | AMB | 0,5 |
| 1986, 1987 | Ortofoto 1:5.000 | ICGC | 0,5 |
| 1993, 1996 | Ortofoto 1:25.000 | ICGC | 2,5 |
| 1994, 2000, 2003, 2004, 2006 | Ortofoto 1:5.000 | ICGC | 0,5 |
| 2008 | Ortofoto 1:25.000 | ICGC | 2,5 |
| 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2014, 2015, 2016, 2017, 2018, 2019 | Ortofoto 1:2.500 | ICGC | 0,25 |
| 2020 | Ortofoto 1:1.000 | ICGC | 0,10 |
| 2021 | Ortofoto 1:2.500 | ICGC | 0,25 |

 Tabla 2. Tabla con las Ortofotografías analizadas. ICGC: disponibles en http://www.icc.cat/vissir3/ (ICGC*: Ministerio de Defensa). AMB: disponibles en https://geoportalcartografía.amb.cat/.

Una vez realizada la fotointerpretación, se realizó el trabajo de campo, cuyo objetivo era, por una parte, comprobar, verificar y modificar, si fuera necesario, los datos obtenidos en las fases anteriores (información documental y fotointerpretación). Y por otra, identificar aquellos fenómenos que no se han observado en los trabajos de fotointerpretación debido a la resolución de las imágenes y a las dimensiones del fenómeno.

4. RESULTADOS

Los resultados se presentan según cuatro subzonas geográficas: *el Morrot, Miramar, el Sot del Migdia* - *Fossar de la Pedrera,* y *Avinguda de l'Estadi - Carretera de Montjuïc* (Figura 4).

A. INFORMACIÓN DOCUMENTAL

La búsqueda de información en fuentes documentales históricas ha permitido obtener 142 unidades de información, de las cuales, 73 corresponden a movimientos del terreno, 15 a accidentes relacionados directamente con la explotación de las canteras o con la ejecución de excavaciones u otras obras y 54 a obras de mitigación contra deslizamientos de tierras y desprendimientos. Algunos de estos fenómenos fueron catastróficos, o bien por sus dimensiones, como el deslizamiento que afectó el cementerio en 1894, o bien por las víctimas que causaron, como el desprendimiento de 1963 en el que murieron 10 personas. La gran mayoría de las UD, 100, se sitúan en la zona del *Morrot*. En número le sigue la zona de la *Avinguda de l'Estadi - Carretera Montjuïc* con 16 y la de *Miramar* con 11. Cabe decir que existen 15 registros que, o bien se desconoce su situación aproximada, o bien se sitúan fuera de las zonas definidas en la metodología. Destacamos la existencia de 20 UD distribuidas por diferentes canteras.

En el análisis que presentamos se han cuantificado un total de 42 víctimas mortales y 36 heridos de diferente consideración. Los movimientos de ladera han producido 27 víctimas mortales y 21 heridos, y los accidentes, 15 víctimas mortales y 15 heridos (Tabla 4).

| Código | Fecha | Tipo UD | Situación | Víctimas mortales | Heridos | Referencia |
|--------------|------------|------------|----------------------------------|----------------------|---------|---|
| MJ184905AC01 | 01/05/1849 | AC | Cantera desconocida | 2 | 1 | La Esperanza (Madrid. 1844). 2/5/1849. Pág 3. |
| MJ185306AC01 | 21/6/1853 | AC | Cantera desconocida | | 1 | El Correo de Barcelona. Año 2, núm. 174. 22/6/1853. Pág 1. |
| MJ186611AC01 | 22/11/1866 | AC | Cantera Urbina | 2 | 2 | La Abeja Montañesa. Año X, núm 2,090. 26/11/1866. Pág 1. |
| MJ187609AC01 | 10/09/1876 | AC | Morrot | 1 | 4 | El Imparcial. 11/09/1876. Pág 2. |
| MJ189903AC01 | 20/03/1899 | AC | Santa Madrona | 1 | 3 | La Campana de Gràcia. 25/3/1899. Pág 4. |
| MJ190308AC01 | 12/08/1903 | AC | Cantera Safont | 2 | | La Veu de Catalunya. 13/8/1903. Año XIII. Núm 1635. Pág 4. |
| MJ190308AC02 | 17/08/1903 | AC | Cantera Safont | | 1 | La Veu de Catalunya. 17/8/1903. Año XIII. Núm 1640. Pág 3. |
| MJ190608AC01 | 01/08/1906 | AC | Cantera del Castellà | 1 | | La Veu de Catalunya. 1/8/1906. Año XVI. Núm 2620. Pág 4. |
| MJ190901AC01 | 07/01/1909 | AC | Cantera Santa Madrona | 1 | | La Veu de Catalunya. 8/1/1909. Año XIX. Núm 3491. Página 4. |
| MJ191512AC01 | 27/12/1915 | AC | Cantera de Peret Torras | 3 | 1 | La Vanguardia. 28/12/1915. Pág 4. |
| MJ191603MV01 | 09/03/1916 | ML | Morrot | | 1 | El Noticiero Universal. 9/3/1916. Edición de la mañana. Año XX. Núm. 8215. Pág 2. |
| MJ191907AC01 | 25/07/1919 | AC | Montjuïc | 1 | | El Cantábrico. Diario de la mañana. 25/7/1919. Pág 3. |
| MJ192209AC01 | 24/09/1922 | AC | Cantera de Santa Madrona | | 1 | La Veu de Catalunya. 25/9/1922. Año XXXII. Núm 3270. Pág 8. |
| MJ192603MV01 | 16/03/1926 | ML | Morrot | 1 | | La Libertad. 17/3/1926. Pág 3. |
| MJ192608MV01 | 03/08/1926 | ML | Morrot | | 5 | La Vanguardia. 4/8/1926. Pág 10. |
| MJ192802MV01 | 27/02/1928 | ML | Morrot | | 1 | La Vanguardia. 28/2/1928. Pág 9. |
| MJ192804MV01 | 10/04/1928 | ML | Carrer de Cortes | 1 | 2 | La Vanguardia. 11/4/1928. Pág 8. |
| MJ192806AC01 | 14/06/1928 | AC | Cantera desconocida | 1 | 1 | La Libertad. 15/6/1928. Pág 2. |
| MJ193002MV02 | 11/02/1930 | ML | Morrot | 2 | 4 | El Diluvio. Año LXXIII. Nº37. 12/2/1930. Pág 38. |
| MJ193002MV03 | 11/02/1930 | ML | Carrer del Conde de Asalto | 2 | | El Dia Gráfico. 13/2/1930. Pág 23. |
| MJ193309MV01 | 29/09/1933 | ML | Casa Valero | 2 | | El Dia Gráfico. 29/9/1933. Pág 7. |
| MJ194710MV01 | 04/10/1947 | ML | Montjuïc | 1 | 2 | La Vanguardia. 4/10/1947. Pág 8. |
| MJ195103MV01 | 04/03/1951 | ML | Morrot | 3 | | La Vanguardia. 6/3/1951. Pág 14. |
| MJ195110MV01 | 02/10/1951 | ML | Conde de Asalto | 2 | | La Vanguardia. 3/10/1951. Pág 11. |
| MJ195110MV02 | 03/10/1951 | ML | Morrot | | 3 | Diario de Barcelona. 4/10/1951. Pág 13. |
| MJ196211MV01 | 08/11/1962 | ML | Passatge Gurugú | 2 | | Diario de Burgos. 8/11/1962. Pág 4. |
| MJ196303MV01 | 08/03/1963 | ML | Passatge de la Walkiria | 10 | 3 | La Vanguardia. 9/3/1963. Pág 1. |
| MJ197112MV01 | 05/12/1971 | ML | Carrer Poeta | 1 | | La Vanguardia. 7/12/1971. Pág 5. |

Tabla 4. Unidades de información que han producido víctimas mortales y heridos. ML: Movimiento de Ladera. AC: accidentes debidos a desprendimientos y deslizamientos producidos durante la explotación de las canteras o en la ejecución de excavaciones u obras. OB: Obras de mitigación contra deslizamientos de tierras y desprendimientos.

La distribución temporal de las UD relativas a los movimientos de ladera y a accidentes debidos a desprendimientos y deslizamientos destaca dos periodos temporales, el comprendido entre 1893 y 1933 y el de entre 1958 y 1972. En el primero se identifican 42 movimientos del terreno y 11 accidentes, que equivale a un evento cada 9 meses. En el segundo, se incluyen 21 movimientos del terreno, un evento cada 8 meses.

B. CARTOGRAFIA

Mediante fotointerpretación se han cartografiado 238 movimientos de ladera que, en función de su tipología, 100 corresponden a deslizamientos, 79 a desprendimientos en roca blanda o suelo y 59 a desprendimientos en roca dura. Destacamos que la zona con más fenómenos es la del *Morrot*, con 125 fenómenos, siendo el tipo desprendimiento, en sentido amplio, el más numeroso, representando el 70% de los fenómenos (Figura 4). En la zona de la *Avinguda de l'Estadi-Carretera de Montjuïc*, el 93% de los fenómenos identificados corresponden a deslizamientos (Tabla 5).



Figura 4. Mapa de situación de los movimientos de ladera cartografiados. Se muestran las subzonas de las cuales se presentan resultados.

Desde el punto de vista temporal, el periodo con más actividad es el comprendido entre las ortofotos de 2019 y de 2020, en la que se encuentran tanto el temporal Gloria como el episodio de abril de 2020, con 169 fenómenos cartografiados, que corresponde al 71% de total de fenómenos cartografiados. A este periodo le siguen el comprendido entre1965-1974 con el 5,9% y el de 2010-2011 con el 4,2% (Tabla 6). Este elevado número se ha obtenido gracias, sobre todo, por disponer de un vuelo de resolución decimétrica de pocos meses después de los episodios de lluvias. No se han inventariado otros episodios de movimientos de ladera de ocurrencia múltiple desencadenados por episodios de precipitaciones importantes conocidos (Llasat et al. 2015) posiblemente debido a las limitaciones de las fotografías aéreas disponibles como son la distancia temporal entre el episodio de lluvias y el vuelo de adquisición de imágenes, y la resolución de estas.

Se ha analizado la relación ente la tipología de los fenómenos y los materiales del sustrato involucrados, usando el mapa geológico (ICGC, 2022), sin obtener una relación significativa entre ellos. Con respecto a la cartografía de grosores del cuaternario del Mapa geotécnico de Barcelona (Ventayol et al., 2000), únicamente 21 fenómenos se relacionan con la existencia de una potencia

| Zona | Desprendimiento en roca blanda/suelo | Desprendimiento en roca dura | Deslizamiento |
|---|---|---------------------------------|---------------|
| Avinguda de l'Estadi - Carretera Montjuïc | 0 | 2 | 28 |
| Fossar de la Pedrera – Sot del Migdia | 25 | 2 | 15 |
| Miramar | 19 | 3 | 19 |
| Morrot | 35 | 52 | 38 |

Tabla 5. Distribución de la tipología de fenómenos cartografiados.

| Periodo de tiempo | Movimientos cartografiados | Periodo de tiempo | Movimientos cartografiados | Periodo de tiempo | Movimientos cartografiados |
|----------------------|-------------------------------|----------------------|-------------------------------|----------------------|-------------------------------|
| 1956-1965 | 2 | 1994-2000 | 0 | 2011-2012 | 2 |
| 1965-1974 | 14 | 2000-2003 | 1 | 2012-2015 | 1 |
| 1974-1977 | 1 | 2003-2004 | 0 | 2015-2016 | 2 |
| 1977-1981 | 1 | 2004-2006 | 9 | 2016-2017 | 1 |
| 1981-1987 | 1 | 2006-2008 | 1 | 2017-2018 | 2 |
| 1987-1992 | 3 | 2008-2009 | 0 | 2018-2019 | 8 |
| 1992-1993 | 2 | 2009-2010 | 5 | 2019-2020 | 169 |
| 1993-1994 | 2 | 2010-2011 | 10 | 2020-2021 | 1 |

Tabla 6. Distribución temporal de los fenómenos cartografiados.

También se ha realizado un análisis de la relación espacial entre los movimientos de ladera y las explotaciones de las canteras. Para ello se ha ampliado la superficie cartografía de las canteras en el Mapa geotécnico de Barcelona (Ventayol et al., 2000) mediante un área de influencia de 10 metros. De este análisis se obtiene que la mayoría de los movimientos de ladera, entre el 78% i el 88% dependiendo de la zona, se sitúan en las inmediaciones de una antigua explotación (Tabla 7).

| Zona | Movimientos de ladera en área de influencia de canteras |
|---|---|
| Avinguda de l'Estadi - Carretera Montjuïc | 24 |
| Fossar de la Pedrera - Sot del Migdia | 34 |
| Miramar | 36 |
| Morrot | 98 |

Tabla 7. Relación espacial entre los movimientos de ladera y las canteras en las diferentes subzonas.

5. LOS MOVIMIENTOS DE LADERA MÁS SIGNIFICATIVOS DE LA MONTAÑA DE MONTJUÏC

Los trabajos realizados, tanto del análisis de la información documental cómo de los análisis de fotointerpretación y de campo, han constatado la alta actividad por movimientos de ladera que tiene la montaña de Montjuïc. A continuación, se destacan los sucesos más destacados.

A. DESLIZAMIENTOS DEL CEMENTERIO DE MONTJUÏC

El cementerio de Montjuïc, también conocido como cementerio del Suroeste, también sufrió las consecuencias de un gran deslizamiento en 1894, que afectó a gran parte de los terrenos que actualmente ocupa el este del actual cementerio. Según Thós (1896), el 14 de abril de 1894 se deslizaron 547.296 m³, siendo, posiblemente, el mayor movimiento de ladera conocido en la ciudad de Barcelona. El episodio destruyó varios bloques de nichos del margen oriental del cementerio (Figura 6, izq.). Para el presente trabajo se ha digitalizado la cartografía original de Thós y se han reinterpretado los límites del movimiento, obteniendo un volumen superior, llegando a 642.000 m³. En 2014 se procedió a la ampliación del cementerio de Montjuïc en su límite sureste, junto al *Fossar de la Pedrera*. Esto desencadenó, el 6 de junio de 2015, un deslizamiento topográficamente por

encima de la ejecución de las obras. El movimiento afectó a 3.000 m^2 de superficie y se realizaron medidas correctivas para detenerlo, con rebajes de terreno de hasta 10 metros de altura (Moreno, 2015).

B. MOVIMIENTOS DE LADERA Y EL TRANVÍA DEL MORROT

El tranvía electrificado del *Morrot* se construyó en 1906 para unir Barcelona con *Can Tunis* (barrio industrial y portuario), el cementerio de Montjuïc y el hipódromo, inaugurados en 1883. La historia de este tranvía ha estado íntimamente ligada a los movimientos de ladera, quedando interrumpido su servicio en múltiples ocasiones debido a los deslizamientos y desprendimientos que se producían. Uno de los desprendimientos que generó más consecuencias fue el ocurrido en agosto de 1926, cuando una roca de 200 kg impactó en el tranvía y provocó 5 heridos (la Vanguardia, 1926). Finalmente, el recorrido Palau-Cementerio quedó suspendido en 1963 por su poca seguridad frente los deslizamientos (Theros, 2012).

C. RELACIÓN ENTRE LOS MOVIMIENTOS DE LADERA Y EL BARRAQUISMO

El barraquismo también sufrió las consecuencias de los movimientos de ladera. Muchas de las antiguas canteras y cuevas ocupadas por barracas fueron afectadas por movimientos de ladera importantes. El 8 de marzo de 1963, en la antigua cantera de la *Font Trobada*, donde hoy en día se encuentran las piscinas de Montjuïc (Mundo Deportivo, 1963), ocurrió uno de los eventos más dramáticos (La Vanguardia, 1963a), cuando un desprendimiento destruyó 4 barracas (Figura 6, der.) provocando la muerte de 10 personas y 3 heridos. El suceso obligo a trasladar a 200 familias a Badalona (Tatajer et al. 2011) quedando en la montaña 2500 barracas en pie (La Vanguardia, 1963b).



Figura 6. A la izquierda, ilustración de las consecuencias del deslizamiento del día 14 de abril de 1894 (Thós, 1896). A la derecha, fotografía del desprendimiento el día 9 de marzo de 1963. © Pérez de Rozas-AHCB-AF.

D. LOS MOVIMIENTOS DE LADERA EN EL CINTURÓN LITORAL

En 1972 se presentó el proyecto para la construcción del Cinturón del Litoral, que tenía que estar en funcionamiento en 1975. La existencia del peligro de desprendimientos obligó a modificar su trazado en dos ocasiones y a instalar obras de protección con la vía ya acabada. A todos estos retrasos se le sumó la suspensión de pagos de la constructora de un tramo, haciendo que la obra, planificada en 42 meses, durase en total, 110, con la consecuente desviación presupuestaria (la Vanguardia, 1981).

E. AÑO 2020

Actualmente, son visibles algunos de los muchos fenómenos ocurridos en 2020, destacando el deslizamiento que afecta el *Mirador de l'Alcalde* y los deslizamientos de la antigua cantera de la *Foixarda*. En este lugar, los deslizamientos han afectado principalmente a los primeros metros de formación superficial y de depósitos cuaternarios. En las inmediaciones de *l'Avinguda de l'Estadi* podemos observar el retroceso que producen en la parte superior del escarpe (Figura 7).



Figura 7. Retroceso del escarpe cuaternario de la Foixarda. Comparación entre una fotografía de 1918 (a la izquierda) donde se ve la barandilla (Torrella, 2008) y una actual (a la derecha) en la que esta (flecha roja) ha sido destruida.

6. CONCLUSIONES

Desde la prehistoria hasta la actualidad, las trasformaciones que ha sufrido la montaña de Montjuïc han estado íntimamente relacionadas con la actividad humana y con el desarrollo de Barcelona. La montaña ha sido una de las principales fuentes de piedra para la construcción de la ciudad (la máxima explotación se realizó durante el desarrollo del plan *Cerdà*) y ha sido intensamente modificada por grandes proyectos urbanísticos como la Exposición Universal de 1929 y los Juegos Olímpicos de 1992. Así, el relieve actual es el fruto de la constante actividad antrópica.

Los trabajos realizados, tanto del análisis de la información documental cómo de los análisis de fotointerpretación y de campo han constatado la alta actividad por movimientos de ladera que tiene la montaña de Montjuïc. De la información documental se han obtenido 142 UD, 73 corresponden a movimientos del terreno naturales, 15 a accidentes relacionados directamente con la explotación de las canteras y 54 relacionadas con la ejecución de obras de protección contra movimientos de ladera. Mediante la fotointerpretación de ortofotos se han cartografiado 238 movimientos de ladera: 100 deslizamientos, 79 desprendimientos de roca blanda o suelo y 59 desprendimientos rocosos. La zona del *Morrot* es la que tiene más UD (100) y más fenómenos cartografiados (125).

Respecto a la completitud del catálogo extraído por la fotointerpretación, se puede decir que disponemos de información completa desde 1946 hasta la actualidad, teniendo en cuenta las limitaciones existentes entre la resolución de las diferentes ortofotografías interpretadas y las dimensiones de los fenómenos. Desde el punto de vista temporal, destacan dos periodos con alta actividad, el comprendido entre 1893-1933 dónde se han identificado 42 movimientos del terreno y 11 accidentes; y ya en este siglo, el periodo comprendido entre las ortofotos de 2019 y de 2020, con 169 fenómenos cartografiados, que corresponde al 71% del total. No se ha encontrado una relación directa entre los materiales involucrados y la tipología de los fenómenos analizados. Respecto a la situación de los movimientos de ladera, el 80,5% se sitúan en las inmediaciones de una cantera, constatando como principal factor condicionante la actividad antrópica.

Respecto los daños personales, durante el período analizado, los movimientos de ladera han producido 27 víctimas mortales y 21 heridos. La cifra asciende a 42 víctimas mortales y 36 heridos considerando otros accidentes relacionados con las actividades antrópicas que se realizaban.

REFERENCIAS

Àlvarez, A., 1988b. Las canteras de Montjuïc (III). *Revista de Mineralogistes de Catalunya* 4 (2), 34-39. Ballell, 1911. *Obres a El Morrot*. Arxiu Municipal de Barcelona. Código AFB3-117. Bloc Sagrada Família, (Novimenbre 7, 2018) La pedra de Montjuïc: de l'extracció al reciclatge. *Blog Sagrada*

Bloc Sagrada Familia, (Novimenbre 7, 2018) La pedra de Montjuic: de l'extraccio al reciclatge. *Blog Sagrada Família*, https://blog.sagradafamilia.org/divulgacio/la-pedra-de-Montjuïc/.

Faura i Sans, M., 1917. Montjuïch Notas geológicas. Publ. Soc. Atrac. For., Barcelona, 5-55

Font i Sagué, N. (Febrero 2, 1907). Els esllavissaments de Montjuïch. La Veu de Catalunya, pp. 2.

- Galindo, J., 1998. Memòria de la cartografía geológica dels materials quaternaris que afloren a l'àrea de Montjuïc, Barcelona. ICC. informe interno AR-052-98.
- González, M. (coord.) 2020: El temporal Gloria (19-23/01/2020): Els efectes dels processos geològics sobre el territori, 122 pàg. Monografies tècniques 8. ICGC. Barcelona.
- González, M.; Pinyol, J.; Oller, P. and Martínez, P., 2012. *El mapa para la prevención de los riesgos geológicos de Cataluña 1:25000.* VIII Congreso Geológico de España. Oviedo, España, 2012.
- González, M.; Pinyol, J.; Ramisa, J.; N. Querol & Marturià, J., 2017. La base de datos de movimientos del terreno de Cataluña (LLISCAT): Una herramienta para la gestión de los riesgos geológicos. *Proceedings del IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Santander, Junio 2017. 651-662 pp.
- Gutiérrez, Anna., 2009. Roman Quarries in the Northeast of Hispania (Modern Catalonia). Institut Català d'Arqueologia Clàssica (ICAC), 320 pp.
- Hoja de Lunes, (Noviembre 3, 1947). El Paseo del Morrot. Hoja de Lunes, pp. 5.
- ICGC, (Mayo 4, 2022). Cartografia geològica derivada del Mapa geològic de Catalunya 1:25.000 de l'ICGC (Inédita). https://www.icgc.cat/Administracio-i-empresa/Eines/Visualitzadors-Geoindex/Geoindex-Mapa-geologic-de-Catalunya-1-25.000.
- Llasat, M. C., Cortès, M., Falcón, Ll., Gilabert, J., Llasat-Botija, M., Marcos, R., Martín Vide, J.P., Turco, M. 2015. Evolució de les inundacions a l'àrea metropolitana de Barcelona des d'una perspectiva holística: passat, present i futur. Àrea Metropolitana de Barcelona, Barcelona
- la Vanguardia, (Agosto 4, 1926). Cinco heridos. La Vanguardia, pp. 10.
- la Vanguardia, (Mayo 26, 1963b). Intensos trabajos para suprimir el barraquismo en Barcelona. La Vanguardia, pp. 33.
- la Vanguardia, (Marzo 9, 1963a). Cuatro barracas de Montjuïch, sepultadas por grandes bloques de piedra. *La Vanguardia*, pp. 25.
- la Vanguardia, (Marzo 21, 1981). En la primera quicena de abril, nueva carretera paseo de Colon-Zona Franca. *La Vanguardia*, pp. 27.
- Nadal, F. and Montaner, C., 2016. El Lever nivelé de la place de Barcelone, 1823-1827: un gran salt qualitatiu en la representació cartogràfica de l'espai barceloní, en Ramon Grau y Carme Montaner (eds.): *Mapes i control del territori a Barcelona. Vuit estudis*, Ajuntament de Barcelona e ICGC, pp. 44-67.
- Miró, C., Moreno, I. and Ramos, J., 2009. *El castell de Port a Montjuïc: Un enclavament estratègic per a la consolidació d'un territori (Segles XI-XV)*. XI Congrés d'Història de Barcelona, 2009, pp. 1-13.
- Moreno, I., 2015. Memòria de la intervenció arqueològica preventiva efectuada al carrer de la Marede Déu de Port, 56-68. Cementiri de Montjüic, districte de Sants-MontJüic, Barcelona. 074/15. Atics SL. http://cartaarqueologica.bcn.cat/3867.
- Mundo Deportivo, (Marzo 9, 1963). La piscina Municipal de Montjuïch intacta. Mundo Deportivo, pp. 8.
- Palet, J. M., 2021. *Paisatge històric a la muntanya de Montjuïc: resultats del projecte La Satalia*, Materials d'urbanisme i ciutat, Ajuntament de Barcelona, Barcelona.
- Prohom M., Barriendos M., Sanchez-Lorenzo A., 2015. Reconstruction and homogenization of the longest instrumental precipitation series in the Iberian Peninsula (Barcelona, 1786-2014). *International Journal* of Climatology, DOI: 10.1002/joc.4537.
- Roca Blanch, E., 1993. La construcció de la muntanya de Montjuïc. Tesi doctoral, UPC, Departament d'Urbanisme i Ordenació del Territori, 1993. Disponible a: http://hdl.handle.net/2117/95027.
- Salvany, J.M., 2013. Análisis y correlación de sondeos mecánicos en los depósitos miocenos de Montjuïc (Barcelona): implicaciones estructurales. *Estudios Geológicos, 69(2)*, pp. 149-171.
- SMC, 2020. Butlletí climàtic mensual. abril del 2020.
- Tatjer, M., Muñoz, F., Díaz, M., Camino, X., Casasayas, O., Larrea, C., 2011. Barraquisme la ciutat (im)possible. Els barris de Can Valero, el Carmel i la Perona a la Barcelona del segle XX. Temes d'etnologia de Catalunya, 21. Generalitat de Catalunya.
- Tanteri, L., Cuevas-González, M., Devanthéry, N. et al., 2016. Detection of ground movements in Montjuïc (Barcelona) using TerraSAR-X data. *Bull Eng Geol Environ* 75, pp. 1023–1032
- Theros, X. (Junio 28, 2012). Memòries d'un penya-segat. *El País*. https://elpais.com/ccaa/2012/06/27/catalunya/1340826374_392423.html
- Thós, S., 1896. Estudio sobre los movimientos ocurridos en 1894 en los terrenos de la montana de Montjuïch anexos al Cementerio del Sudoeste y medios de evitar su reproducción. Ac. de Cienc. y Art. de Barcelona el día 30 de abril de 1896. Barcelona.
- Torrella, R., 2008. *El Registre fotogràfic de Montjuïc, 1915-1923: la metamorfosi d'una muntanya*. Seminari Història de Barcelona; Arxiu Històric de la Ciutat .
- Ventayol, A, RSE SA, Institut Cartogràfic de Catalunya and Direcció General d'Actuacions Concertades d'Arquitectura i Habitatge, 2000. *Mapa geotècnic de Barcelona*. Consultable en https://www.icgc.cat/

MAGNITUD DE LOS EPISODIOS REGIONALES DE MOVIMIENTOS DE LADERA (ERML) EN EL PIRINEO CATALAN.

P. BUXO (1), P. OLLER (2), D. XIFRE (2), J. MARTURIÀ (1) y I. FABREGAT (1)

(1) Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC) pere.buxo@icgc.cat, jordi.marturia@icgc.cat y ivan.fabregat@icgc.cat

(2) GeoNeu Risk pere.oller@geoneurisk.com, daniel.xifre@geoneurisk.com

RESUMEN

Los movimientos de ladera en Catalunya causan periódicamente daños a edificios e infraestructuras y eventualmente pérdida de vidas humanas. El proyecto europeo PyrMove tenía como objetivo desarrollar metodologías transfronterizas para reducir el riesgo asociado a dicho fenómeno mediante herramientas de auscultación, modelización y sensibilización. Uno de los enfoques era el estudio de los Episodios Regionales de Movimientos de Ladera (ERML). Este concepto describe episodios en los cuales se producen un gran número de movimientos de ladera vinculados a un único desencadenante.

Para entender los daños causados por las crisis regionales de deslizamientos, se llevó a cabo la identificación y la categorización de los ERML que se produjeron en los siglos XX y XXI en Catalunya. Los episodios descritos se contrastaron con algunos episodios relevantes a nivel mundial, hecho que permitió establecer una escala de magnitud cualitativa de los ERML que se denominó mRL (magnitude Regional Landslides). La mRL se estableció de acuerdo con la categorización de 2 variables: (1) la extensión regional afectada (Ext) y (2) la magnitud del mayor movimiento de ladera ocurrido según la escala utilizada en el ICGC (Mmax). Estas dos variables proporcionan una buena fiabilidad para los episodios históricos y permiten incluir todas las tipologías de movimientos. Entre el 1907 y el 2022 se han detectado 14 episodios regionales de magnitudes comprendidas entre mRL = [1-4].

Este trabajo ha sido apoyado por la Comisión Europea en el marco del programa Interreg V-A-POCTEFA (Grant no. PyrMove - EFA364/19).

1. INTRODUCCIÓN

En el Pirineo los movimientos de ladera son un fenómeno bastante frecuente y han sido responsables de importantes daños en vías de comunicación y núcleos habitados a lo largo de la historia. A menudo, se producen un gran número de movimientos de ladera en un territorio ligados una situación meteorológica de grandes aguaceros. Estos escenarios se describen como Episodios Regionales de Movimientos de Ladera (ERML). Uno de los objetivos del proyecto era describir los episodios de ERML Pirenaicos que han afectado a Cataluña, a Andorra y a Francia durante el siglo XX y XXI, tanto des del punto de vista de su localización como establecer la magnitud de dichos episodios respecto a episodios mundiales.

Durante un ERML se producen de centenares a decenas de miles de movimientos de ladera de forma sincrónica, o dentro de un intervalo concreto de tiempo. Estos episodios se producen sobre territorios que se extienden hasta miles de km² y se pueden asociar a un único evento desencadenante. El fenómeno como tal se definió en Nueva Zelanda (Crozier, 2005) con el nombre de MORLE que es el acrónimo de *Multiple-Occurrence Regional Landslide Events* haciendo referencia a un tipo muy concreto de movimientos de ladera. Sin embargo, estos episodios son bastante frecuentes en todo el planeta y generan todo tipo de deslizamientos.

El desencadenante más habitual de los ERML son los temporales de lluvia que alcanzan acumulaciones de precipitación o de intensidad críticas en relación con factores del terreno que conducen a roturas generalizadas de diferentes magnitudes y tipologías. No obstante, los ERML de mayores dimensiones y más catastróficos son los que se activan por la acción de terremotos de fuerte magnitud, que provocan movimientos de ladera que alcanzan millones de metros cúbicos de material movilizado, como por ejemplo el deslizamiento de Dana Hill en el Kashmir que movilizo más de 68 millones de m3, con una cicatriz de más de 1 km de largo (Harp et al., 2006).

2. MAGNITUD DE LOS ERML

La ciencia ha propuesto ya algunas parametrizaciones para describir y establecer la magnitud de los fenómenos EMRL. Malamud et al. (2004) consideró que la magnitud de un episodio (mLS) se puede definir en función de la superficie total de terreno deslizado. Esta definición está enfocada sobre todo a deslizamientos superficiales y a flujos y es necesario disponer de una buena cartografía de inventario para ajustar la curva de distribución. Posteriormente Tanyas et al. (2019) estableció una definición de la magnitud de los ERML generados por terremotos (EQIL) relacionada con la magnitud del sismo. Si bien las clasificaciones basadas en distribuciones de tamaño de movimientos son la más deseables, son solo aplicables cuando se dispone de una buena cartografía. Por el contrario, son difícilmente aplicables cuando hay poca información, como es el caso de los episodios anteriores a 1982 en los Pirineos.

Se podría establecer que la magnitud de un ERML es la suma la magnitud de cada uno de los movimientos individuales que incluye. La magnitud de un movimiento de ladera se relaciona con la cantidad de energía que moviliza. Esta se puede calcular conociendo la masa desplazada. Pese a todo, determinar la magnitud exacta de un movimiento de ladera es una tarea difícil, ya que en su caracterización quedan siempre algunas incógnitas, tales como el volumen total, el área fuente, la profundidad de la cicatriz, etc. Para simplificar esta cuestión des Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC) se propuso valorar la magnitud del movimiento de ladera con el daño potencial que pueden generar (ICGC, 2021) (Tabla 1). Esta forma de proceder, si bien se puede considerar generalista, tiene tres ventajas claras: (i) se puede utilizar para valorar la magnitud de movimientos de ladera de los cuales se tiene poca información, como es el caso de los descritos en documentos históricos, (ii) es homogénea para todos los movimientos de ladera y (iii) permite una comunicación mucho más simple del riesgo de los movimientos de ladera a una persona no experta.

| Μ | Daños a Edificios | Daños a | Daño a | Medio natural |
|-----|---|---|--|--|
| | | Infraestructuras | Personas | |
| M1 | Efectos negligibles; puntualmente puede causar daños leves no estructurales. | Obstáculo de fácil retirada y daño mínimo en viales. Puede causar un daño puntual a vehículos circulantes ligeros (*). | Puede herir a una persona en espacio abierto (*). | Puede dejar una huella puntual y poco perceptible en el entorno natural. |
| M2 | Puede causar daños funcionales y algún daño estructural leve. | Puede obstruir temporalmente el paso por un vial o parte y causar daños leves al vial. Puede causar daños importantes a vehículos circulantes ligeros (*). | Puede herir mortalmente a personas en espacio abierto (*). Las personas están a resguardo dentro de las edificaciones. | Deja una huella poco perdurable en el entorno natural. |
| M3 | Puede causar daños funcionales graves y estructurales moderados, o destruir construcciones ligeras. | Puede causar daños reparables a la infraestructura que limiten su funcionalidad temporalmente. Puede destruir vehículos circulantes ligeros y dañar los pesados (*). | Las personas dentro de los edificios están en riesgo, aunque pueden tener un cierto resguardo (*). | Deja una huella en toda su extensión al entorno natural, en general de corta duración. |
| M4 | Puede causar daños estructurales graves en múltiples construcciones y destruirlas parcialmente. | Puede causar daños que inutilicen la infraestructura con necesidad de reparaciones costosas. Puede destruir todo tipo de vehículos (*). | Las edificaciones no ofrecen una protección efectiva a los ocupantes (*). | Deja una huella clara y duradera. Puede destruir una porción de bosque y hacer modificaciones del terreno. |
| M5 | Puede dañar amplias zonas edificadas y destruir múltiples construcciones. | Puede destruir la infraestructura o provocar daños no reparables que requieran reconstrucción o un nuevo trazado. | La supervivencia depende de circunstancias fortuitas (*). | Puede transformar el paisaje, con destrucción de bosques o nuevas morfologías del terreno. |
| >M5 | Puede destruir pueblos, obli represar grandes ríos causar | terar valles, los depósitos de de ndo problemas de inundación ag | slizamiento pueden llegar a exte guas arriba y posibles avenidas r | ensiones de km ² . Puede repentinas aguas abajo. |

Tabla 1.- Escala de magnitud en base al potencial destructivo o daño que potencialmente podría crear sobre unos elementos tipo. Extraída de ICGC (2021) (*) Aplicable predominantemente a fenómenos rápidos y de efecto limitado en fenómenos lentos en la medida en que dan un margen de reacción a elementos móviles (personas y vehículos).

En referencia a los inventarios de movimientos de ladera se puede asegurar que son cada vez más frecuentes y completos sobre todo a raíz de la facilidad de acceso y disponibilidad de imágenes de satélite post evento. No obstante, para la reconstrucción de episodios históricos, es difícil disponer de inventarios completos, y hay que describirlos en base a otros parámetros disponibles. En la Tabla 2 se listan los parámetros cuantitativos que son más frecuentes en los inventarios de movimientos ladera asociados a ERML que se han estudiado en el proyecto, tanto de los episodios mundiales o como de los episodios del Pirineo catalán.

| Parámetro | ERML mundo | ERML |
|---|------------|-----------|
| | | Catalunya |
| Extensión de la región en que tienen lugar | 95% | 100% |
| Magnitud movimiento de ladera mayor | 100% | 100% |
| Número de movimientos de ladera | 75% | 40% |
| Pérdidas económicas incluyendo fenómeno | 75% | 75% |
| disparador (precipitaciones o terremotos) | | |
| Pérdidas económicas producidas por movimientos | 5% | 20% |
| de ladera | | |
| Víctimas mortales por episodio | 80% | 100% |
| Víctimas mortales producidas por movimientos de | 80% | 90% |
| ladera | | |

Tabla 2.- Completitud de los datos cuantitativos en los diferentes campos de cada ERML en base al trabajo realizado en el proyecto PyrMove. Si bien es difícil recuperar información de los movimientos de ladera en episodios antiguos, los movimientos de ladera más destructivos, los de mayor magnitud, han trascendido en la memoria popular o han dejado una huella perdurable en el paisaje. Por otro lado, el estudio de archivos generales y locales permiten conocer de forma aproximada la extensión de un episodio (Moya, 2002 y Rama & Barriendos, 2011).

Teniendo en cuenta que el número de movimientos de ladera es, en general, un dato incompleto, especialmente en los ERML históricos, se ha considerado que la magnitud del evento mayor (Mmax) y la extensión del área afectada (Ext), deberían ser suficientes para definir una magnitud que permitiera comparar los episodios antiguos con los modernos. En el proyecto Pyrmove, se utilizó una matriz de 2 entradas para para clasificar los ERML. Esta matriz incluye: (a) la extensión del área afectada (Ext) y (b) la magnitud del evento mayor (Mmax) (Tabla 3) (Buxó et al., 2021). De esta forma se han definido 6 grados de magnitud (mRL) (Tabla 3). Para la valoración se otorgó un mayor peso a la magnitud del evento mayor, esta decisión se tomó al considerarse que para estimar el grado de daño de un episodio es más relevante la magnitud de los eventos mayores que la extensión del episodio.

| | >M5 | 3 | 4 | 5 | 6 | 6 |
|-----|-----|------------------------|----|----|----|----|
| | M5 | 3 | 3 | 4 | 5 | 5 |
| Хвг | M4 | 2 | 3 | 3 | 4 | 5 |
| Mrr | M3 | 2 | 2 | 3 | 3 | 4 |
| | M2 | 1 | 2 | 2 | 3 | 3 |
| | M1 | 1* | 1* | 2* | 2* | 3* |
| | | E1 | E2 | E3 | E4 | E5 |
| | | Ext (km ²) | | | | |

Tabla 3. Matriz propuesta para establecer la magnitud de los ERML (mRL). (*) Escenarios poco probables

La magnitud de los movimientos de ladera (Mmax) se asignó en base a su potencial destructivo o de daño del ICGC (Tabla 1). Para la extensión (Ext), y de acuerdo con la distribución de los deslizamientos observados en los ERML, se definieron 5 clases con una progresión logarítmica (Tabla 4). La extensión de los ERMLs se estableció consultando las fuentes bibliográficas, no hay en general un criterio establecido para definir la extensión por lo cual a menudo se infirió a partir del resto de la información. La categorización de forma exponencial de la extensión del episodio reduce la imprecisión de este parametro.

| Clase | Extensión del ERML (km ²) |
|-------|---------------------------------------|
| E1 | 0-100 |
| E2 | 100-1.000 |
| E3 | 1.000-10.000 |
| E4 | 10.000-100.0000 |
| E5 | >100.0000 |

Tabla 4. Clasificación de la Extensión de los ERML (Ext).

La última fila de la Tabla 3 (Mmax = M1) corresponde a escenarios poco probables de ser registrados ya que los fenómenos de magnitud 1 son poco destacables y a menudo no son reportados y, por otro lado, a medida que va aumentando la extensión de la zona afectada, la probabilidad de ocurrencia de un evento de magnitud superior a M1 se va haciendo mayor. Las clases mayores (5 y >5), tanto de la magnitud máxima de los movimientos de ladera como de la extensión del ERML, están abiertas, y en

ellas se sitúan los casos que superan los umbrales definidos.

3. LOS ERML EN EL MUNDO

En este apartado se provee información de episodios ERMLs que han tenido lugar en todo el planeta y que se han estimado como significativos, o bien por sus dimensiones o bien porque presentan unas características que los hacen comparables a las condiciones en las que se producen en los Pirineos. Se recopila 17 episodios ordenados cronológicamente que van desde el año 1920 hasta el año 2019. La mayoría de ERMLs incluidos en esta recopilación fueron desencadenados por terremotos, mientras que el resto tuvieron su origen como consecuencia de lluvias intensas que incluyeron tormentas tropicales y huracanes, pero también algunos temporales de lluvia en regiones templadas. La mayoría de los grandes terremotos catastróficos y episodios climatológicos extremos (el Niño, el huracán Mitch) tienen asociados episodios de movimientos de ladera. En la Tabla 5 se proporciona un resumen de las principales características de los episodios recopilados.

| Año | Región | Desencadenante | Extensión afectada (Km2) /(ext) | Tipo movimiento de ladera dominante | Numero de movimientos de ladera | Magnitud Mmax (Clase) | mRL. |
|---------|---|------------------------------------|---------------------------------------|--|---------------------------------------|--------------------------|------|
| 1920 | Haiyuan (China) | Terremoto M8.5 | 67.500 /E4 | LS | 7.151 | >M5 | 6 |
| 1972 | Sau Mau Ping (Hong Kong) | Tifón Rose | ? / E3 | LS | ? | M5 | 4 |
| 1976 | Pixcayá y Xaltayá (Guatemala) | Terremoto M7.5 | 16.000 /E4 | RF, DF, LS | 10.000 | M5 | 5 |
| 1997-98 | Muranga Lakes | Lluvias (El niño) | 43.175 /E4 | S | ? | M5 | 5 |
| 1998 | Honduras, Nicaragua, El Salvador, Guatemala, Belize y México | Huracán Mitch | 15.430 /E4 | LS, DF | ? | M5 | 5 |
| 2001 | El Salvador, Guatemala y Nicaragua | Terremoto M7.7 | 25.000 /E4 | LS, RF | 500 | >M5 | 5 |
| 2001 | El Salvador, Guatemala, Nicaragua | Terremoto M6.6 | 2.500 /E3 | LS | 1.000 | >M5 | 5 |
| 2004 | Manawatu (Nueva Zelanda) | Lluvias | 18.893 /E4 | LS | 80.000 | M3 | 4 |
| 2005 | Kashmir (India y Paquistan) | Terremoto M7.6 | 103000 / E5 | LS, DF | 51.460 | >M5 | 6 |
| 2005 | Suiza | Lluvias | 17.879 /E4 | LS, DF | 5.756 | M4 | 4 |
| 2008 | Wenchuan (China) | Terremoto M8.0 | 412.172 / E5 | LS, DF | 52.194 | >M5 | 6 |
| 2010 | Madeira (Portugal) | Lluvias | 754 /E2 | LS | 8.463 | M3 | 3 |
| 2015 | Himalaya (Nepal) | Terremoto M7.8 | 30.751 /E4 | LS | 47.200 | >M5 | 6 |
| 2015 | Taranaky-Manawatu (Nueva Zelanda) | Lluvias | 10.800 / E4 | LS | ? | M3 | 3 |
| 2016 | South Island (Nueva Zelanda) | Terremoto M7.8 | 20.000 /E4 | LS | 29.557 | >M5 | 6 |
| 2018 | Hokkaido (Japón) | Terremoto 6.6 + Tifón | 278 / E2 | LS, RF | 7.837 | M4 | 3 |
| 2019 | Bujumbura Rural, Mairie, Cibitoke, Bubanza. Muyinga, Cankuzo, and Muramvya (Burundi) | Lluvias torrenciales locales | 25 /E1 | LS | ? | M4 | 3 |

Tabla 5. resumen de los ERML a escala global estudiados en el proyecto Pyrmove. LS: deslizamientos. RF:caída de rocas. DF: flujo de derrubios.

Hay que tener presente que los datos de los ERMLs de los episodios anteriores al año 2001 presentan más incertidumbre y se consideran sólo aproximados. En contraste, en los episodios posteriores al año 2001 es frecuente disponer de inventarios detallados de movimientos de ladera gracias a la mayor facilidad de acceso a imágenes de satélite que permiten comparar el territorio antes y después del evento. Además, en los últimos años se han puesto a punto herramientas de interpretación automática de imágenes de satélite, como el HazMapper (Scheip y Wegmann, 2021), que pueden ayudar a la elaboración de los inventarios.

En los ERMLs recopilados predominan los movimientos de ladera del tipo deslizamiento, aunque también se han encontrado numerosas referencias a flujos de derrubios y caídas de rocas. Por ejemplo, en los episodios de Guatemala 1976, El Salvador 2001, Wenchuan 2008 y Hokkaido 2018 se produjeron numerosas caídas de rocas. En el caso de los episodios de Honduras 1998 y Cachemira 2005 se reportaron muchas corrientes de derrubio. Tanto en Suiza 2005 como en Madeira 2010 se han encontrado referencias a flash floods asociados a los episodios regionales. En cuanto al número

de movimientos de ladera, los valores que se pueden extraer de la documentación a menudo son aproximados o estimados y, sobre todo en los episodios anteriores al 2001, este dato es difícil de encontrar (Figura 1a). En los episodios más recientes, y gracias a las técnicas y metodologías de inventario más precisas, sí se cuantifican el número de movimientos de ladera producidos en cada episodio. En este sentido destaca el ERML de Nueva Zelanda 2004, en el que se produjeron centenares de movimientos por km², y los de Madeira 2010 y Hokkaido 2018 donde se produjeron decenas de deslizamientos por km².

Los sismos que han provocado los ERMLs estudiados oscilan entre una magnitud de momento sísmico (Mw) de 6,6, el del El Salvador del 2001, y un máximo de 8,5, el de Haiyuan de 1920. La magnitud establecida para los ERMLs analizados es alta (Figura 1.4) ya que la magnitud de los movimientos de ladera mayores (Mmax) alcanza valores iguales o superiores a M5, y la extensión de estos episodios suele ser muy grande (E4 y E5).

En general, el catálogo de daños asociados a los fenómenos desencadenantes (lluvias o terremotos) suele estar bien documentado pero la información específica relacionada con los movimientos de ladera suele ser escasa y poco precisa. Globalmente, los episodios que registran más datos son los más catastróficos e importantes, por lo tanto, es normal que la mayoría de los ERML recopilados en la bibliografía sean de magnitud 3 o superior, mientras que no se encuentre prácticamente información de episodios de magnitud inferior a 2 (Figura 1b).



Figura 1. Gráficos resumen de los principales EMRL recopilados. Izquierda; número de deslizamientos inventariados. Derecha; magnitud asignada

4. LOS ERML EN EL PIRINEO CATALAN

El presente apartado sintetiza la información sobre los ERML que han afectado a los Pirineos y otras zonas de Cataluña des del año 1907 hasta la actualidad. En muchos casos, los ERML están relacionados con episodios meteorológicos que quedaron en la memoria popular y relativamente bien documentados y otros están asociados a episodios menores de los cuales se ha perdido prácticamente su rastro. En general, los episodios anteriores a 1982 están poco documentados y es probable que de ellos se conozcan únicamente los más catastróficos. No es hasta el episodio del año 1982 que los inventarios de los movimientos de ladera son más completos, especialmente cuando estos superan la magnitud mRL 2. A partir de esta fecha, la cartografía y el inventariado de deslizamientos se hace más habitual, lo cual permite identificar y definir episodios de menor magnitud. Los inventarios más completos en Catalunya desde el punto de vista metodológico son los de Montserrat, de junio del año 2000, el de la Vall d'Aran, de junio del 2013, el del Vallès Oriental, de noviembre de 2018, y el del temporal Gloria sucedido en enero de 2020. Por otro lado, la disponibilidad de series de fotografías aéreas, de imágenes de satélite y la irrupción de las redes sociales, hace que los inventarios actuales sean mucho más detallados.

La irregularidad de los inventarios afecta, posiblemente, a la estimación de la frecuencia en que se producen los episodios. En el conjunto de Catalunya (más allá del ámbito del Pirineo al que hace referencia el presente articulo) se ha reconocido 5 episodios regionales entre los años 1900 y 1982 mientras que desde el 1982, incluido, hasta la actualidad se han reconocido 9 episodios.

El factor desencadenante de todos los episodios ERML registrados en Cataluña han sido los temporales de lluvia. Mayoritariamente se han dado en condiciones de aguacero, con intensidades de lluvia fuerte, aunque en algunos casos las lluvias se pueden considerar de tipo persistente asociados a episodios de lluvia que tienen más de 2 días de duración. Habría que analizar bien los umbrales de precipitación desencadenante de movimientos de ladera de los episodios conocidos con los umbrales establecidos en la literatura para diferenciarlo correctamente. Destaca el caso particular del episodio 2013, en la Val d'Aran, en el que aparte de las lluvias se añade la fusión rápida del manto nival.

Los EMRL generaron todo tipo de movimientos de ladera (deslizamientos superficiales, flujos y caída de rocas), pero en general destacan los movimientos de tipo deslizamiento superficial y los flujos de derrubios. La caída de rocas son los movimientos de ladera más frecuentes en Cataluña y en determinados casos también se pueden asociar, o bien están presentes en episodios regionales como el episodio del año 2001 que afectó a toda la Cataluña central. Respecto a los fenómenos que se producen en los barrancos, en muchos casos cuesta discernir entre avenidas torrenciales, flujos hiperconcentrados, corrientes de derrubios y flujos de tierras, esta dificultad se hizo muy evidente en el aguacero de Montserrat del año 2000.

Los ERMLs pueden llevan asociados eventos de magnitud alta (Figura 2), a pesar de ello, solo hay documentados dos episodios en los que el movimiento de ladera alcanza el grado de magnitud M5; el deslizamiento de L'Avellanosa (Prats de Molló) del año 1940 y el deslizamiento de Pont de Bar (la Cerdanya) del año 1982. Por otro lado, los inventarios más detallados a partir del año 1982 hacen que los movimientos de ladera de menor magnitud ganen peso en el registro, obteniéndose una distribución más fiable por tamaños (Figura 2).



Figura 2. Número de movimientos registrados en el Pirineo catalán por episodio de magnitud superior a M2 (incluida). La delimitación geográfica de los episodios múltiples y la asignación de su extensión debe realizarse teniendo en cuenta la distribución de las precipitaciones, la orografía y la recopilación de los deslizamientos conocidos parar cada episodio. Hacer el cálculo de la extensión del Episodio ERML sólo con los datos de precipitación podría conducir a errores; ya que podría darse el caso de que las precipitaciones afecten a áreas poco susceptibles a deslizarse; por ello el criterio utilizado para determinar la extensión ha sido en base a los deslizamientos conocidos. La distribución de los deslizamientos inventariados en los episodios más antiguos es irregular hecho que se atribuye principalmente a la discontinuidad de los inventarios. La forma como se ha calculado la extensión del ERML provoca que determinados episodios, sobre todo los más antiguos, se haya infravalorado su extensión, este podría ser claramente el caso del ERML de 1907. Una posibilidad para reducir este efecto seria la búsqueda de más datos en archivos históricos, trabajar con los mapas de susceptibilidad y cruzarlos con los datos de precipitaciones.

Teniendo en cuenta que con anterioridad al año 1982 probablemente solo han trascendido los ERMLs más importantes, la magnitud mRL para este periodo alcanza el grado de 3 y 4 (Figura 3b). En cambio, a partir de este año en adelante, las magnitudes no superan el valor de mRL 3. Tan solo se ha descrito un episodio regional múltiple de magnitud mRL 1; el episodio de 2008. Probablemente no corresponda a una rareza, sino al hecho de que estos episodios de baja intensidad son poco relevantes y por eso no tienen mucho o ninguna trascendencia y sólo se registran en condiciones especiales. En el caso del episodio de 2008, tuvo importancia porque el desprendimiento mayor, de magnitud M2, afectó a la boca norte del túnel Berga de bloqueando la C-16. Por otra parte, en Cataluña no se ha registrado ningún ERE de magnitud mRL 5, como si se han descrito en el resto del mundo, escenario que correspondería a un episodio que afectara a todo el país en extensión, y en el que el evento mayor fuera de magnitud mÁX).



Figura 3.- (izquierda) Extensión asignada al ERE identificados en el Pirineo catalán (en km²), (derecha) Magnitud de los ERML en el Pirineo catalán.

El cálculo o la estimación de daños y pérdidas económicas por temporales es bastante complejo, sobre todo en lo que se refiere a los episodios más antiguos. A menudo se mezclan las pérdidas debidas a las inundaciones y fenómenos asociados con las pérdidas causadas por los movimientos de ladera, y en pocos casos se encuentra información específica de estos últimos. En cuanto al número de víctimas posiblemente sólo deba considerarse de forma aproximada o como orden de magnitud, especialmente para los episodios más antiguos. En este caso también es difícil diferenciar entre las víctimas de las lluvias y de los movimientos de ladera. El episodio regional en el que se registraron más víctimas mortales debidas específicamente a los desprendimientos es el de 1982, con 5 víctimas, 3 por una corriente de derrubios en Capdella y 2 por un desprendimiento en Montserrat.

5. RESUMEN PRINICIPALES ERML

Se proporciona finalmente un resumen de los principales ERML con los principales datos que los caracterizan con la extensión, el movimiento de ladera mayor y su distribución territorial (Figura 4 y Tabla 6).



1907, Mmax=4 Ext=3 mRL=3



1963, Mmax=4 Ext=3 mRL=3

2008, Mmax=2 Ext=1 mRL=1



1937, Mmax=4 Ext=3 mRL=3



1982, Mmax=5 Ext=4 mRL=4



2013, Mmax=4 Ext=3 mRL=3



1940, Mmax=5 Ext=3 mRL=4



1996, Mmax=3 Ext=3 mRL=3



2020, Mmax=3 Ext=4 mRL=3

Figura 4.- Distribución y magnitud de los ERML en el Pirineo catalán.

| Año | Región | Fecha | Tipo ML | N.º ML | Mmax | Extensión (km²) / (clase) | mRL |
|------|--|---------------------------|---|--------|------|------------------------------|-----|
| 1907 | Pallars Sobirà, Pallars Jussà | del 12 a 23 de octubre | Deslizamientos, flujos | 43 | 4 | 1.600 / 3 | 3 |
| 1937 | Pirineu Occidental. Català, Éssera y Andorra | del 26 a 28 de octubre | Deslizamientos, flujos | 8 | 4 | 7.582/3 | 3 |
| 1940 | Vallespir, Ripollès, Garrotxa, Osona | Del 16 a 18 de octubre | Deslizamientos, flujos | 624 | 5 | 5.182 / 3 | 4 |
| 1963 | Val d'Aran, Alta Ribagorça, Ribagorça aragonesa, valle de l'Éssera | del 3 a 4 de agosto | Flujos | 110 | 3 | 2.711/3 | 3 |
| 1982 | Pirineus Orientals | del 6 a 7 de noviembre | Deslizamiento, flujos, desprendimientos | 996 | 5 | 22.266/3 | 4 |
| 1996 | Noguera, Pallars, Berguedà | 23 a 30 de enero | Deslizamientos, desprendimientos | 5 | 3 | 6.285/3 | 3 |
| 2008 | Berguedà | 4 de junio | Deslizamientos | 207 | 2 | 8/1 | 1 |
| 2013 | Val d'Aran, nord Pallars i Altra Ribagorça | 18 de junio | Deslizamientos, flujos, Desprendimientos | 476 | 4 | 1.025/3 | 3 |
| 2020 | Catalunya, Catalunya Nord, Mallorca | 19 a 23 de enero | Deslizamientos, flujos, desprendimientos | 440 | 3 | 35.334/4 | 3 |

Tabla 6.-. Resumen de los principales EMRL del pirineo catalan des de 1907 hasta el 2020. ML= movimentos de ladera, NºML=número de movimentos inventariados.

La monografía editada en motivo del proyecto PyrMove (Buxó, 2022) ofrece una ampliación de los todos los conceptos y datos del presente artículo, además de otros aspectos metodológicos del estudio de los EMRL y la reconstrucción de los episodios meteorológicos a partir de 1963. De esta investigación se desprende la necesidad de recoger mejor los efectos producidos por los fenómenos de los deslizamientos y sobre todo de los episodios regionales a efectos de concienciar a la población del perjuicio que causan.

REFERENCIAS

- Buxó, P., Oller, P., Xifré, D., Fabregat, I., Marturià, J., & Janeras, M., 2021. Identification, validation, and assessment of Multiple Occurrence Regional Landslide Events (MORLE) in Catalonia (Spain) during the last one hundred years. EGU General Assembly Conference Abstracts (pp. EGU21-6171).
- Buxó, P. (coord.), 2022. Los Episodios Regionales de Movimientos de Ladera en los Pirineos. Col·lecció: Monografies tècniques; n. 10, Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya.
- Crozier, M. J., 2005. Multiple-occurrence regional landslide events in New Zealand: hazard management issues. Landslides, 2(4), 247-256.
- Harp, E. L., & Crone A. J. (2006). Landslides Triggered by the October 8, 2005, Pakistan Earthquake and Associated Landslide-Dammed Reservoirs. U.S. Department of the Interior U.S. Geological Survey. Open-File Report 2006–105.
- ICGC, 2021. Guia per a l'elaboració d'Estudis d'Identificació de Riscos Geològics per a urbanisme (EIRG), Ref. AP-0001/21. Barcelona.
- Malamud, B. D., Turcotte, D. L., Guzzetti, F., & Reichenbach, P., 2004. Landslide inventories and their statistical properties. Earth Surface Processes and Landforms, 29, 687–71.
- Moya, J. (2002). Determinación de la edad y de la periodicidad de los deslizamientos en el Prepirineo oriental. Tesis doctoral, UPC, Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica. Barcelona
- Rama, E., Barriendos, M., 2011. Cerca d'informació de riscos geològics en fonts documentals històriques. Comarques del Berguedà, la Cerdanya, el Ripollès i la Garrotxa. Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya. AP0067/10 Informe Intern.
- Scheip, C. M., & Wegmann, K. W., 2021. HazMapper: a global open-source natural hazard mapping application in Google Earth Engine. Natural Hazards and Earth System Sciences, 21(5), 1495-1511.
- Tanyas, H., van Westen, C. J., Persello, C., & Alvioli, M., 2019. Rapid prediction of the magnitude scale of landslide events triggered by an earthquake. Landslides, 16(4), 661-676.

PROYECTO RISKCOAST: DESARROLLO DE HERRAMIENTAS PARA PREVENIR Y GESTIONAR LOS RIESGOS GEOLÓGICOS EN LA COSTA LIGADOS AL CAMBIO CLIMÁTICO

Oriol Monserrat (1), Equipo del proyecto Riskcoast(2)

(1) Unidad de Investigación de Geomática Centro Tecnológico de Telecomunicaciones de Cataluña (CTTC) anna.barra@cttc.cat; mcuevas@cttc.es; omonserrat@cttc.cat

(2) El consorcio del proyecto RISKCOAST está formado por grupos de trabajo de España, Francia y Portugal y está liderado por el Centre Tecnològic de Telecomunicacions de Catalunya (CTTC). De España participan además el Instituto Geológico y Minero de España (IGME), la Universidad de Granada (UGR), y la PYME, ASITEC Ingeniería, Urbanismo y Medio Ambiente S.L. Por parte de Francia están el Centre d'Études et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement (CEREMA) y el Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM). Por último, Portugal está representado por el Instituto de Geografia e Ordenamento do Território de la Universidade de Lisboa (IGOT).

RESUMEN

El incremento de los eventos de precipitaciones extremas y los largos periodos de sequía debidos al cambio climático inducen a peligros geológicos que afectan notablemente a la economía de las regiones y representan una amenaza a sus habitantes. La costa es un territorio especialmente vulnerable, ya que ha sido ampliamente modificada por la presión urbanística relacionada con un modelo de turismo masivo. El proyecto RISKCOAST "Desarrollo de Herramientas para prevenir y gestionar los riesgos geológicos en la costa ligados al Cambio Climático" es un proyecto europeo Interreg de la IV convocatoria SUDOE que busca promover la innovación para hacer frente a un abanico de peligros geológicos que amenazan la costa: desprendimientos rocosos, deslizamientos, erosión y pérdida de suelo tras eventos torrenciales, erosión de costas arenosas y regresión de deltas, así como otros efectos relacionados con la disminución de recursos hídricos durante los periodos de sequías extremas. Los procesos costeros suelen ser muy complejos y conllevan efectos en cascada difíciles de predecir. En general, los trabajos técnicos/científicos relacionados con los riesgos costeros se limitan al ámbito litoral y no integran al conjunto de la cuenca hidrológica. Esto es un error, ya que los procesos que finalmente tienen lugar en la costa se han gestado en otras partes del territorio.

RISKCOAST establecerá una red de cooperación transnacional en materia de gestión de riesgos geológicos en la costa facilitando herramientas innovadoras, metodologías y soluciones para hacer frente común a los retos identificados. Los productos generados darán apoyo a las tres fases de la gestión de emergencias: prevención, respuesta y rehabilitación. Los nuevos instrumentos estarán basados en técnicas satelitales y aerotransportadas, modelización numérica avanzada, experimentación en laboratorio y simulaciones matemáticas que generarán productos aplicables a una gestión eficaz de los riesgos.

Además, RISKCOAST propondrá una serie de medidas adaptadas de rehabilitación de zonas siniestradas de carácter natural, en detrimento de las grandes obras de cemento. Las medidas no serán aisladas, sino que tendrán en cuenta el funcionamiento del conjunto de la cuenca hidrológica.

Finalmente, RISKCOAST promoverá la creación de una plataforma de participación que mejore la comunicación entre los diferentes sectores sociales implicados en la gestión del litoral y la comunidad científica.

1. INTRODUCCIÓN

Las zonas litorales son muy vulnerables al cambio climático, con un fuerte impacto asociado a inundaciones de zonas bajas y fenómenos meteorológicos extremos que desencadenan la erosión y la aparición de inestabilidades en las laderas, como desprendimientos de rocas o deslizamientos. De acuerdo con los Modelos de Circulación Global (GCM), los escenarios futuros apuntan hacia un aumento en la frecuencia y severidad de estos eventos extremos.

En trabajos anteriores se han abordado alteraciones en la dinámica fluvial con los escenarios GCMs, así como simulaciones de cambios en la morfología costera. Sin embargo, un enfoque más completo, analizando el impacto del cambio climático en las sucesivas etapas erosivas y el transporte de agua/sedimentos desde las zonas rio arriba, su interacción con las infraestructuras existentes y su impacto final en la zona de costa no ha sido hasta el momento explorado en profundidad. El proyecto RISKCOAST ofrece esta visión integral (*Riskcoast Project, 2021*).

Por otro lado, la investigación sobre peligros geológicos cuenta con una amplia literatura abordando diferentes aspectos como la detección, la comprensión del fenómeno o su potencial efecto. Sin embargo, aunque el desarrollo de metodologías para la mejora de los mapas de susceptibilidad, peligro, vulnerabilidad y riesgo ha sido ampliamente abordado por diferentes autores en los últimos años (*Barra et al., 2018; Fell et al., 2008; Zêzere, 2002*), todavía queda mucho por hacer para establecer un análisis integral de los riesgos costeros de acuerdo con los escenarios climáticos previstos. Así, el objetivo del proyecto RISKCOAST es desarrollar nuevas herramientas basadas en técnicas de teledetección, modelos de simulación y algoritmos matemáticos, para dar soporte a los sistemas de alerta temprana y gestionar los riesgos geológicos relacionados con el cambio climático en las zonas costeras.

RISCOAST ha abordado esta problemática, enfocándose en el territorio costero SUDOE. En este artículo se da una visión general del proyecto y se muestran los principales resultados en los casos de estudio de España: costa de Granada y Baleares.

1. CONTEXTO GEOGRÁFICO

La primera acción del proyecto consistió en el análisis de la ocurrencia de eventos climáticos extremos significativos en los últimos 10 años en el territorio costero SUDOE. Estos eventos se caracterizaron por importantes repercusiones económicas en la zona y graves daños y/o fatalidades. Para realizar el inventario se recopilaron datos de cada evento. La información de los eventos significativos se obtuvo a través de bases de datos de investigación, artículos científicos, informes técnicos y medios de comunicación. La información recopilada incluye: ubicación, duración, extensión, desencadenantes, procesos-cascada, impactos, daños económicos y sociales, activación de planes de emergencia, repercusión mediática, así como medidas desarrolladas. También se analizaron las causas meteorológicas, con datos sobre la cantidad de lluvia, velocidades del viento, altura de las olas, etc.

En la costa SUDOE de España se registraron 74 eventos significativos desde 2009 hasta 2019, Figura 1. Se agruparon en tres grandes tramos de la costa española: la cornisa cantábrica y Galicia, la costa mediterránea de Andalucía, con Ceuta y Melilla, y la zona de Levante, el tramo de costa mediterránea desde la Región de Murcia hasta Cataluña, incluyendo las Islas Baleares. En cuanto a la distribución de eventos por tramos, el litoral más afectado es el litoral cantábrico y Galicia (30 eventos), seguido del litoral levantino (24 eventos) y el litoral andaluz (20 eventos). En cuanto a la distribución temporal de eventos, se destacan 2018 y 2019 con 9 eventos por año, y 2014, 2015 con 7 y 6 eventos, respectivamente. En 2020 solo se analizaron enero y febrero, con 3 eventos. En general, hay una tendencia creciente en el número de eventos dañinos durante la última década.

Estos eventos causaron 111 muertes y 44 heridos. El evento ocurrido en otoño de 2012 destaca en toda el área mediterránea: Andalucía, Murcia y Comunidad Valenciana, con 25 víctimas mortales. En cuanto a las pérdidas económicas, se estimaron un total de 827,9 millones de euros.



Figura 1. Distribución, por tramos de costa, de los eventos costeros dañinos de la última década en España

La cornisa cantábrica y Galicia han sido las regiones que más eventos han sufrido. Sin embargo, gracias al esfuerzo realizado en medidas de prevención y mitigación, también han sido las regiones que han sufrido un impacto menor, 9 víctimas mortales y pérdidas económicas de 14,7 millones de euros.

3. ZONAS DE ESTUDIO

Las zonas de estudio españolas en RISKCOAST son: la provincia de Granada (Andalucía) y las Islas Baleares (Mallorca e Ibiza). En Granada las actividades se han centrado principalmente en deslizamientos e inundaciones repentinas, mientras que en Baleares los estudios se centran en deslizamientos y desprendimientos de rocas. La primera página debe contener el Título, Autor/es, Filiación/es y el Resumen. La Introducción debe comenzar inmediatamente después, siguiendo el formato de esta plantilla.

La provincia de Granada es la zona montañosa más importante de Andalucía, caracterizada por una geología compleja debido a la orogenia alpina. Estas características determinan una amplia variedad de deslizamientos. Se distribuyen principalmente en Sierra Nevada, donde se encuentra el pico más alto de la Península Ibérica (Mulhacén 3.482 m), y su entorno. En esta zona, se ha llevado a cabo un inventario de los movimientos del terreno. La información obtenida se desglosa en dos tipos:

- Información de polígonos. Movimientos del terreno cuya masa deslizada ha sido cartografiada y delimitada espacialmente. Se han documentado un total de 736 movimientos del terreno de los cuales 39 son desprendimientos (5%), 364 son deslizamientos (50%) y 333 son flujos (45%) (Figura 2-a).
- Información de puntos. Movimientos del terreno cuya extensión no ha sido delimitada, pero se conoce la existencia de inestabilidad y/o se han documentado eventos en la zona en cuestión. Se han documentado un total de 5646 movimientos del terreno de los cuales 1034 son desprendimientos (19%), 1759 son deslizamientos (31%) y 2849 son flujos (50%) (Figura 2-b).



Figura 2. Mapa de movimientos de ladera en la provincia de Granada realizado a partir de la información de la base de datos BD-MOVES 2016. a) polígonos y b) puntos.

Las Islas Baleares y en particular Mallorca e Ibiza, son un área destacada para RISKCOAST ya que muchos de los peligros abordados afectan a esta parte del territorio (*Mateos, 2006; Mateos et al., 2016; Sarro et al., 2014*). Además, el impacto turístico y urbanístico de las costas de Mallorca e Ibiza es uno de los mayores de Europa.

Para las actividades relacionadas con desprendimientos rocosos, una de las zonas más interesantes de Mallorca es la Serra de Tramuntana. Esta formación es una alineación montañosa paralela a la costa noroeste de la isla. Tiene una línea de cumbres con altitudes superiores a los 600 m, un ancho medio de unos 15 km y una longitud máxima de 90 km. La parte más alta de la sierra es el sector central, donde se encuentran las cumbres más altas de la Serra (Puig Major, 1445 m). En la zona se ha realizado un inventario de movimientos en masa, recopilando 965 registros clasificados según su tipología: desprendimientos, deslizamientos, flujos, derrumbes kársticos y áreas fisuradas relacionadas con procesos de expansión lateral (Figura 3). Destacan los desprendimientos de rocas con el 67% de los registros, seguidos de los deslizamientos con el 24%.



Figura 3. Inventarios de movimientos de masa en la provincia de Mallorca (lado izquierdo) y Granada (lado derecho) (Instituto Geológico y Minero de España, 2016).

4. CARTOGRAFÍAS DE RIESGO PARA LA PLANIFICACIÓN URBANÍSTICA Y TERRITORIAL

Uno de los objetivos de RISKCOAST es la generación de cartografías de soporte a la prevención y gestión de catástrofes. La inclusión de los peligros geológicos en la planificación urbanística y territorial es de vital importancia para evitar, a toda costa, el urbanismo y el desarrollo de infraestructuras en zonas de riesgo. La realización de cartografías específicas con este fin es clave para una planificación adecuada. Homogeneizar contenidos, escalas, leyendas, etc. de los mapas de vulnerabilidad, riesgo y elementos expuestos es una tarea que aborda RISKCOAST con el objetivo de crear herramientas cartográficas útiles, en un lenguaje comprensible para los gestores y donde todos los elementos del territorio estén contemplados.

Los inventarios mostrados en la descripción de las zonas de estudio se han utilizado para identificar los riesgos (principalmente movimientos de ladera y avenidas) más relevantes. Posteriormente, se han elaborado mapas de susceptibilidad utilizando métodos estadísticos y/o de base determinista. Para realizar este análisis, el conocimiento de los factores condicionantes es fundamental. Por ejemplo, para el caso de los movimientos del terreno, los factores condicionantes son aquellos que describen las características físicas y/o ambientales que influyen en la estabilidad de las laderas. Entre los factores condicionantes más significativos están: el ángulo de inclinación o pendiente de la ladera, la litología, el grado de alteración superficial de los materiales, su contenido en agua, la curvatura y orientación de la ladera, la cobertura vegetal del suelo, etc (*Sarro et al 2020*).

Para llevar a cabo el estudio de la susceptibilidad en los deslizamientos de la provincia de Granada, se ha utilizado el software libre LAND-SE (LANDslide Susceptibility Evaluation) desarrollado por Rossi y Reichenbach (*Rossi & Reichenbach, 2016*). Dicho modelo, está basado en regresión logística de análisis multivariable, que utiliza variables independientes para predecir la probabilidad, basado en un conjunto de variables de predicción. El objetivo es determinar la relación entre la variable dependiente (presencia o ausencia de movimientos de ladera) con el conjunto de variables independientes (pendiente, litología, uso del suelo). La figura 4 muestra los mapas de susceptibilidad obtenidos en la provincia de Granada.



Figura 2. Mapa de susceptibilidad a los movimientos de ladera en la provincia de Granada.

Otro de los tipos de cartografía desarrollados en RISKCOAST es la referente a la exposición a los riesgos geológicos. La fiabilidad de esta cartografía se basa en la disposición de unos buenos datos de entrada sobre el número de personas, edificios (alojamientos), las infraestructuras, etc (Fuchs et al. 2012, Pellicani et al. 2014). Esta temática se ha trabajado en la zona de estudio de Mallorca. En concreto, se ha realizado un análisis de la exposición considerando no solo la población residente, sino que también la población flotante asociada a la dinámica del turismo (Figura 5). Así ha sido posible diferenciar la exposición a los desprendimientos rocosos, según la temporada baja, media o alta del turismo (Murray et al 2017, Riera Font et al 2011, Ramis 2018). Además, también se ha tenido en cuenta los elementos estratégicos y fundamentales (por ejemplo, infraestructuras de carácter sanitario o educativo) (Santangelo 2020). Por tanto, en el proyecto RISKCOAST se ha abordado de manera íntegra el análisis de elementos expuestos teniendo en cuenta tanto la perspectiva física como la perspectiva social, combinación que no muchos estudios abordan específicamente. En el proyecto RISKCOAST, se han planteado una serie de indicadores para evaluar los niveles de exposición económica, infraestructural y social. Para ello se ha propuesto una nueva metodología para determinar lo que se ha denominado Índice de Elementos Expuestos (IEE). Los indicadores seleccionados representan los elementos/factores que influyen en la capacidad de la sociedad para hacer frente a los daños asociados con los desprendimientos de roca y recuperarse de ellos. La información necesaria para obtener estos indicadores se ha recopilado de diferentes bases de datos

5. HERRAMIENTAS BASADAS EN EL ESTUDIO INTEGRADO DE LA DINÁMICA FLUVIAL Y COSTERA

Se ha desarrollado e implementado una metodología para el desarrollo de herramientas de pronóstico de la dinámica hidrológica, fluvial y costera. Estas herramientas incorporan las predicciones de los escenarios de cambio climático publicadas por el proyecto EURO-CORDEX a partir de datos regionalizados de modelos de circulación global (MGC). Previamente, esta metodología ha sido validada con variables de clima marítimo, sobre las que se han obtenido simulaciones a futuro (*Lira-Loarca et al 2020*). En el proyecto RISKCOAST se propone la adaptación de dicha metodología a los agentes forzadores que condicionan el sistema hidrológico y fluvial (Figura 6).



Figura 3. Mapa de elementos expuestos a los desprendimientos rocosos en la Serra de Tramuntana (Mallorca).



Figura 4. Esquema metodológico para la simulación estocástica de series de precipitación en escenarios futuros a partir de la caracterización de eventos, la identificación de tendencias y la predicción del comportamiento hidrológico y erosivo de la zona de estudio.

El objetivo de la herramienta desarrollada se basa en la caracterización de la serie de eventos de precipitación a partir de su volumen asociado (*Pp, mm/día*), su duración (*D, días*) y el periodo entre calmas (δ , *días*). Serán estas tres variables sobre las que se apoye la simulación estocástica de series de precipitación a futuro.

En primer lugar, se definen los criterios mínimos sobre estas 3 variables (P_o , D_o , δ_o) que permiten identificar eventos estadísticamente independientes (*Restrepo-Posada and Eagleson 1982*) y cuyo volumen sea suficiente para considerar que se ha producido un evento de lluvia significativo (*Buishand 1977*). Estos criterios pueden variar espacialmente, por lo que se agrupan por regiones aquellas estaciones cercanas que presentan una definición de evento similar. Una vez agrupados los eventos/tormentas, se procede a caracterizar estocásticamente la precipitación y la dependencia de sus variables asociadas, siguiendo la metodología propuesta (*Lira-Loarca et al. 2020*) para variables del clima marítimo, que incluye

- La caracterización de la interdependencia de las variables que definen a los eventos (D, δ) , para lo que se hace uso de un modelo cópula (*Sklar* 1959), definiéndose estacionalmente y teniendo en cuenta así su variabilidad temporal ($D^{S}(t), \delta^{S}(t)$).
- La estimación de los parámetros de los modelos probabilísticos univariados no estacionarios $F_{Pp}^{S}(t)$, que permitirán caracterizar la variable volumen del evento $(Pp^{S}(t)))$ según el momento del año.
- La caracterización de la dependencia temporal multivariada de cada evento a partir de un modelo vectorial autorregresivo VAR(q), que asume una relación lineal entre las series de eventos de las distintas estaciones ($Pp^{S}(t), F_{Pp}^{S}(t)$) y sus valores posteriores (*Lütkepohl 2005*).

Finalmente, se procede a la generación de series de precipitación estadísticamente equivalentes a las analizadas. Para ello se utiliza la técnica de simulación de Monte Carlo. El proceso de simulación comienza con:

- 1. La generación de la pareja D^1 , δ^1 del primer evento de tormenta utilizando la cópula.
- 2. Conocida la duración del evento, se genera una serie de precipitación de duración D^1 apoyándose en la estructura del VAR y los modelos de probabilidad mixtos no estacionarios.
- 3. Se le añade el tiempo de calma δ^1 y se repite el proceso hasta que se alcance la fecha de fin de la simulación.

El proceso se repite para los diferentes grupos de estaciones seleccionadas. Generadas las series de precipitación a futuro a partir del registro histórico, se analizan las tendencias comparando con los resultados regionalizados del proyecto EURO-CORDEX. Estas tendencias, para cada uno de los escenarios climáticos futuros, permitirán obtener, a través del modelado hidrológico distribuido y de base física con el modelo WiMMed (*Herrero et al. 2010*), resultados sobre cambios en el comportamiento hidrológico, los flujos de agua y sedimento y su impacto en el sistema fluvial y costero. Se generará cartografía relacionada con el aumento del riesgo asociado por cambio climático que permitirá identificar zonas vulnerables y de actuación en situación de emergencia.

6. HERRAMIENTAS DE APOYO A SISTEMAS DE ALERTA TEMPRANA

Las herramientas de apoyo a los sistemas de alerta temprana para diferentes tipos de riesgo y modelos de costa de RISKCOAST tiene como finalidad adaptar herramientas existentes o desarrollar nuevas en caso de necesidad basadas en datos de teledetección (satelital/drones/o terrestre) para apoyar a sistemas de alerta temprana frente a diferentes tipos de riesgo y modelos de costa. El objetivo es proporcionar una solución integrada capaz de absorber datos provenientes de diferentes sensores y generar mapas que puedan ser utilizados como soporte a la prevención y alerta frente a riesgos geológicos. Así, se desarrollarán herramientas informáticas, cartográficas y matemáticas para el apoyo a sistemas de alerta temprana y a la gestión de catástrofes. Estas herramientas estarán basadas en diferentes técnicas innovadoras como la monitorización DInSAR satelital y terrestre, drones, o en simulaciones matemáticas basadas en análisis espectral (*Sarro et al. 2018, Luque-Espinar et al 2017, Crosetto et al 2016*). A continuación, se presentarán algunos de los resultados obtenidos hasta ahora en los sitios de estudio con técnicas de interferometría satelital.

Los resultados que se presentan se han desarrollado utilizando imágenes adquiridas por la pareja de satélites Sentinel-1 (A y B), procesadas en parte a través de la plataforma Geohazard Exploitation Platform (GEP) en parte con la cadena de procesado del CTTC (PSIG), dependiendo de la zona de estudio. Las mayores ventajas de los datos Sentinel-1 es que permiten cubrir áreas a escala regional cubren áreas grandes, de 250x250 km2, se adquieren imágenes cada 6 días, y son completamente gratuitos. Geohazard Exploitation Platform (GEP) es una plataforma web desarrollada por la Agencia Espacial Europea (ESA) que permite la explotación de datos satelitales de Observación de la Tierra (EO) para el análisis de peligros geológicos. GEP proporciona varias herramientas y servicios de procesado, incluida la interferometría de radar (InSAR), que es una técnica efectiva para monitorear procesos geológicos. En particular, en el proyecto RISKCOAST se ha utilizado el servicio Sentinel-1 CNR-IREA SBAS. Mientras que la cadena de procesado PSIG del CTTC permite más flexibilidad y control de todos los pasos del procesado (*Devanthery et al 2014*). En el proyecto, por ahora destacan los estudios que se han realizado tanto en las Islas Baleares como en la costa de Granada (Figura 7). En las que se han detectado zonas de interés para llevar a cabo análisis más exhaustivos (Figura 8).

Destaca el estudio llevado a cabo en la zona del embalse de Rules (Granada) en donde los resultados InSAR han permitido caracterizar y delimitar zonas de instabilidades de laderas, elemento crucial para evaluar preliminarmente los riesgos potenciales asociados a esta infraestructura. Para una mejor caracterización de los movimientos de ladera, que implican un elevado riesgo, se hicieron diferentes procesados locales para mejorar la densidad espacial de información. Gracias a la integración de los resultados InSAR con análisis geomorfológicas, se han podido delimitar 3 principales deslizamientos de tierra activos: Lorenzo, Viaducto de Reglas y deslizamientos de tierra de El Arrecife. Las series temporales de desplazamiento han permitido una caracterización de la actividad de los movimientos, con respecto a las lluvias y al nivel del embalse *(Reyes-Carmona et al. 2020)*.



Figura 5. a) Mapa de velocidades (cm/año) derivado por un procesado GEP ascendente. b) Mapa de velocidades (mm/año) derivado por un procesado PSIG ascendente en la Provincia de Granada (Andalucía, España).



Figura 6. a) Toma de datos por medio de GBSAR terrestre en La Herradura. b) Campaña de campo para analizar el desprendimiento rocoso de Salobreña.

7. PUESTA EN PRACTICA DE LAS HERRAMIENTAS: SIMULACRO DE EMERGENCIA

Las herramientas desarrolladas se testearán por medio de dos simulacros. Esto se hará a través de la realización de dos ejercicios en torno a una mesa en los que se tratará de considerar dos escenarios que permitan probar la aportación de los desarrollos del proyecto RISKCOAST en contextos fenomenológicos y organizacionales diversos: uno de ellos se llevará a cabo en la costa vasca francesa y el otro en la Sierra de Tramuntana en Mallorca.

La integración de las herramientas en los ejercicios implicará probar modelos o herramientas de software desarrolladas o mejoradas en el marco del proyecto, o bien utilizar datos suministrados de forma específica por sensores o por otras herramientas analizadas y desarrolladas en el marco de otras tareas. El ejercicio estrictamente gestionado por el proyecto no permitirá desplegar medios sobre el terreno, pero permitirá implicar a las autoridades locales implicadas en la gestión de la emergencia.

El objetivo es al mismo tiempo movilizar: a) los socios científicos del proyecto que tienen competencias locales al objeto de colocarlos en situación de apoyo científico para la gestión de los riesgos, y b) los profesionales de la gestión de los riesgos capaces de utilizar (directamente o mediante los investigadores) las herramientas puestas a disposición por el proyecto para extraer las enseñanzas relacionadas con su uso (Figura 9).

Para el caso de Mallorca se planteará un caso en el que se produzcan riesgos en cascada, en el que

principalmente intervengan los desprendimientos rocosos, por ser unos de los riesgos geológicos que más predominan en la isla. Para llevar a cabo estos simulacros se utilizarán además de los productos y herramientas elaborados en el proyecto RISKCOAST, aquellos trabajos que se han venido desarrollando por parte de algunos de los socios en esta zona de estudio (*Sarro et al. 2014, Mateos et al. 2016, Mateos et al. 2012*).

Al finalizar los ejercicios se llevará a cabo una evaluación, para obtener las respuestas relacionadas con el uso de las herramientas, con el objetivo de analizar el potencial de su contribución. Estas observaciones se consolidarán en una segunda fase, en las que se llevará un informe sobre las enseñanzas alcanzadas, que será la base para implementar y mejorar las herramientas desarrolladas con el objetivo de una mejor integración en los protocolo y actividades de los usuarios finales (Servicios de Emergencias y Administraciones Locales y Regionales)



Figura 7. Reunión del proyecto Interreg RISKCOAST, de la IV convocatoria SUDOE.

8. MEDIDAS DE REHABILITACIÓN Y PREVENTIVAS DE ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO

Por último, RISKCOAST pretende también diseñar medidas de rehabilitación más acordes con la naturaleza y perdurables en el tiempo, contribuyendo a un entorno más amable, natural y seguro, para el uso y disfrute de los ciudadanos y visitantes.

Así, en el proyecto se realizarán y elaborarán propuestas reales de medidas de rehabilitación adaptadas a los cambios climáticos, fundamentalmente de tipo naturales, tanto mitigadoras como rehabilitadoras. Con ellas se pretenderá mostrar un nuevo enfoque en el que se fomente el uso de medidas respetuosas con el medio ambiente y promover un cambio de mentalidad hacia medidas de rehabilitación y prevención de carácter natural, duraderas, menos costosas y más sostenibles.

El resultado final serán unos documentos donde se definan, diseñen y especifiquen las medidas concretas para cada uno de los riesgos analizados, teniendo en cuenta los diferentes escenarios climáticos considerados, y adaptadas a cada zona de estudio. En este sentido, se buscará establecer medidas paliativas, correctoras y adaptativas al cambio climático, desde una perspectiva integral de los riesgos y considerando el conjunto de la cuenca, una de las novedades más destacadas dentro del proyecto RISKCOAST. Para los diferentes escenarios climáticos, se diseñarán diferentes alternativas para facilitar la selección de la mejor opción tras realizar un análisis multicriterio. La realización de simulacros permitirá conocer la localización y magnitud de los potenciales daños que pueden causar eventos extremos. De esta forma, se pueden diseñar medidas de rehabilitación más eficaces y duraderas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha desarrollado en el marco del Proyecto RISKCOAST (Ref: SOE3/P4/E0868) financiado por el programa Interreg SUDOE (3rd call).

Los autores también quieren agradecer la colaboración y predisposición que han recibido de los socios asociados, a la hora de desarrollar y validar las herramientas y los productos del proyecto RISKCOAST. Estos serían:

- Dirección General de Protección Civil y Emergencias (España)
- Dirección General de Emergencias del Govern de les Illes Balears (España)
- Subdelegación del Gobierno de la Junta de Andalucía en Granada (España)
- Junta de Andalucía (España)
- Diputació de Barcelona (España)
- Ayuntamiento de Motril (España)
- Institut Cartografic i Geologic de Catalunya (España)
- Sistema de Explotación Béznar-Rules (España)
- Asociación Ecologista Buxus (España)
- Autoridade Nacional de Proteção Civil (Portugal)
- Área Metropolitana de Lisboa (Portugal)
- Direçao-Geral do Territorio (Portugal)
- Cámara Municipal de Setúbal (Portugal)
- Syndicat mixte du Bassin de Thau (Francia)

REFERENCIAS

- Barra, A.; Monserrat, O.; Solari, L.; Herrera, G.; Lopez, C.; Onori, R.; Reichenbach, P.; González-Alonso, E.; Mateos, R.M.; Bianchini, S.; et al. The safety project: Sentinel-1 for the management of geological risk. In Proceedings of the WIT Transactions on Engineering Sciences; 2018.
- Buishand, T.A. Dit proefschrift met stellingen van. 1977, 222.
- Crosetto, M., Monserrat, O., Cuevas-González, M., Devanthéry, N., & Crippa, B. (2016). Persistent scatterer interferometry: A review. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 115, 78-89.
- Devanthéry, N., Crosetto, M., Monserrat, O., Cuevas-González, M., & Crippa, B. (2014). An approach to persistent scatterer interferometry. Remote sensing, 6(7), 6662-6679.
- Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., Cascini, L., Leroi, E., & Savage, W. Z. (2008). Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land-use planning. In Engineering Geology (Vol. 102, Issues 3–4, p. 14). https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.03.022
- Fuchs, S.; Birkmann, J.; Glade, T. Vulnerability assessment in natural hazard and risk analysis: current approaches and future challenges. Nat Hazards 2012, 64, 1969–1975, doi:10.1007/s11069-012-0352-9.
- Herrero, J.; Aguilar, C.; Millares, A.; Egüen, M.; Carpintero, M.; Polo, M.; Losada, M. WiMMed. User Manual v1.1.; University of Granada, 2010;
- Instituto Geológico y Minero de España. (2016). BDMoves. http://info.igme.es/BD2DMoves/)
- Lira-Loarca, A.; Cobos, M.; Losada, M.Á.; Baquerizo, A. Storm characterization and simulation for damage evolution models of maritime structures. Coastal Engineering 2020, 156, 103620, doi:10.1016/j.coastaleng.2019.103620.
- Luque-Espinar, J.A.; Mateos, R.M.; García-Moreno, I.; Pardo-Igúzquiza, E.; Herrera, G. Spectral analysis of climate cycles to predict rainfall induced landslides in the western Mediterranean (Majorca, Spain). Nat Hazards 2017, 89, 985–1007, doi:10.1007/s11069-017-3003-3.
- Lütkepohl, H. New Introduction to Multiple Time Series Analysis; Springer-Verlag: Berlin Heidelberg, 2005; ISBN 978-3-540-40172-8.
- Mateos, R. M. (2006). Los movimientos de ladera en la Serra de Tramuntana (Mallorca): Caracterización geomecánica y análisis de peligrosidad. [PhD Thesis]. Universidad Complutense de Madrid.
- Mateos, R. M., García-Moreno, I., Reichenbach, P., Herrera, G., Sarro, R., Rius, J., Aguiló, R., & Fiorucci, F. (2016). Calibration and validation of rockfall modelling at regional scale: Application along a roadway in Mallorca (Spain) and organization of its management. Landslides, 13(4), 751–763. https://doi.org/10.1007/s10346-015-0602-5
- Mateos, R.M.; García-Moreno, I.; Azañón, J.M. Freeze-thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: the case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain). Landslides 2012, 9, 417–432, doi:10.1007/s10346-011-0290-8.
- Mateos, R.M.; García-Moreno, I.; Reichenbach, P.; Herrera, G.; Sarro, R.; Rius, J.; Aguiló, R.; Fiorucci, F. Calibration and validation of rockfall modelling at regional scale: application along a roadway in Mallorca (Spain) and organization of its management. Landslides 2016, 13, 751–763, doi:10.1007/s10346-015-0602-5.
- Murray Mas, I.; Yrigoy Cadena, I.; Blázquez-Salom, M. The role of crises in the production, destruction

and restructuring of tourist spaces. The case of the Balearic Islands. INTURI 2017, doi:10.14198/INTURI2017.13.01.

- Pellicani, R.; Van Westen, C.J.; Spilotro, G. Assessing landslide exposure in areas with limited landslide information. Landslides 2014, 11, 463–480, doi:10.1007/s10346-013-0386-4.
- Ramis Coll, M.Á. Análisis socio-espacial de la estacionalidad turística en Mallorca. 2018.
- Restrepo-Posada, P.J.; Eagleson, P.S. Identification of independent rainstorms. Journal of Hydrology 1982, 55, 303–319, doi:10.1016/0022-1694(82)90136-6.
- Reyes-Carmona, C.; Barra, A.; Galve, J.; Monserrat, O.; Pérez-Peña, J.; Mateos, R.; Notti, D.; Ruano, P.; Millares, A.; López-Vinielles, J.; et al. Sentinel-1 DInSAR for Monitoring Active Landslides in Critical Infrastructures: The Case of the Rules Reservoir (Southern Spain). Remote Sensing 2020, 12, 809, doi:10.3390/rs12050809.
- Riera Font, A.; Ripoll Penalva, A.M.; Juaneda Sampol, C.N. Efficiency and Seasonality in the Balearic Hospitality Industry/Eficiencia y estacionalidad en la industria hotelera balear. Estudios de Economia Aplicada 2011, 29, 845–862.
- Riskcoast Project. (2021). http://www.riskcoast.eu/
- Rossi, M., & Reichenbach, P. (2016). LAND-SE: A software for statistically based landslide susceptibility zonation, version 1.0. Geoscientific Model Development, 9(10), 3533–3543. https://doi.org/10.5194/gmd-9-3533-2016
- Santangelo, M.; Marchesini, I.; Bucci, F.; Cardinali, M.; Cavalli, M.; Crema, S.; Marchi, L.; Alvioli, M.; Guzzetti, F. Exposure to landslides in rural areas in Central Italy. Journal of Maps 2020, 0, 1–9, doi:10.1080/17445647.2020.1746699.
- Sarro, R., Mateos, R. M., García-Moreno, I., Herrera, G., Reichenbach, P., Laín, L., & Paredes, C. (2014). The Son Poc rockfall (Mallorca, Spain) on the 6th of March 2013: 3D simulation. Landslides, 11(3), 493–503. https://doi.org/10.1007/s10346-014-0487-8
- Sarro, R.; Mateos, R.M.; García-Moreno, I.; Herrera, G.; Reichenbach, P.; Laín, L.; Paredes, C. The Son Poc rockfall (Mallorca, Spain) on the 6th of March 2013: 3D simulation; 2014; Vol. 11;.
- Sarro, R.; Mateos, R.M.; Reichenbach, P.; Aguilera, H.; Riquelme, A.; Hernández-Gutiérrez, L.E.; Martín, A.; Barra, A.; Solari, L.; Monserrat, O.; et al. Geotechnics for rockfall assessment in the volcanic island of Gran Canaria (Canary Islands, Spain). Journal of Maps 2020, 16, 605–613, doi:10.1080/17445647.2020.1806125.
- Sarro, R.; Riquelme, A.; García-Davalillo, J.C.; Mateos, R.M.; Tomás, R.; Pastor, J.L.; Cano, M.; Herrera, G. Rockfall simulation based on UAV photogrammetry data obtained during an emergency declaration: Application at a cultural heritage site; 2018;
- Sklar, A. Fonctions de Répartition à n Dimensions et Leurs Marges. 1959, Publications de l'Institut Statistique de l'Université de Paris, 229-231.
- Zêzere, J. L. (2002). Landslide susceptibility assessment considering landslide typology. A case study in the area north of Lisbon (Portugal). Natural Hazards and Earth System Science, 2(1/2), 73–82.

ACTUALIZACIÓN DEL INVENTARIO DE TALUDES DE LA RED DE EUSKAL TRENBIDE SAREA (ETS)

Ion MARTÍNEZ SAN MARTÍN¹, Pablo JUSRISTI LARREA² y Sara GOROSTIZA SAN PEDRO³

⁽¹⁾ TYPSA S.A. Delegación territorial de Euskadi Departamento de Geotecnia Responsable de departamento imartinez@typsa.es

^{(2), (3)} TYPSA S.A. Delegación territorial de Euskadi Departamento de Geotecnia pjuaristi@typsa.es; sgorostiza@typsa.es

RESUMEN

En el presente artículo se describen de forma resumida los trabajos de actualización del inventario, determinación del estado y redacción de estudios exhaustivos de todos los taludes adscritos a la Red de ETS (160 Km). Desde el desarrollo de una nueva metodología para la determinación cuantitativa del estado de un desmonte a partir de una ficha de inspección, hasta el desarrollo de los criterios que obligan a la redacción de estudios exhaustivos en los desmontes, donde el alcance de los trabajos es mucho más amplio. Toda la información generada, así como la gestión, visualización y tratamiento de datos pivota sobre una plataforma web, basada en un GIS y una base documental georreferenciada, donde también se pone el foco en el presente artículo.

1. INTRODUCCIÓN

Básicamente este criterio aglutina y analiza todas las incidencias registras en el talud desde su excavación, es decir, desde la fase de obra. Lo que se trata es de intentar establecer el tipo de inestabilidades registradas, su magnitud y frecuencia para intentar establecer de manera directa la probabilidad de ocurrencia de un evento de una magnitud dada.

Esta técnica es un punto de partida básico y esencial para todos los estudios. Sin embargo, una deficiencia común es que este conocimiento a menudo está mal documentado y es difícil de clasificar y evaluar. Las actuaciones previas en el talud o taludes próximos son de vital importancia a la hora de ponderar este valor.

Desde octubre del 2019 TYPSA S.A, desempeña una serie de trabajos relacionados con la gestión de taludes asociados a la plataforma ferroviaria de la red de ETS. Estas labores se circunscriben dentro de un contrato dirigido por ETS con el nombre de "Actualización del inventario de taludes de la red de ETS". La filosofía general de los trabajos abarca la vida útil de los taludes en la fase de conservación y explotación. Esta actividad a su vez se divide en varias actividades principales:

1. **Inventario de taludes.** Dentro de esta actividad la primera tarea es revisar toda la documentación existente.

En este caso se diseñan una serie de fichas de inventario adaptadas a las necesidades ferroviarias. En ellas se inspeccionan aspectos como el entorno geológico, condicionantes geotécnicos, inestabilidades, patologías, presencia de agua, etc. Se incluyen listados con revisiones de patologías en elementos de contención o sostenimiento que puedan a afectar al talud. Se revisa el entorno para integrar el talud y su riesgo respecto a las posibles afecciones con otros elementos (carreteras, viviendas, instalaciones, etc.).

Se establece un análisis cuantitativo de todos estos aspectos, donde resulta un "estado del talud" inventariado. Adicionalmente se incluye la opción de incluir un criterio subjetivo denominado "criterio experto" para establecer este estado del talud y determinar la necesidad de ampliar el conocimiento de este mediante un estudio exhaustivo. También se describe el estado de la plataforma, los elementos de drenaje, etc. como criterios adicionales.

- 2. Fichas de control exhaustivo. Una vez realizado el inventario y clasificación del "estado" de todos los taludes asociados a la red ferroviaria, se obtienen una serie de taludes más sensibles donde se hace necesaria la redacción de una ficha de control exhaustivo cuyo alcance es similar al de un informe geotécnico, donde se establecen modelos geomecánicos, cálculos, recomendaciones y su justificación, valoración económica, etc.
- 3. **Trabajos de campo y auscultación.** Este último bloque incluye la realización de campañas geotécnicas de campo en aquellos taludes con elevada incertidumbre o especialmente sensibles que sirve a su vez para redactar y completar las fichas de control exhaustivo mencionadas. Se aprovechan estas campañas para implementar inclinometría y hacer un seguimiento de esta.
- 4. Propuesta de elaboración de **fichas para personal no experto**. Por último, en el alcance de los trabajos también se incluye una propuesta de ficha simplificada para facilitar el seguimiento de los taludes al personal no experto incluido en las brigadas de mantenimiento, para que de esta manera, ETS pueda llevar un seguimiento de la evolución de los taludes.

Para concluir, el resultado de todos estos trabajos se gestiona a través de una herramienta web a modo de plataforma GIS, donde se almacena e interrelaciona georreferenciada, toda la documentación generada, las gráficas resultantes de la auscultación operativa, etc. La parte GIS de la herramienta permite a su vez cargar diferentes herramientas que ayudan en la gestión (cartografía geológica, parcelarios, LIDAR, etc.).

2. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS

2.1. Fichas de Inventario. Determinación del estado de un talud

El objetivo final de estas fichas es **determinar el estado de un talud** incluyendo un análisis de sus características y elementos que contiene, así como el estado de conservación de estos. En base a una serie de puntuaciones y criterios de análisis se determina el estado de un talud y **si es necesario realizar un estudio exhaustivo** de este. Las fichas de inventario se desglosan en 4 bloques diferenciados:

- Identificación del talud.
- Descripción del talud
- Documentación existente
- Inspección visual y reconocimiento de campo
- Instrumentación geotécnica
- Criterio experto. Criterio subjetivo de evaluación
- Necesidad de estudio exhaustivo
- Recomendaciones generales.

2.1.1. Identificación del talud

En este apartado se ubica en el espacio el desmonte, indicando aspectos como:

- Línea a la que pertenece.
- Término municipal
- Pk de inicio y final.
- La tipología de riesgo
- La fecha de la inspección
- El tipo de vía

La idea es dar trazabilidad al talud y permitir ubicarlo fácilmente en el espacio y el tiempo. Se incluye a continuación en la tabla 1, una captura de la estructura de este punto dentro de las fichas de inventario:

| 1 IDENTIFICACIÓN/LOCALI | INSPECCIÓN Nº: 1 | | | | |
|-------------------------|--|-------------|-----------|--|--|
| LÍNEA | TÉRMINO MUNICIPAL | P.K. INICIO | P.K. FIN | TIPOLOGÍA DE RIESGO | |
| Bilbao - Donostia | Zarautz | 82+599.00 | 82+710.00 | Fallo de sostenimiento,Fallo en estructuras de contención,Caidas de bloques | |
| FECHA DE INSPECCIÓN: 05 | CHA DE INSPECCIÓN: 05/08/2020 VÍA: ÚNICA. Izquierda y derecha según avances de PKs en dirección Donostia | | | Talud sobre vía | |

Tabla 1 Estructura de la identificación del talud dentro de las fichas de inventario

2.1.2. Descripción del talud

En este apartado se incluye una descripción de las características principales del talud y los elementos que contiene. Se incluye una descripción general que abarca aspectos como:

- La altura
- Geometría
- Orientación
- Litología
- Distancia a vía (pie/cabeza talud-carril)
- La existencia de cuenta de guarda

En este apartado también se numeran los elementos que contiene, **distinguiendo entre los** elementos que colaboran con el sostenimiento de los que no. El criterio es poder ponderar aquellos elementos que realmente pueden afectar a la estabilidad del talud en caso de fallo. Entre estos los más habituales son:

- Muros de hormigón o mampostería.
- Escolleras
- Mallas (tipología variada)
- Gunita y bulones
- Muros anclados
- Distintos tipos de drenaje
- Otros

Por otro lado, se distinguen aquellos elementos que no colaboran con el sostenimiento del talud de forma activa como son:

- Muros de protección contra chineo
- Muros guardabalasto
- Pantallas estáticas.
- Otros

La idea de esta distinción es evaluar en la determinación del estado del talud, aquellos elementos que realmente colaboran con la estabilidad y con ello evitar posibles desvirtuaciones de las puntuaciones por análisis de elementos poco relevantes.

También se incluye en este punto fotografías y croquis generales del talud, con los elementos más destacados, así como los datos estructurales del macizo rocoso obtenidos en la inspección. Se incluye a continuación en la figura 1, una captura de la estructura de este apartado:

| GENERAL | | FOTOGRAFÍA GENERAL |
|---|---------------------------------------|--|
| Altura (m) | 5-10m | |
| Geometría (xH:xV) | 1H:3V | |
| Orientación | N85E / N85E | |
| Litología | Areniscas calcáreas y margas. | |
| Distancia a vía (pie/cabeza talud-carril) | <1m | |
| Cuneta de guarda | Sin definir | |
| ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO O CONTENCIÓN | | |
| Elementos colaboran con el sostenimiento | | Muro hormigón armado |
| Elementos asociados. No colaboran con el sostenimiento | | |
| CROQUIS DEL TALUD | | |
| | BL-DO- 52-524 BHOODER T, HORES, | BLOSS BLOSS HINGECOLINA BLOSS HINGECOLINA BLOSS HINGECOLINA BLOSS HINGECOLINA BLOSS HINGECOLINA BLOSS HINGECOLINA BLOSS HINGECOLINA BLOSS HINGECOLINA BLOSS HINGECOLINA HINGECOLINA BLOSS HINGECOLINA HINGEC |

| ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO | | | | | | |
|------------------------------|-------|-------------|------------|--|--|--|
| Ubicación | Plano | Orientación | Buzamiento | | | |
| 82+630-DERECHO | 50 | 176 | 32 | | | |
| | 50 | 190 | 20 | | | |
| | J2 | 100 | 86 | | | |
| | J3 | 60 | 70 | | | |
| | J1 | 270 | 85 | | | |
| | J2 | 334 | 70 | | | |
| | J4 | 10 | 65 | | | |
| | J1 | 280 | 86 | | | |
| | J3 | 218 | 82 | | | |
| 82+640-IZQUIERDO | 50 | 190 | 50 | | | |

Figura 1. Ejemplo de la descripción de un talud dentro de las fichas de inventario

2.1.3. Documentación existente

Dentro de las fichas de inventario se incluye un resumen de los documentos de consulta existentes relacionados con el talud en cuestión. También se incluyen fotografías, si las hay, de esta documentación previa. La idea es conocer que información previa existe para contrastar en las inspecciones. Se incluye a continuación en la figura 2, una captura de la estructura de este punto dentro de las fichas de inventario:



Figura 2. Ejemplo de la gestión de la documentación existente dentro de las fichas de inventario

2.1.4. Inspección visual y reconocimiento de campo

En este apartado es donde se empieza a evaluar el estado del desmonte, así como de los elementos que este contiene. En este punto se establecen para cada criterio a observar una serie de parámetros en los que fijarse y se establecen una serie de puntuaciones en base a su desarrollo y estado. Como criterio general las puntuaciones que se asignan a cada parámetro a observar se determinan en base a los criterios resumidos en la tabla 2:

| Descripción | Puntuación |
|--|------------|
| Nula / inexistente | 0 |
| Baja (5-15%)* / Ocasionales | 1 |
| Moderada (15-30%)* / Frecuentes | 2 |
| Significativas (30-50%)* / Abundantes | 3 |
| Importantes (50-70%)* / Bastantes abundantes | 4 |
| Severo (>70%) estado crítico | 5 |

Tabla 2. Criterios de puntuación de los diferentes aspectos a inspeccionar en base a su representatividad

Estas puntuaciones implican el desarrollo sobre el talud analizado de cualquier criterio y aspecto analizado. Por ejemplo, si en un talud gunitado, en torno al 40% de la superficie presenta grietas, se asigna un valor de 3. Esto se hace con todos los factores de observación. Una vez analizado un capítulo (por ejemplo "estado del sostenimiento") se suman todas las puntuaciones asignadas y se relacionan con el máximo posible para dar un valor cuantitativo del criterio analizado. A la hora de evaluar el estado de un talud, nos basamos en las puntuaciones obtenidas aplicando el criterio anterior centrada en los siguientes aspectos del talud:

-

- El estado del desmonte.
- El estado de las estructuras de sostenimiento o refuerzos existentes.
- El estado de la vía
- Posibles cambios en factores ajenos al talud (factores externos)

2.1.4.1. Estado del desmonte

Estado del desmonte. En este capítulo se evalúa de alguna manera los riesgos geológicos, centrándose en campos como:

- La presencia de bloques y su peligrosidad (posibilidad de alcanzar la vía o no).
- El estado de la estructura del macizo rocoso (juntas abiertas, estructura desfavorable, etc.)
- La existencia de grietas y deformaciones en la cara y coronación del talud.
- La presencia de cicatrices de caídas recientes.
- Fenómenos de erosión y carcavamiento
- Presencia de agua
- Vegetación con opción de afectar a la vía en caso de caída.
- Fenómenos de erosión diferencial.
- Otros. Se deja un campo (o varios) abierto para evaluar cualquier factor diferente a los predeterminados.

Es decir, se puntúa en base a los criterios mencionados anteriormente los fenómenos que se observen en el talud y se le da un valor en base a su afección y representatividad. Es decir, si por ejemplo se observa en gran parte del talud bloques acumulados en el pie, se le asigna a este parámetro un valor de 3 o 4. Si, por el contrario, por ejemplo, no se observa este fenómeno, simplemente NO se le asigna ninguna puntuación. Si estamos en taludes en calizas masivas, el criterio de erosión diferencial simplemente no se evalúa porque no puede llegar a desarrollarse.

Con esta metodología, se obtiene por tanto **una puntuación sobre un máximo posible** que varía de un talud a otro en función de los fenómenos observados. Así mismo, para cada criterio de evaluación se le asigna un peso específico en función de sus consecuencias. Así, por ejemplo, para la presencia de zonas de humedad, se establece que la puntuación original tenga un factor de corrección de 0,5 de la puntuación asignada, mientras que la presencia de bloques con opción de alcanzar la vía tenga un factor de corrección de 1 de la puntuación asignada.

De esta forma, se obtienen una puntuación corregida por diferentes ponderaciones de la importancia de cada criterio analizado, obteniendo una **puntuación corregida** total sobre una máxima puntuación posible, que difiere de un talud a otro en base a los fenómenos evaluados en cada caso.

Finalmente, esa puntuación corregida sobre el total posible supone un porcentaje %, que es lo que en última instancia se aplica en la **clasificación del estado del talud** que se expondrá más adelante.

En este apartado también se incluyen fotografías relacionadas con el criterio analizado, así como una descripción detallada de todos los pormenores relacionados con este punto. Para una mejor comprensión se incluye a continuación en la tabla 3, una captura de la estructura de este punto dentro de las fichas de inventario:

| 4.1 ESTADO DEL DESMONTE | Punt. | Peso | Punt. | Descrinción | Fotografías |
|---|-------|------|--------|--|--|
| THE ESTRES DEL DESMONTE | - unc | esp. | correg | Vesciption | i ocogranas |
| | | % | 1 | | |
| Bloques de roca sueltos o material en la cara del talud sin riesgo de alcanzar la vía. | | 75 | | Trinchera subvertical en 1H:3H de 3 a 6 m de altura para el emboquille | |
| Bloques de roca sueltos o material en la cara del talud con riesgo de alcanzar la vía. | 3 | 100 | 3 | este del túnel Meagas en areniscas calcáreas y margas ambas en pasadas centimétricas (5-8 cm de grosor) en GM IV. Talud derecho con | |
| Bloques de roca sueltos o material acumulado en cuneta de pie. | 4 | 75 | 3 | vuelco y talud izquierdo con rotura planar. Talud con abundante humedad generalizada, con roca más alterada en talud derecho | |
| Juntas abiertas o planos de estratificación descalzados o volcados. | | 100 | - | Inicio de ambos taludes de 4 m de altura con muros de mamposterías de | |
| Grietas en la cara del talud. | | 100 | | z m de altura y cunetas de drenaje de normigon, la de la izquierda con | |
| Grietas en la coronación del talud. | | 100 | | agua, iota y desplazada. | |
| Deformaciones en la cara del talud. | | 100 | | PK 82+615 talud derecho: muro de mampostería hasta 4 m de altura con | and the second sec |
| Cicatrices de caídas recientes. | 3 | 100 | 3 | bajante de agua en trasdós. | |
| Fenómenos de erosión o acarcavamientos. | | 75 | - | | |
| Zonas de humedad o fluencias de agua. | 4 | 50 | 2 | PK 82+630 talud derecho Punto de Lectura: S0 176/32, J1 270/85, J2 | |
| Vegetación intensa. | | 100 | - | 334/70. Se generan bioques planares decimetricos. | |
| Erosión diferencial. | | 75 | | PK 82+640 talud derecho con muro de mampostería abombado v | |
| | | | | pandeado, muy húmedo. | THE AND THE PROPERTY OF |
| | | | | | |
| | | | | PK 82+670 talud derecho con GM-IV-V. | |
| | | | | PK 82+680 talud derecho en GM V v talud derecho en GM IILIV con | |
| PUNTUACIÓN (P) TOTAL | 14 | | 11 | vegetación intensa | |
| PUNTUACIÓN MÁXIMA POSIBLE | 20 | 1 | 16 25 | | |

Tabla 3. Ejemplo de análisis y puntuaciones referidas al apartado estado del desmonte donde se observan los riesgos geológicos asociados al talud.

2.1.4.2. Estado de las estructuras de sostenimiento o refuerzos existentes

En este capítulo se sigue la misma metodología de puntuaciones que la expuesta en el apartado anterior pero referida a los elementos definidos como que colaboran con el sostenimiento. En este caso se analiza sólo aquellos criterios que afecten a dicho elemento. Las ponderaciones y correcciones de las puntuaciones asignadas son específicas de este apartado. En la tabla 4, se muestran todos los criterios de evaluación en los que se centra esta parte de la inspección:

| Muro de hormigón/mampostería (indicar si contención o sostenimiento): grietas y deformaciones o pérdida de mampuestos. |
|--|
| Muro de hormigón/mampostería (indicar si contención o sostenimiento): degradación del hormigón/armaduras. |
| Muro de hormigón/mampostería (indicar si contención o sostenimiento): descalces. |
| Muro de hormigón/mampostería (indicar si contención o sostenimiento): oclusión de los elementos de drenaje. |
| Humedades, goteos o precipitaciones de sales en juntas de hormigonado. |
| Escollera (indicar si contención o sostenimiento): deformaciones de la cara vista. |
| Escollera (indicar si contención o sostenimiento): oclusión de los elementos de drenaje. |
| Muro verde: deformaciones. |
| Gunita: Grietas y desconches. |
| Malla de triple torsión/malla de cable: zonas deterioradas. |
| Anclajes con patologías evidentes. |
| Anclajes con síntomas de sobrecarga o arrancados. |
| Anclajes con dado descalzado. |
| Bajante: grietas o roturas leves. |
| Bajante: roturas graves o colmataciones que impiden su funcionalidad. |
| Drenajes profundos (caños y/o drenes californianos): roturas graves u obstrucciones que impiden su funcionalidad. |
| Otros Describir |

Tabla 4. Criterios de evaluación de las estructuras asociadas a taludes

Pero como se ha comentado, en la ficha sólo aparecen aquellos aspectos que realmente se observan en el talud. Es decir, si en un talud no hay escolleras, en la ficha no aparecerá esta opción. Por el contrario, si un talud presenta varios tipos de elementos de contención, habrá tantos análisis como elementos definidos. Por ejemplo, la malla de triple torsión tendrá su evaluación particular, el muro de hormigón la suya y así sucesivamente.

Finalmente, con las correcciones por importancia de cada criterio, se obtiene una **puntuación** sobre un máximo posible que varía para cada talud en base a sus características. Con ello al igual que en el caso anterior, se obtiene, con la suma de todos los elementos analizados, un % total de todos los elementos, así como % parciales de cada elemento de sostenimiento analizado. En este punto también se incluye una descripción detallada de cada elemento de sostenimiento con sus características principales y fotografías.

A modo de ejemplo se incluye a continuación en la figura 3, un extracto de una ficha de inventario con la evaluación del estado del sostenimiento de muro de hormigón armado y mallas de triple torsión:

| 4.2 ESTADO DE ESTRUCTURAS DE Sostenimiento o refuerzos existentes | Punt. | Peso esp. | Punt. correg | Descripción | Fotografías |
|--|--|--------------|-----------------|---|-------------|
| 4.2.1. Muro hormigón armado | OD EFFURCTURAS DE IO REFUERZOS EXISTENTES Punt. esp. 6 Correg Descripción Fotografías ro hormigón armado 5 100 3 Incicio de ambos faludes de 4 m de altura con muros de mamposterias de amposteria (indicar si contención 4/1 100 4 Incicio de ambos faludes de 4 m de altura con muros de mamposterias de ade altura y cuentas de drenaje de hormigón, la de la izquierda con agua, nota y desplazada. Muro muro húmedo y alterado. Image: Contención 100 FX 82+615 talud derecho: muro de mamposteria hasta 4 m de altura con agua, nota y desplazada. Muro muro húmedo y alterado. Image: Contención 100 Image: Contención 100 <td< th=""></td<> | | | | |
| Bajante: grietas o roturas leves. Muro de hormigón/mampostería (indicar si contención | 3 | 100 100 | 3 | Inicio de ambos taludes de 4 m de altura con muros de mamposterías de | |
| o sostenimiento): grietas y deformaciones o pérdida de mampuestos. | | 10223 | | 2 m de altura y cunetas de drenaje de hormigón, la de la izquierda con agua, rota y desplazada. Muro muy húmedo y alterado. | |
| | | | | PK 82+615 talud derecho: muro de mampostería hasta 4 m de altura con bajante de agua en trasdós. Muro muy húmedo y alterado. | |
| | | | | | |
| | - | | | | |
| PUNTUACIÓN (P) TOTAL | 7 | | 7 | | |

| 4.2.2. Malla de triple torsión | | | |
|---|-------------|--|---|
| Malia de triple torsión/malia de cable: zonas deterioradas. | 3 100 3 | A partir del 49+450 malla de triple torsión con bloques de tamaño decimétrico acumulado. | |
| PUNTUACIÓN (P) TOTAL | 3 3 | | Malla triple torsión con material acumulado |
| PUNTUACIÓN MAXIMA POSIBLE | 5 | | |

Figura 3. Ejemplo de la metodología para obtener puntuaciones respecto a los elementos de sostenimiento y su estado

2.1.4.3. Análisis del estado de la vía

En este punto nos fijamos en cualquier anomalía que pudiera afectar a la plataforma. Los aspectos en los que ponemos especial atención están:

- Fisuras
- Deformaciones
- Estado de las cunetas
- Otros

En este caso esta información se recoge como inventario, pero **no se evalúan ni puntúan los criterios analizados** puesto que estos no afectan al estado del desmonte. Se trata de información interesante que conviene tenerla inventariada pero no es relevante para determinar el estado del talud, salvo casos extremos. En estos casos existen otros mecanismos, dentro de la ficha de inventario, para poder evaluarlos, pero son muy infrecuentes. Se incluyen también descripción de los puntos más relevantes y fotografías relacionadas (figura 4).

| 1 | , , | |
|---|---|-------------|
| 4.3 ESTADO DE LA VÍA | Descripción | Fotografías |
| Fisuras o grietas en la proximidad de la vía. | | |
| Indicios de encharcamientos. | | |
| Deformaciones/hundimientos en la vía poco significativas. | | |
| Deformaciones/hundimientos en la vía de orden cm-dm. | Vía en buen estado. | |
| Deformaciones/hundimientos en la vía de orden dm-m. | Talud izquierdo con cuneta de drenaje de hormigón, fracturada y desplazada en abundantes puntos, seca y colmatada de balastro. | |
| Tramos indicios de bateos sucesivos. | Talud derecho con cuneta de drenaje natural de 1 m de ancho y 50 cm | |
| Cuneta de drenaje: grietas o deformaciones leves en el revestimiento. | de profundidad con abundante caudal y varias presas generadas por los bloques desprendidos del talud. | |
| Cuneta de drenaje: deformaciones importantes o roturas que impiden su buen funcionamiento. | | |
| Cuneta de drenaje colmatada. | | |
| Otros | 1 | |

Figura 4. Enfoque del tratamiento para el estado de la vía dentro de las fichas de inventario

2.1.4.4. <u>Cambios en factores ajenos (factores externos)</u>

En este apartado se analiza cualquier aspecto ajeno al talud que pudiera afectar a su estabilidad. En este caso nos fijamos en apartados como:

- Cambios de usos en terrenos
- Excavaciones o acondicionamientos en las inmediaciones del talud o ladera.
- Nuevas infraestructuras que pudieran condicionar el talud
- Talas y desbroces sobre el talud. Etc.

Al igual que en los aparatados anteriores en estos casos se asignan puntuaciones y correcciones siguiendo la misma metodología expuesta anteriormente.

Se muestra a continuación un ejemplo de cómo se incluye este aparado dentro de la ficha de inventario. Como en los otros apartados, se incluyen descripciones y fotografías y se obtienen puntuaciones sobre máximo posible que implica un % que varía en cada talud y que a la postre sirve para determinar el estado del desmonte (figura 5).

| 4.4 CAMBIOS EN FACTORES AJENOS A LA INESTABILIDAD (FACTORES EXTERNOS) | Puntuación | Descripción | as on los polvorines lera en la zona del pk | |
|--|------------|---|--|--|
| Cambios en el uso de los terrenos que afectan a la ladera. | | | | |
| Excavaciones o acondicionamiento del terreno que afecten a la ladera. | 3 | | | |
| Construcción de una nueva infraestructura o edificación. | 725 | Cambios en excavaciones cercanas relacionadas con los polvorines de la empresa Maxam. Árboles caldos en la ladera en la zona del pk 9+200 | | |
| Talas o desbroces de entidad. | 12 | | | |
| PUNTUACIÓN (P) TOTAL | 3 | | | |
| PUNTUACIÓN MÁXIMA POSIBLE | 5 | | | |

Figura 5. Ejemplo del análisis de los factores externos en la ficha de inventario de un talud.

Con el análisis y puntuación de estos 4 factores dentro del punto de inspección visual y

reconocimiento de campo se obtienen una puntuaciones y porcentajes (%) parciales (para cada apartado) y totales con las que se clasifica el estado de un talud.

En concreto se establecen 4 categorías para clasificar el estado de un desmonte vinculadas a 4 rangos de porcentaje en las puntuaciones totales obtenidas, según se resume en la tabla 5:

| NIVEL DE ACEP | TACIÓN DEL TALUD |
|--|---|
| SI PUNTUACIÓN (P) < 25% DEL MÁXIMO POSIBLE | ESTADO BUENO. Sin problemas aparentes |
| 25% < (P) < 50% DEL MÁXIMO POSIBLE | ESTADO ADMISIBLE. Sin problemas a medio o largo plazo |
| 50% < (P) < 75% DEL MÁXIMO POSIBLE | ESTADO DE DETERIORO. Problemas a medio o largo plazo |
| SI PUNTUACIÓN (P) > 75% DEL MÁXIMO POSIBLE | ESTADO NO APTO. Problemas a corto o medio plazo |

Tabla 5. Clasificación del estado de un talud en base a las puntuaciones totales obtenidas a partir de la inspección visual y reconocimiento de campo

Se muestra a continuación un resumen de un ejemplo real de determinación del estado de un talud en base a esta clasificación (tabla 6):

| 4 INSPECCIÓN VISUAL DE CAMPO. PUNTUACIÓN CORREGIDA (P) | 18 | | 26.25 |
|--|----|-------|-------|
| 4.1 ESTADO DEL DESMONTE | 11 | DE | 16.25 |
| 4.2.1 ESTADO ESTRUCTURAS/SOSTENIMIENTO. Muro hormigón armado | 7 | DE | 10 |
| 4.4 CAMBIOS EN FACTORES EXTERNOS | 0 | | 0 |
| NIVEL DE ACEPTACIÓN | | DETEI | RIORO |

Tabla 6. Ejemplo de determinación de estado (nivel de aceptación) de un talud a partir de la inspección visual campo

2.1.5. Instrumentación geotécnica

En este campo se recoge toda la información referida a cualquier dispositivo de auscultación que pudiera estar operativo en el talud. Se incluyen aspectos generales. A continuación, en la figura 6, se incluye los puntos de los que se compone este punto:

Instrumentación geotécnica

| Nomenclatura | Р.К. | ETRS89 | Fecha instalación | Valor máximo | Velocidad | Estado 🌣 | |
|-----------------------------------|-----------|--------|----------------------|-----------------|-----------|-----------|---|
| Inclinómetro INC-S-LU-SO- 4.09 | 5+000.000 | | 20/01/2021 | | | Operativo | â |
| Inclinómetro INC-S-LU-SO- 5.05 | 5+050.000 | | 20/01/2021 | | | Operativo | â |
| 2 | | | | | | | |

Figura 6. Resumen de la auscultación operativa en un talud

2.1.6. Criterio experto. Criterio subjetivo de evaluación

Este apartado se incluye como **elemento adicional a las puntuaciones** y criterios descritos anteriormente. La filosofía de este apartado es poder englobar dentro del talud aspectos o criterios que no son sencillos de estandarizar.

La idea es que independientemente de lo que resulte de las puntuaciones, si se incluye un criterio subjetivo que justifique un estudio exhaustivo independientemente del estado del talud, se puede recoger en este capítulo.

Se muestra a continuación, en la tabla 7, un ejemplo donde a partir de un criterio subjetivo basado en aspectos geológicos recomienda la redacción de un estudio exhaustivo. En este campo se puede incluir cualquier tipo de criterio, es un campo libre que pretende plasmar experiencias o información no recogida en los puntos anteriores.

| 6 CRITERIO EXPERTO. CRITERIO SUBJETIVO DE EVALUACIÓN | NECESIDAD DE Estudio Exhaustivo | OBSERVACIONES |
|--|---------------------------------------|--|
| Geológico Talud subvertical en margas y areniscas intercaladas favoreciendo una erosión diferencial, generando estratos descalzados, chineos y bloques decimétricos. Abundante agua fluyendo de forma generalizada a lo largo del tramo y muros de sostenimiento combados. | SI | La inclinación del talud y las abundantes estabilidades generadas junto con la abundante fluencia del agua elevan el riesgo de caída de material a vía y fallos en las estructuras de sostenimiento. |

Tabla 7. Ejemplo de criterio experto para justificar necesidad de estudio exhaustivo independientemente del valor cuantitativo obtenido

2.1.7. Necesidad de estudio exhaustivo

Con toda la información recopilada y procesada hasta este apartado, se ha obtenido:

- Toda la información respecto a la ubicación y características del talud.

- Inventario y Evaluación cuantitativa de riesgos geológicos asociados.
- Inventario y Evaluación cuantitativa del estado de los elementos de sostenimiento.
- Determinación del estado de la plataforma o vía.
- Evaluación cuantitativa de los factores externos que pudieran afectar al talud.
- Clasificación del estado del desmonte en base a las evaluaciones cuantitativas anteriores.
- Inventario de los dispositivos de auscultación.
- Aplicación de criterios subjetivos de evaluación.

Pues bien, como último apartado que se procesa dentro de esta parte de inventario es la necesidad o no de que un talud requiera de un estudio exhaustivo.

Los criterios cuantitativos para aplicar, independientemente del criterio subjetivo comentado anteriormente, son los siguientes:

- Que la puntuación TOTAL sea mayor de 60% de la puntuación posible
- Que la puntuación del estado del desmonte sea mayor 60% de la puntuación posible
- Que la puntuación en sostenimiento sea igual o mayor de 4 en alguno de sus elementos, será necesario un estudio exhaustivo del talud.

El alcance de estos informes es muy similar al de un estudio geotécnico, donde se establece un mecanismo de inestabilidad, un **factor de seguridad (FS)** y unas recomendaciones valoradas para estabilizar, si es necesario, el desmonte. Los taludes que cuentan con un informe de este tipo se pueden sectorizar estableciendo un FS para cada sector establecido en función de sus características (geotécnicas, geométricas, de sostenimiento, etc.)

3. PLATAFORMA GIS Y BASE DOCUMENTAL GEOREFERENCIADA

Todo el proceso descrito implica la generación de una gran cantidad de información, la cual pivota sobre una plataforma web que incluye un sistema GIS para localizar los desmontes, así como para visualizar todos los datos y gráficas resultantes. Esta herramienta lleva asociada, entre otras cosas una base documental georreferenciada e individualizada para cada talud. Se describe esta herramienta brevemente, la idea es mostrarla en vivo, si fuese posible dar la charla correspondiente a estos trabajos. La plataforma consta de:

3.1. Zona GIS

Se trata de una interfaz general sobre una Ortofoto donde se plasman todos los desmontes y sectores inventariados (un total de 408 taludes) También incluye aspectos como:

- La representación de todos los taludes con su "estado" indicado por colores y por tramos acorde a la metodología propuesta.
- Representación de la auscultación operativa
- Los ejes de las diferentes líneas de tren
- Cartografía geológica
- Mapas LIDAR
- Street view, etc.

> A nivel general

La plataforma presenta una interfaz en GIS con ortofoto actualizada, donde se muestra entre otras cosas las capas activas, leyendas, información sintetizada, etc. A nivel más cercano los taludes se proponen presentar como polígonos sectorizados en función del estado o del FS (en caso de contar con estudio exhaustivo) incluyendo la clasificación obtenida del proceso de revisión, inspección y trabajos asociados (ejemplo en figura 7).



Figura 7. Interfaz general de la aplicación GIS con el gestor de capas e Interfaz de detalle. Se observa el estado de los taludes y los sectores dentro un talud con estudio exhaustivo clasificados por FS. También se puede acceder a toda la información de un desmonte dado (base documental) a través de un clic en la ventana abierta.

Respecto a la gestión de incidencias en explotación y conservación, la plataforma propuesta pretende incluir toda la información pasada y futura de cada anomalía geotécnica y que su visualización y acceso a la información sea fácil y dinámica (figura 8). Otra opción que presenta la parte GIS de la plataforma propuesta es la posibilidad de cargar cualquier servicio WMS disponible en la web (figura 9). Por ejemplo, zonas de inundabilidad, parcelarios y catastro, mapas de cualquier tipo, trazados, Street view, etc (figura 10).



Figura 8. Histórico de desprendimientos y estaciones meteorológicas con datos a tiempo real





Por otro lado, desde el sistema GIS, es posible acceder de manera visual y gráfica a las zonas donde se han propuesto algún tipo de actuación en taludes y la fecha de esta propuesta (figura 11). Así mismo se puede filtrar por fechas las mismas.



Figura 10. Ejemplo de detalle de Street View cerca las vías



Figura 11. Ejemplo de filtros donde por ejemplo se indican unas recomendaciones dadas entre varias fechas

Permite el tratamiento de la información a tiempo real como es el caso de la auscultación (tanto automatizada como no) y los datos sobre meteorología (figuras 12 y 13). Ello permite establecer avisos, alarmas, etc.





Figura 12. Representación de inclinómetros Por último, desde la zona GIS se pueden abrir módulos complementarios de varios tipos. Destacar el tratamiento de las nubes de puntos que permiten, entre otras cosas, la obtención de perfiles, medir superficies, distancias, etc (figuras 14 y 15).



Figura 14. Herramientas de consulta sobre nubes de puntos

Figura 15. Obtención de perfiles descargables a .dxf sobre nube de puntos

3.2. Base documental georreferenciada

En este apartado se muestra el ejemplo real de la base documental asociada al GIS comentado y que permite generar y consultar la información necesaria para el desarrollo de los trabajos de manera eficaz, clara y georreferenciada con una clara trazabilidad de toda la documentación, mediante cuadros de mando o listados configurables.

Este listado es en todo momento clasificable en función del parámetro que se requiera. Así mismo los listados se pueden exportar a excel o el formato que se elija en cualquier momento. También permite la búsqueda por taludes o puntuaciones parciales o fechas de revisión (pasadas y futuras) o la configuración que se quiera en cada momento.

| | \mathcal{O} | | | 1 | | | | | | | | | | | | _ |
|-----------------------------------|---------------|------------------|----------------|--------------|-------------------------|----------------------------|--|---------------------|---------------------|-------|--------|------------|-----------------------|--|---|-----|
| Obraiseleccionada: ETS | Docur | nentos generales | Taludes | Túncies Ac | zaos e vie 🛛 Tr | ramos cerramiento v | Desprendimientos | | | | | | | | | |
| Talud | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 💎 🔺 Descargar DXF | | | | | | | | | | | | | | | | ۹ 🔺 |
| Nonire | • | Municipio | PK inidal (km) | PK feal (km) | Ęs. | Trano | Tipo de ríesgo | Fecha Inspección | Nivel accptación | Total | Másimo | Porcentaje | Estudio exhaustive | Reconendactores | Presupuesto ejecución contratada (PEC) (E) | ٠ |
| AM-BE-1+200-1+380- TRINCHERA | | Amorebieta | 1+200.000 | 1+380.000 | Amorebiets - Bermeo | Amorebieta - Zugastieta | Caldes de bloques.Estructura del macizo roccao desfavorable.Inestabilidad en talud.Fallo de sostenimiento.Fallo en estructuras de contención | 10-06- 2020 | Deterioro | 22 | 38 | 58 | NO | Limpieza de las bolasa de material ecumulado de la malla TT. Cabe destacar la opción de colocar inclinómetroa para la suscultación de movimientos de ladera insinuados por el combamiento de los murtos. | | ŧ |
| AM-BE-1+500-1+600- TRINCHERA | | Amorebieta | 1+500.000 | 1+600.000 | Amorebleta - Bermeo | Amorebieta - Zugastieta | Caldes de bloques | 10-06- 2020 | Admisible | 14 | 28 | 50 | ND | Veciado del material retenido en la malla. | | ŧ |
| AM-88-1+900-2+020- TRINCHERA | | Amorebieta | 1+900.000 | 2+020.000 | Amorebieta - Bermeo | Amorebieta - Zugastieta | Caldas de bloques,Fallo de sostenimiento | 02-11- 2020 | Admisible | 8 | 24 | 83 | NO | Eliminar gunta fracturade con riesgo inminente de alcarzar la vía. Ampliación de Iamala TT y bulonado. | | ŧ |
| AM-BE-10+150-10+400- TRINCHERA | | Muxika | 10+150.000 | 10+400.000 | Amorebilets - Bermeo | Bibso-Bermeo | Caldes de bloques, inestabilidad en talud. Estructura del macizo rocceo desfavorable | 16-04- 2020 | Admisible | 15 | 81 | 48 | SI | Se recomiends colocación de malla de triple toraión en talud izquierdo hasta paso superior. | 91687.85 | ŧ |
| AM-86-19+500-19+720- TRINCHERA | | Murueta | 19+500.000 | 19+720.000 | Amorebieta - Bermeo | Bilbao-Bermeo | inestabilidad en talud, Fallo en estructuras de contención | 16-04- 2020 | Admisible | 13 | 35 | 38 | ND | Se recomienda limpieza de cuneta. | | ŧ |
| AM-8E-19*980-20+090- IZQUIERDO | | Murueta | 19+980.000 | 20+090.000 | Amorebleta - Bermeo | Bilbeo-Bermeo | Inestabilidad en talud. Failo en estructuras de contención | 16-04- 2020 | Admisible | 9 | 18 | 50 | NO | Control topográfico para análiais de posible rotura entre PK 20+070 y 20+090. Limpieza de cuneta. | | ŧ |

Tabla 8. Cuadro de mando para control de listados en taludes

Ahora se pasa a mostrar la documentación asociada a un talud tipo, para mostrar cómo funciona y se ordena la documentación generada, así como la disponible. (figuras 16 y 17).

| 1000 | henn | | | | Owned and | ARTICLE HILLING | and the second | | | | al al al and an | | | and send the state strength and | - 11 | | | | |
|------------------------|---|---------------|--|-----------------------------|------------|-----------------|----------------|---------|----------|-------|--|--|---------------|---|---------|---|--|----------|---------------|
| 24 | | | | 2 | and some | | | | | | Contraction of the second s | Terres (MC 1971) and 1974-747 E Descention | | | | | A second se | BEALSON | (Cardona |
| 1.00 | Con- | | | | | | | | | | Contraction of the second second | submittees Carro | | | | | | | |
| | 1 | | | | are set. | | | | | | | | | | | | | | |
| 195 | | | | | | | | | | | A second s | | | | | - angels | | | |
| - | | | | | | | | | | | AND | Signal and an and a second s | | A REAL POINT OF THE R | | 11 F 2 F 5 1 [1 K = 1] | | | 1.0 |
| - serie description of | | | | | | | | | | | | Supervision of the second s | | And the second second | | And the second second second | and the second se | A U G A | 2.5 |
| | - | Rev. | | and . | | | | areas a | | | | References to a second second | | and the second second second | | | | | 37 |
| | | | | | | | | | | | | A 10 IN PROPERTY AND ADDRESS OF ADDRESS OF ADDRESS | 1 | state (MPC Paralas | v | And and a second second period | | | 19 10. |
| | | | | | | 14 | | | | - | | Web show to the | | | ~ | The second se | and the second | | |
| | | | | | | | | | | - | | Water and an end of the later | | | | Annual state of the second state | the state of the s | | 100 |
| | | | | | | | | | | | AND A THE OWNER OF TAXABLE PARTY AND A DAMAGE TAXABLE PARTY. | Differences in an allocations | | | | | | - | |
| | | | | | | | | | | 1.000 | the standard standard and standard standards | VARIANT AND A VARIANT | | pharaneter comment | | And the second second second | LINE CONSTRUCTION | X LL 3 V | |
| | | | | | | | | | | | | A REAL PROPERTY AND A REAL | | | ~ | والاستراكا ومشتقا والمشتقا والمتكاف | | | - |
| | | | | | | | | | | | | and when the second part of the | | | ~ | THE REPORT OF THE PARTY OF THE | a cherai | | £7 |
| | | Read . | 1000 C | | | here and | | | | | the state of the s | Tagés Polyana | | | ~ | superior and a second second | Report and an interface of the second strength of the second se | | 10 |
| | 2 2 20 | | | | | | | | | | A A A A A A A A A A A A A A A A A A A | A PARTICULAR CONTRACTOR OF | | | | | | | 10 |
| 5 (ter-1) | A 15 | • | And share a set of a set | in the second second second | | | | | | | Real of the set of the set of the | 14.164 | CONTRACT. | | | | | | 1.1 |
| N 1875 | × + | 6 | | a lington main | alersia.it | | | | | | No. of the second se | Reflected and | Con Losses | 20 | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | a sut- manua | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | 1.44% | - Call - Call - Call | A PRIME COMPANY | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | hainaih | | bab's | | |
| 10.00 | | | | | | | | | | | | Sector property in the sector basis of physics on | | | | | A STITLE BERTHOND BRADD | | |
| H () | | 100 | April 1 | | | 0400 | 1040 | | | - | Here and the second sec | Section operation pairs in the section framework in the section of | | | 1000024 | All Teacher | V Sector Sector Sector Sector | - V 7 1 | 10 |
| | | | | | | | | | | | the second se | Second and proceeding of the data of the data of the data of the second se | | | | | v . | | |
| | | | | | | | | | | 4400 | | the state of the second state of the state o | -1-1-0 | | | | A statistic production of the state of th | | |
| | | | | | | | | | | | | Second | | | | | v | | 100 |
| COX BOARD | | | | | - | - | _ | _ | _ | - | The A A A A A A A A A A A A A A A A A A A | and the form the second second second second second | | | | | v | | |
| | | | | | - | | | | 778 | | The stand of the stand of the stand of the | Contract day second and in coast when induces that chap- | | | | | * | | |
| | | | | | | | | | | | State of the second second second | Second Addresses | | | | | ¹⁴ New York supervised in the second se | A = 0.0 | |
| | | | | | | | | | | 4.10 | Streng and and a strength | Sola Gran, and size | | | | | * AND REAL PROPERTY AND DESCRIPTION | | |
| 1 | | | | | | | | | | | AN COLOR AND A STORE | TO REPORT OF A DESCRIPTION OF A DESCRIPTION OF | | | | | ¥ | | |
| 211 | | | | | | | | | | | the states and a second | Name and Address of the | | | | | × | | |
| | | 100 | | | | | | | | | the second s | Western and a second second second | | | | | × | | |
| | | | | | | | | | | | The second s | a special and at | | | | | ~ | | |
| | | | | | | | | | | | | Non-provide street | | | | | ~ | | |
| | | | | | | | | | | | | Manual course and a second sec | | | | | × | | |
| | | | | | | | - | 1000 | Carlos - | | A CALL AND A | Designation in the latter of the state of th | ines technics | | | | × | | |
| | | | 100 - 20 - 20 - 20 - 20 - 20 - 20 - 20 - | | | | | | 111 | | A CONTRACTOR OF THE OWNER | AV 1-11 | | | | | 8 | | |
| 1000 0.040 | 1.1.2.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1 | A. and Caspen | | | | Abattas | dama | | | a . 4 | F WE I F BAR SHE IS AN AN AN | | | | | | | | |
| Particula. | and the second state of the second | Calle Martin | | | | Ta barrer | A local | - | 14 | | | 2. Advant 17 held and | | | | | | | |

Figura 16. Ejemplo de una ficha tipo de un desmonte y su documentación asociada por sectores.

Figura 17. inspección dentro de un sector en un talud.

3.3. Módulo gestión trabajos geotécnicos

Vinculado a estos trabajos y como fuente de información adicional, se desarrolla por parte de

ETS un módulo específico para el tratamiento, almacenamiento y gestión de toda la información geotécnica obtenida por parte de ETS en sus proyectos durante los últimos años.

Se trata de un módulo desarrollado a dock, donde se registran los diferentes materiales atravesados por los diferentes ensayos realizados (sondeos, calicatas, etc.), sus profundidades, descripción, ensayos insitu, laboratorio, etc. Este módulo permite cuenta con mucha información y funcionalidades muy útiles y se le asigna el nombre de Geolab. (figuras 18 y 19).



Figura 18. Visor GIS con información geotécnica

Figura 19. Información vinculada a un sondeo

4. CONSIDERACIONES GENERALES. CONCLUSIONES

El sistema de gestión establecido por ETS para los taludes de su red permite entre otras cosas:

- Un acceso rápido a la información.
- Con la metodología descrita se obtiene a partir de inspecciones visuales una determinación del estado de los taludes de la red, así como, la estimación de aquellas excavaciones más críticas para incluir en la gestión de la explotación y conservación.
- Todo ello permite localizar de manera precisa las zonas de mayor riesgo y diseñar las actuaciones de mitigación de forma individualizada y localizada.
- La clasificación de los sectores en taludes con estudios exhaustivos se puede cruzar con el coste estimado de cada actuación para hacer una evaluación coste-actuación.
- Se optimiza de manera justificada y precisa las actuaciones paliativas de refuerzo necesarias.
- En la actualidad se han ejecutado o están en ejecución actuaciones sobre más de 20 sectores en diferentes zonas de la red de ETS.
- La metodología para la determinación del estado de un talud está en continua adaptación a las necesidades, habiéndose establecido ya varias versiones.
- La plataforma de gestión implementada a dock permite el control de todos los trabajos asociados al contrato, así como la gestión de los datos de auscultación, el establecimiento de alarmas, etc.

5. REFERENCIAS

J. Corominas, O. Mavrouli, Iñaki Ibarbia, Ioseba Jugo, Nahikari Alonso, Jon Ruiz, Susana Luzuriaga y J.A. Navarro. Metodología integrada para la evaluación de riesgos en la red de carreteras de Gipuzkoa. 2017. Ortega, J.I., Álvarez, E., 2009. Metodología de análisis de taludes y determinación de la susceptibilidad al desprendimiento en la gestión del mantenimiento de la red de infraestructuras lineales en la red de carreteras de la GENCAT". VII Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables. Barcelona: 901-912..

Morales, T., Uribe-Etxebarria, G., Uriarte, J.A., Fernández de Valderrama, I., 2004. Geomechanical characterisation of rock masses in Alpine regions: the Basque Arc (Basque-Cantabrian basin, Northern Spain). Engineering Geology, 71: 343-362.

ENSAYO METODOLÓGICO PARA LA EVALUACIÓN DE INESTABILIDADES POR SUBSIDENCIAS. EJEMPLO DEL POLÍGONO INDUSTRIAL "EL SEQUERO" EN ARRÚBAL, LA RIOJA

CARLOS ÁLVAREZ CALVO (1), FRANCISCO ÁNGEL UREÑA FERNÁNDEZ (1), ISIDRO OCETE RUIZ (1) y GREGORIO GEMIO DEL RÍO (1)

 Departamento de Geotecnia, Cemosa, Ingeniería y Control carlos.alvarez@cemosa.es

RESUMEN

En el presente documento se presenta la metodología empleada para el análisis, la evaluación y la zonificación del riesgo de inestabilidad por subsidencias debidas a fenómenos kársticos. Esta metodología permite conjugar la información obtenida mediante reconocimientos geotécnicos directos, técnicas geofísicas, así como la bibliografía y el estudio histórico mediante ortofotografías disponibles en varios repositorios públicos.

1. INTRODUCCIÓN

En la actuación industrial "El Sequero Ampliación" Primera Fase, que se localiza sobre la terraza más baja del río Ebro que han llegado a manifestarse en superficie en algunos viales del polígono, como se puede observar en la figura 1.

Se realizó un estudio geotécnico con los siguientes objetivos (1) determinar las características geotécnicas del terreno en el entorno de los puntos donde se han producido afecciones de cualquier tipo en superficie; (2) evaluar la importancia de



Figura Nº 1.- Hundimientos circulares acaecidos en las zonas de viales.

este fenómeno; (3) en función de los datos geológicos y geotécnicos que se recabaron, establecer una zonificación que defina la propensión del terreno a sufrir las mismas afecciones observadas; y por último, (4) definir unas recomendaciones y soluciones para evitar y reducir los procesos observados y sus consecuencias sobre las edificaciones e infraestructuras.

2. MARCO GEOGRÁFICO

La zona que nos ocupa, como se aprecia en la figura 2, se encuentra enclavada hacía la zona central-Norte de La Rioja, concretamente al Sur de la localidad de Arrúbal y en la margen sur del río Ebro.

Los terrenos se sitúan en el término de Arrúbal, a unos 17 km. de Logroño. Está delimitado por la carretera N-232 de Vinaroz a Santander y el Monte de Miralbuena por el Sur, la carretera local LR-459 de acceso a Arrúbal por el Oeste, la vía del ferrocarril Castejón-Miranda de Ebro por el Norte y el límite de término municipal por el Este.



Figura Nº 2.- Ubicación de la actuación "El Sequero Ampliación" Primera Fase.

3. MARCO GEOLÓGICO

La zona objeto de estudio se encuentra enclavada dentro la denominada Cuenca terciaria del Ebro. Es una depresión relativa enmarcada por los Pirineos, la Cordillera Ibérica y las Cadenas Costerocatalanas. De forma triangular, en su extremo occidental enlaza con la Cuenca del Duero por el corredor de La Bureba. Representa la última fase de evolución de la cuenca de antepaís surpirenaica, y sus límites y estructura actual se establecieron entre el Oligoceno superior y el Mioceno inferior, cuando los cabalgamientos frontales surpirenaicos alcanzaron su emplazamiento definitivo, de acuerdo con Vera 2004.

Se han definido en el área de estudio tres tipos de materiales con características geológicas claramente diferenciadas. La caracterización geomecánica de estos materiales, se expone más adelante, y se ha basado en los ensayos "in situ" y de laboratorio, realizados a partir de las muestras de los sondeos, así como en la prospección geofísica realizada.

Las formaciones consideradas han sido de más antigua a más moderna las siguientes:

- Formación Lerín (Unidad LE): comprende una litología formada por margas arcillosas con niveles y nódulos de yeso. Son materiales de edad Terciaria (Oligoceno. Chattiense Aquitaniense inferior). Forma el sustrato terciario donde se asientan el resto de los materiales.
- Gravas de la terraza del Ebro (Unidad GR): Formada por gravas y bolos en matriz arenosa (Cuaternario. Holoceno), se dispone directamente sobre la formación terciaria anterior y su espesor es variable.
- Limos arcillosos superficiales (Unidad LA): comprende una litología formada por arcillas y limos. Se disponen espacialmente sobre las gravas anteriores en toda la extensión del polígono investigado y su espesor también es variable. Son materiales de edad cuaternaria.
- Depósitos antrópicos (Unidad DA): Se trata de vertidos de distinta génesis y que aparecen acopiados en algunas zonas del polígono. No se han representado en la cartografía geológica.

4. TRABAJOS DE RECONOCIMIENTO

Inicialmente, y como no puede ser de otra manera, se ha recopilado y estudiado la documentación existente de la zona en estudio, desde tres puntos de vista:

- Estudio de los documentos técnicos, principalmente de carácter geológico, geomorfológico, hidrogeológico, tectónico-estructural que permitan "conducir" y manejar el conocimiento, para abordar con garantías previas el entorno y las problemáticas existentes.
- Estudio sobre ortofotografías históricas, que permitan conocer la evolución morfológica y la detección, si fuera posible, de incidencias en superficie. El objetivo del estudio ortofotográfico, entre otros, debe ir orientado a la identificación de posibles zonas de falla de ámbito local o regional que afecten al sustrato yesífero, ya que se considera que dichas bandas de falla, pueden ser franjas de alta permeabilidad secundaria y por ello pueden favorecer la circulación del agua en contacto con los yesos y, el consiguiente proceso de disolución kárstica.
- Por último, conocimiento y estudio de los antecedentes geológico-geotécnicos que parte de informes previos y concretos del área en estudio. De este modo se ha contado con la información correspondiente a seis informes y campañas geotécnicas realizadas entre los años 1976 y 2013.

Los trabajos de reconocimiento en campo se realizaron en varias fases:

- Visitas de reconocimiento de campo, por técnicos de CEMOSA, donde se ha reconocido la zona desde un punto de vista geológico, tectónico e hidrogeológico. Además, se ha realizó un detallado inventario de las patologías que afectan al polígono de El Sequero y a las inmediaciones del mismo. Este inventario se plasmó en un plano de patologías, que se recoge en la figura 3, y en un reportaje fotográfico.





- Trabajo de campo de la 1^a fase del estudio, consistente en prospección geofísica mediante tomografía eléctrica 2D, que se desarrollaron en dos etapas. En primer lugar, se han realizado dos perfiles de tomografía eléctrica 2D un perfil longitudinal (TME-1 de 1.400,00 m de longitud) y otro transversal (TME-4 de 450,00 m). Dichos perfiles se han procesado en gabinete, con el fin de calibrar el método y decidir si es efectivo para la localización de

dolinas o anomalías en las resistividades que puedan ser consideradas dolinas.

Los trabajos de campo de la 2ª fase del estudio, consisten en la finalización de la prospección geofísica mediante tomografía eléctrica 2D, los días 30 de julio a 3 de agosto de 2018. Antes del comienzo de la 3ª fase del estudio (perforación de sondeos), se procesa el resto de los perfiles realizados (TME-2, TME-3, TME-5; TME-6 y TME-7), para decidir la posición ideal de los sondeos y las profundidades a alcanzar por los mismos.

- Trabajos de campo de la 3ª fase del estudio, los días 27 de agosto a 17 de septiembre de 2018, consistentes en la realización de los sondeos geotécnicos, mecánicos y rotativos con extracción continúa de testigo. Se han realizado 5 sondeos de 47,0 m de profundidad máxima y 26,0 m de profundidad mínima, con toma de muestra inalteradas y testigos parafinados, así como ensayos de penetración estándar (SPT) y ensayos de permeabilidad Lefranc, tanto en los materiales superficiales formados por limos como en el fondo del sondeo.

- Una vez analizados los resultados de los primeros sondeos en gabinete, se ha procedido a la realización de una segunda campaña de prospección geofísica mediante microgravimetría y tomografía eléctrica 3D (4ª fase del estudio), los días 3 a 21 de septiembre de 2018.

A partir de las muestras obtenidas en la perforación de sondeos, en la cuarta fase del estudio, se realizó una serie de ensayos de laboratorio, para su posterior clasificación geomecánica.

5. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA

En función de los trabajos de campo realizados, junto con ensayos de laboratorio ejecutados podemos establecer la siguiente secuencia estratigráfica modelo, incluyendo los parámetros más representativos de cara a las disoluciones kársticas:

| Nivel | Descripción | Potencia | Porosidad | Dispersabilidad | Permeabilidad |
|--------|------------------------------------|-------------|-----------|-----------------|---------------------|
| UG 1 | Rellenos de urbanización, viales y | 1,0 a 9,0 | - | - | - |
| 00.1 | de colmatación de dolinas | | | | |
| | Limos arcillosos, y | 4,8 a 24,3 | 41,70 % | ND3 | $7,3 \cdot 10^{-7}$ |
| UG^2 | ocasionalmente arcillas limosas, | | | | |
| 00.2 | de tonos marrones y rojizos con | | | | |
| | cantos y pasadas de gravas | | | | |
| | Depósitos granulares formados | 12,3 a 18,3 | 39,64 % | ND3 | - |
| LIG 3 | principalmente por gravas, de | | | | |
| 00.5 | naturaleza cuarcítica, en matriz | | | | |
| | arenosa | | | | |
| | Yesos, a modo de niveles, nódulos | No se | 36,7 % | ND3 | 1,26 a 1,59 · |
| UG.4 | y concreciones, con paquetes de | detecta su | | | 10-7 |
| | margas arcillosas | muro | | | |

| Tabla | 1. | Modelo | estratigráfico | establecido. |
|-------|----|--------|----------------|--------------|
|-------|----|--------|----------------|--------------|

Durante las labores de campo se detectó el nivel freático a las siguientes profundidades:

- S-01.- Nivel freático a 22.60 metros de profundidad.
- S-02.- Nivel freático a 22.60 metros de profundidad.
- S-03.- Nivel freático a 21.00 metros de profundidad.
- S-04.- Nivel freático a 21.20 metros de profundidad.
- S-05.- Nivel freático a 18.90 metros de profundidad.

Es probable que el nivel freático pueda oscilar en función del régimen climático y estacional no permaneciendo inalterable, consideración que habrá de ser tenida en cuenta.

6. MECANISMOS DE GENERACIÓN DE DOLINAS EN LA ZONA. KARST YESÍFEROS

El término de Karst es el relieve formado por los procesos relacionados con la disolución de diversos tipos de materiales tales como rocas, sales, yesos e incluso carbonatos.

Este fenómeno requiere que exista una roca susceptible a ser disuelta, ya sea en superficie o en profundidad, la presencia de un disolvente (generalmente agua) y una diferencia de gradiente hidráulico, que produzca la circulación de la misma. La consecuencia son mecanismos de disolución y erosión con pérdida y migración de masa.

Podemos describir brevemente el karst en yesos como el proceso continuo que tiene lugar cuando se combinan la acción del agua y los agentes atmosféricos asociados con una litología con presencia de yesos, en superficie y/o en profundidad, teniendo como consecuencia general mecanismos de disolución y erosión, con pérdida y migración de masa, que, a su vez, tiene importantes repercusiones morfológicas, geotécnicas y medioambientales.

Las dolinas, como formas exokarsticas mayores, son en muchos casos la manifestación superficial única de la existencia de karstificación. La clasificación que se ha utilizado para caracterizar este tipo de formas kársticas es la de Gutiérrez et al. (2008-2014) diferenciando dos grandes grupos, las dolinas de disolución y las de subsidencia.

Tomando en cuenta lo anterior, en la zona que nos ocupa, existen claras evidencias de la existencia de un karst en yesos messinienses de gran importancia, tanto por su área de dominio, ya que se extienden por buena parte de la cubeta del Ebro, en su zona central, como también por las afecciones que se derivan de este karst en la ingeniería civil desarrollada en la región. Los yesos infrayacentes se encuentran normalmente cubiertos por materiales cuaternarios, como es el caso del trabajo que se desarrolla en "El Sequero Ampliación".

De acuerdo con las investigaciones realizadas en El Sequero, los tipos de dolinas que más se asemejan a las expuestas en la figura siguiente, son de sufusión con morfologías en forma de "embudo" (Figura 4, tipo 2), debido a la erosión y percolación de niveles detríticos; y en forma de "cubeta" (Figura 4, tipo 4), por sufusión y subsidencia progresiva de la superficie del terreno.



Figura Nº 4.- Tipología de dolinas en karst yesífero (Calaforra, 1998).

7. ZONIFICACIÓN DE RIESGO DE FORMACIÓN DE DOLINAS

El reconocimiento de zonas que están afectadas por disolución de yeso y subsidencia se realiza mediante el empleo de criterios geomorfológicos (detección de depresiones cerradas, bien sobre fotografías aéreas, consulta de archivos, comparaciones cartográficas) junto con visitas de campo, además de una campaña, de sondeos geotécnicos y un extenso desarrollo de trabajos geofísicos.

Aunque, los datos muestran evidencias directas de la existencia de dolinas y otros indicios de carácter químico y mineralógico, no se ha detectado una correlación entre la distribución de las

dolinas y las características del terreno desde un punto de vista geológico o geomecánico detectado y analizado.

A la escala de trabajo y con la precisión disponible no se han observado variaciones significativas o detectables en la litología del sustrato rocoso y sus características, en el espesor de las formaciones superficiales y en sus parámetros geotécnicos o en la química del agua subterránea que estén relacionados con una mayor concentración de dolinas.

La mejor forma de plantear una evaluación de riesgos y su zonificación viene dada del conocimiento de la existencia de dolinas. Así como todos aquellos datos que muestren evidencias o certezas ya sea en superficie como en profundidad de la existencia de estas.

Con este fin se ha pretendido definir el concepto de Índice de Riesgo Teórico, *IRt*, establecido en función de los datos, aportados por una serie de trabajos, que de un modo u otro condicionan la ocurrencia espacial de estos procesos, como;

- Estudio de antecedentes documentados.
 - Observación deformaciones en superficie (ad1).- Empresa Ensatec (2007)
 - o Observación de anomalías geofísicas (ad2).- Empresa Orania XXI (2007)
 - Observación de colapsos documentados (ad3).- Empresa Orania XXI (2007)
 - Observación de colapsos y hundimientos (ad4).- Euroconsult (2007)
 - Existencia Dolinas documentadas y datadas (ad5)
- Interpretación de dolinas ortofotografías históricas (ofh).
- Cartografía y recorridos de campo.
 - Observación de vegetación circular (vc)
 - Observación de vegetación freatófila (vf)
 - Observación de hundimientos circulares (hd1)
 - Observación de subsidencias y colapsos (hd2)
 - Observación de grietas relevantes (hd3)
 - Observación de depresión en pavimentos (hd4)
 - Observación de parcheos (hd5)
 - Observación en campo de Indicios de dolinas (id)
- Estudio Hidrogeológico.
 - Situación del techo de la UG.4 Yesos, a modo de niveles, nódulos y concreciones, con paquetes de margas arcillosas (hg)
- Estudio y trabajos Geofísicos.
 - Observación de anomalías (gf)
- Estudio y trabajos en sondeos.
 - Observación en testificación de hundimientos en la UG.4 (sd1)
 - Observación en testificación de disoluciones en techo de la UG.4 (sd2)

Cada uno de estos trabajos o estudios han permitido definir una serie de variables que permiten resaltar la probabilidad de producirse fenómenos para la aparición de dolinas. A cada una de estas variables se les ha asignado un valor numérico en función de Estas variables se definen en función de tres conceptos fundamentales, asignándole un valor numérico, en función de su importancia al objeto de ponderar su influencia en la valoración final:

- Certeza de la existencia de dolinas o de fenómenos que las producen. IRt=15
- Probabilidad de existencia de dolinas o de fenómenos que las producen. IRt=10
- Indicio de existencia de dolina o de los fenómenos que las producen. IR con valores de 7, 5 o 3 en función de la importancia que se considere.

Para valorar la sectorización geográfica del Índice de Riesgo Teórico fue definida una cuadrícula de 100 m. x 100 m. Estas dimensiones hacen que, de coincidir una dolina en el centro de dicha

cuadrícula, en el peor de los casos según lo observado, las dolinas adyacentes estarán situadas en los lados de dicha cuadrícula, siendo de este modo el modelo gráfico más representativo. En total se definieron 100 cuadrículas, como se puede observar en la figura 5.



Figura Nº 5.- Cuadrícula geográfica adoptada.

A cada cuadrícula se le ha asociado un valor de Índice de Riesgo, IR, que responde a la sumatoria de los índices de riesgo teóricos que concurren simultáneamente en el área que define dicha cuadrícula de la siguiente manera:

IR = ad1 + ad2 + ad3 + ad4 + ad5 + ofh + vc + vf + hd1 + hd2 + hd3 + hd4 + hd5 + id + hg + gf + sd1 + sd2(1)

Cada valor de IR se georreferenció al centro de simetría de cada cuadrícula como representativo de esta, mediante software de tratamiento geoestadístico se obtuvo el siguiente plano de isolíneas del Índice de Riesgo (IR).



Figura Nº 6.- Plano de isolíneas de índice de riesgo (IR).

En función de los estudios realizados y la modelización reflejada en el punto anterior se ha planteado la siguiente zonificación en función del Índice de Riesgo (IR):

- Zona de Riesgo Bajo. Esta zona queda definida por aquellos sectores que presentan un IR <
 5. El considerar un valor menor de 5 para el índice de riesgo equivale a suponer que en la cuadrícula de referencia presenta, como mucho, un indicio de peligrosidad poco relevante.
- Zona de Riesgo Medio. Este sector queda definido por valores de IR dentro de la horquilla 5 a 15. Esta zona abarca situaciones de indicios importantes o probabilidades importantes de existencia o desarrollo de dolinas.
- Zona de Riesgo Alto. Zona donde el IR oscila entre valores de 15 a 30. Esta situación queda enmarcada en evidencia o certezas de dolinas o de su desarrollo.
- Zona de Riesgo Muy Alto. Cuando el IR supera el valor de 30 caracteriza las zonas de mayor

Con estos intervalos y asignando los valores al centro de cada una de las celdas definidas, mediante la utilización de software de tratamiento geoestadístico se estableció la zonificación definitiva que se indica puede observar en la siguiente figura.



Figura Nº 7.- Planta de Zonificación de Riesgos.

8. ZONIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CIMENTACIÓN

A efecto de zonificación respecto a tipología de cimentaciones se entiende adecuado modelizar según dos condicionantes.

En primer lugar, la Zona A (Zona Desfavorable). Sector que engloba las Zonas de Riesgo Medio, Alto a Muy Alto. Esta área queda definida por aquellos sectores donde existen evidencias o certeza de la existencia de dolinas o, cuando menos, donde se dan indicios y probabilidades importantes de su presencia y desarrollo.

En cualquier caso, son áreas especialmente vulnerables para la construcción de cualquier tipo de edificación, dado que de desarrollarse los fenómenos descritos de subsidencia es fácilmente superable su límite de servicio. Por lo que se descarta cualquier modelo de cimentación de carácter superficial o semi-profundo.

Dentro de esta zona se definen tres niveles, en función de su peligrosidad. La zona A1, que, debido a sus condicionantes, requeriría de un modelo de pilotaje de una longitud que probablemente plantearían problemas de pandeo, por lo que sería una zona desfavorable a efectos de cualquier tipo de construcción. La zona A2, aquellas con el nivel de yesos a profundidades que requerirán recurrir a sistemas de pilotaje de hasta 40 - 45 m. y diámetros aproximadamente de 125 cm. Por último, la zona A3 que requerirá de modelos cimentación mediante pilotes de entre 85 y 100 cm. y longitudes de hasta 20 - 30 m.

Por otra parte, se definió la Zona B (Zona Favorable), coincidente con la Zona de Riesgo Baja, quedando definida por la presencia, en el peor de los casos, de un indicio de peligrosidad poco relevante. La inexistencia de patologías singulares en esta zona hace factible el uso de un modelo de cimentación mediante vigas, debidamente empotradas en la UG.2. No obstante, consideramos que habrá de considerarse la variable temporal del riesgo descrito largamente a lo largo de este documento, según el cual, la actividad kárstica en los yesos de la unidad UG.4 opera a una velocidad tal que sus efectos y su evolución puede rastrearse a una escala temporal de decenios o incluso de años.

Esta zonificación puede apreciarse en el plano que se generó y que se reproduce a continuación.



Figura Nº 8.- Zonificación de la cimentación de acuerdo con el parcelario del polígono de El Sequero Ampliación.

9. MEDIDAS PREVENTIVAS Y SEGUIMIENTO

Además de la realización de la zonificación, se definió una serie de medidas con objeto de evitar los procesos de sufusión. Para ello se identificó los principales agentes en zonas industriales que pueden generar e incluso acelerar los procesos de sufusión, y por ende las dolinas. Estos agentes son los siguientes:

- Fugas de agua en conducciones y alcantarillas (saneamientos y abastecimientos).
- Infiltración preferencial en zonas encharcadas.
- Descenso del nivel freático por bombeo de aguas subterráneas.

Para evitar todos estos efectos adversos se propusieron, entre otras, las siguientes medidas y actuaciones generalizadas de carácter preventivo en la zona de El Sequero:

- Impermeabilizar todos los cursos de aguas naturales o artificiales de la zona localizados a menos de 10 m de cualquier estructura o edificio.
- Adaptar las aceras, calzadas y cualquier superficie urbanizada para que tengan un drenaje rápido e intentar impedir su encharcamiento.
- El relleno de cualquier excavación que se realice en la zona se deberá compactar hasta conseguir una permeabilidad menor que el material natural circundante.
- Las superficies alrededor de las estructuras deberán tener una inclinación suficiente para facilitar su drenaje rápido haciendo que el agua de lluvia fluya hasta el sistema de drenaje de aguas pluviales.
- Las bajantes o canalones deben descargar el agua pluvial en estructuras selladas que conecten con el sistema de drenaje de aguas pluviales general mediante una tubería subterránea o surcos revestidos.
- Cualquier cantidad de agua que se deseche en la zona deberá ser vertida a la red de alcantarillado diseñada para evitar fugas.
- Las tuberías de agua que atraviesen paredes o circulen por el interior de estas deberán ser revestidas con manguitos para permitir su movimiento relativo.

- Impedir bombeos de aguas subterráneas que tengan la capacidad de descender el nivel freático debajo de las variaciones medias naturales de este (~2 m). Todo proyecto de construcción de un pozo en la zona deberá llevar un informe hidrogeológico que demuestre lo indicado.
- Reducción de la presión de la red de abastecimiento, dentro de los márgenes de uso, así como su control mediante válvulas automáticas reductoras o reguladoras de presión.
- Sectorizar la red de abastecimiento, a fin de poder realizar un análisis y control periódicos de las pérdidas de agua, con objeto de detectar las posibles fugas que se puedan producir, para su detección se podrán utilizar los siguientes métodos:

La distribución de dolinas puede variar a lo largo del tiempo, con la probable desaparición de alguna de las existentes y la aparición de nuevas. Dada esta situación, es necesario interpretar las zonas de riesgos identificadas con un carácter temporal y probablemente evolutivo.

De este modo, entendemos imprescindible realizar medidas de seguimiento y control de la zona para poder detectar el desarrollo de fenómenos de subsidencia, para conocer su evolución en el tiempo y así prevenir futuros daños:

- Realizar encuestas anuales o bianuales a los propietarios de las parcelas que informen sobre hundimientos o afecciones que reconozcan en sus instalaciones.
- Elaborar mapas de daños a partir de las encuestas y visitas a las parcelas afectadas con el fin de definir puntos de hundimiento gradual. A partir de estos datos definir si se deben realizar evaluaciones sobre la integridad estructural de edificios.
- Se deberán desarrollar fichas de dolinas donde se anoten con carácter evolutivo todas las variaciones observadas a lo largo del tiempo.
- Realizar nivelaciones topográficas en las zonas donde se han detectado hundimientos progresivos para evaluar el desarrollo de la subsidencia.
- Aplicar alguna medida de monitoreo basada en sensores remotos como pueden ser la interfrometría radar satélite (InSAR) o terrestre (GbSAR), la comparación de modelos digitales del terreno de alta resolución elaborados con técnicas LiDAR o fotogrametría mediante drones para definir con precisión las zonas que actualmente pueden mostrar subsidencia progresiva y/o precursores previos a dolinas de colapso.

10. ANÁLISIS DEL MÉTODO EMPLEADO

La delimitación de zonas de peligro con vistas a sectorizar el área estudiada se ha hecho teniendo en cuenta las manifestaciones de la subsidencia o hundimientos activos en superficie y los que se han detectado en profundidad.

No obstante, y en teoría deberían considerarse también los posibles fenómenos kársticos que estén ocurriendo en el subsuelo sin que todavía se expresen en superficie junto a la hipótesis, no descartable, de dolinas activas que posiblemente hayan sido cubiertas en el pasado y de las que no se tiene evidencia actualmente.

Los diversos métodos geofísicos (geo-radar, prospección electromagnética multifrecuencia, sísmica de reflexión de alta resolución, microgravimetría, tomografía eléctrica, magnetometría), aun siendo los mejores métodos actuales para la detección de este tipo de problemas tienen limitaciones para enfrentarse a la valoración de estos fenómenos. Estas limitaciones dependen de varios factores:

- de la resolución y alcance propios de cada método;
- del cambio de propiedades físicas (contraste) que los fenómenos kársticos hayan ocasionado sobre el terreno "normal" o inalterado;
- del ruido inducido por las infraestructuras en las zonas urbanizadas.

No debemos olvidar tampoco que la interpretación de la "señal" que representa la variación de un parámetro geofísico nunca es unívoca: diferentes objetos o fenómenos en el subsuelo pueden dar una respuesta similar. Por otro lado, para el caso que nos ocupa, las profundidades a las cuales ocasionalmente se detectan los materiales yesíferos son próximas a los 40 m, muy limitantes para la mayoría de los métodos de prospección geofísica superficiales. Además, parece interpretarse que la mayoría de las cavidades existentes parecen estar rellenas de materiales granulares, generando poco contraste con los materiales adyacentes y a profundidades importantes.

Así, se puede afirmar que los hundimientos producto del karst, para el caso que nos ocupa son difícilmente previsibles y controlables si se pretende realizar un pronóstico preciso.

La alternativa elegida para elaborar la zonificación de la zona de estudio ha sido definir un mapa de riesgos. Este plano debe ser entendido como una situación existente en el momento del desarrollo del mismo, presentando una clara componente temporal.

El mapa elaborado tiene el valor añadido que puede ser utilizado para definir una zonificación basada en las parcelas de polígono industrial, calculando para cada parcela la probabilidad que tiene de ser afectada por una dolina. Este dato puede incluso ser utilizado como base de cálculos económicos de daños y desarrollar análisis costes/beneficios sobre las medidas correctoras a adoptar.

REFERENCIAS

Calaforra, J.M., 1998, Karstología de yesos. Editorial Universidad de Almería.

- Gutiérrez, F., Guerrero, J., Lucha, P., 2008. A genetic classification of sinkholes illustrated from evaporite paleokarst exposures in Spain. Environ. Geol. 53, 993–1006. doi:10.1007/s00254-007-0727-5
- Gutiérrez, F., Parise, M., De Waele, J., Jourde, H., 2014. A review on natural and human-induced geohazards and impacts in karst. Earth-Science Rev. 138, 61–88. doi:10.1016/j.earscirev.2014.08.002
- Vera, J.A., 2004, Geología de España. S.G.E. (Sociedad Geológica de España) e I.G.M.E. (Instituto Geológico y Minero de España).

GESTIÓN DE TALUDES EN LAS AUTOPISTAS DE LA RED DE BIDEGI. GIPUZKOA

Ion Martínez San martín¹, Gaizka Garmendia Dios² y Aitor Pérez Etxebarria²

⁽¹⁾ TYPSA S.A. Delegación territorial de Euskadi Departamento de Geotecnia Responsable de departamento imartinez@typsa.es

^{(2), (3)} TYPSA S.A. Delegación territorial de Euskadi Departamento de Geotecnia ggarmendia@typsa.es; aiperez@typsa.es

RESUMEN

En el presente artículo se describen de forma resumida los 5 bloques de los que constan los trabajos relacionados con la gestión de los taludes en las autopistas de Bidegi. Desde el desarrollo de una nueva metodología para la gestión del riesgo, donde se centra especialmente el artículo, pasando por el seguimiento periódico e inspecciones en taludes, informes geotécnicos, proyectos constructivos y direcciones de obra para estabilización y refuerzos. Toda la información generada, así como la gestión, visualización y tratamiento de datos pivota sobre una plataforma web, basada en un GIS y una base documental georreferenciada, donde también se pone el foco en el presente artículo.

1. INTRODUCCIÓN

Desde finales del 2017 TYPSA S.A, desempeña una serie de trabajos relacionados con la gestión de los taludes de las autopistas de la red de Bidegi en Gipuzkoa. Estas labores se circunscriben dentro de un contrato dirigido por Bidegi con el nombre de "*Revisión geotécnica periódica e implantación del nuevo gestor riesgos de los taludes de la red de carreteras de Bidegi*".

La filosofía general de los trabajos abarca toda la vida útil de los taludes inventariados en la fase de conservación y explotación. Esta actividad a su vez se divide en **5 grandes bloques** interrelacionados y secuenciales cuyo objetivo final es la optimización de los recursos públicos disponibles:

- 1. Desarrollo de una **nueva metodología para establecer el nivel de riesgo** o seguridad de un talud. Se desarrolla una nueva metodología multicriterio, donde se establece la probabilidad de ocurrencia de un evento de una magnitud dada (corregida en función de los elementos de sostenimiento o mitigación disponibles y su estado) y se relaciona con la vulnerabilidad del tramo (basada en la probabilidad de establecer cortes y el impacto de las retenciones resultantes sobre el usuario) y las consecuencias por afecciones propias y/o a terceros (viviendas, viales, instalaciones, etc.).
- 2. **Seguimiento periódico** de todos los taludes inventariados, en base a su nivel de riesgo. Implica inspecciones visuales con una frecuencia preestablecida y reevaluación del riesgo e implementación y seguimiento de la auscultación operativa (incluso a tiempo real en varios casos con automatización de diferentes dispositivos).
- 3. Redacción de **informes geotécnicos (IG)** complementarios. En aquellos casos en que, del proceso anterior, se deriven suficientes incertidumbres, se realizan investigaciones geotécnicas complementarias y se redactan informes geotécnicos con conclusiones, recomendaciones, valoración económica y nueva evaluación del riesgo.
- 4. Redacción de proyectos constructivos (PC). En aquellos casos donde existan taludes o

sectores de un talud con necesidad de actuación, se elaboran proyectos constructivos para licitación de las obras relacionadas. Hay que destacar varios PC donde se agrupan hasta un total de 30 actuaciones diferentes en sectores específicos de diferentes taludes por toda la red de autopistas teniendo en cuenta los condicionantes de afección al tráfico.

5. Por último, se incluyen las **direcciones de obra** de los proyectos constructivos licitados, donde se hace seguimiento y control de las obras ejecutadas.

Para concluir, el resultado de todos estos trabajos se gestiona a través de una herramienta web a modo de **plataforma GIS**, donde se almacena e interrelaciona, georreferenciada, toda la documentación generada, las gráficas resultantes de la auscultación operativa y se gestionan alarmas de aviso preestablecida (inclinometría, células de carga, precipitaciones, etc.). La parte GIS de la herramienta permite a su vez cargar diferentes herramientas que ayudan en la gestión (cartografía geológica, parcelarios, LIDAR, etc.).

2. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS

2.1. Nueva metodología para Evaluar el Nivel de Riesgo (ENR)

La evaluación del nivel de riesgo depende básicamente de dos variables:

- <u>**Probabilidad de ocurrencia (L).</u>** Que se propone dividir en seis (6) grupos (L1 a L6) donde cada uno representa un orden de magnitud del fallo.</u>
- <u>Consecuencia general (C)</u>. Se trata de la probabilidad de alcance a elementos de riesgo (bienes o personas) y se propone dividir en cinco (5) grupos (C1 a C5) en función de su grado de afección.

Para entender la estructura y la filosofía de los trabajos, es necesario establecer algunas descripciones básicas. Para ello:

- Se entiende por **TALUD**, aquella excavación que conforma una unidad de obra, con un inicio y final definidos por la necesidad de excavación en el terreno. Puede incluir, si es el caso, la ladera donde se ubica el talud.
- Se entiende por **SECTOR** aquella zona localizada dentro de un talud, que, por sus características geométricas, de sostenimiento, geotécnicas, geológicas o cualquier otra, sea diferenciable de otras zonas adyacentes dentro del talud.

En nuestro caso la ENR se efectúa por sectores, de tal manera que un mismo talud puede contener (n) sectores cada uno de ellos con una ENR específica y diferenciada del resto.

2.1.1. Determinación de la probabilidad de ocurrencia (Lr)

En concreto se proponen varios métodos para estimar la probabilidad de ocurrencia (Lr), en este caso la elección de uno u otro método se basará en la disponibilidad y naturaleza de los datos, pero en cualquier caso el resultado de la probabilidad será el mismo, esto es:

- *Altamente probable Lr-1*. El orden de magnitud es de 10⁻¹ de probabilidad de ocurrencia anual. Implica corto plazo (de días a 2,3 años).
- **Probable Lr-2.** El orden de magnitud es de 10^{-2} de probabilidad de ocurrencia anual. Implica periodo moderado (de pocos años a no más de 30 años).
- **Posible Lr-3.** El orden de magnitud es de 10^{-3} de probabilidad de ocurrencia anual. Ocurrencia esperable en un plazo de 100 años en condiciones normales.
- *Improbable Lr-4.* El orden de magnitud es de 10⁻⁴ de probabilidad de ocurrencia anual. Ocurrencia NO esperable en un plazo de 100 años en condiciones normales, pero si en condiciones adversas.
- **Raro Lr-5**. El orden de magnitud es de 10⁻⁵ de probabilidad de ocurrencia anual. Ocurrencia no esperable en un plazo de 100 años en condiciones normales, ni adversas, pero si con condiciones extremas.
- *Extremadamente raro Lr-6.* El orden de magnitud es de 10⁻⁶ de probabilidad de ocurrencia anual. Evento no esperable ni siquiera en condiciones extremas.

Para mejor comprensión del esquema propuesta para la metodología, se expone a continuación un diagrama de flujo con los diferentes pasos para obtener la Evaluación del nivel de riesgo de un sector:



Figura 1. Diagrama de flujo de la metodología propuesta para la determinación del nivel de riesgo

El resultado que se obtenga, independientemente del método empleado, se clasificará según esta escala de estimación. La fórmula general para obtener esta frecuencia es:

$$\sum_{i=1}^{i=n} X(i) * f(i)$$

Donde:

- Xi: Es el criterio interviniente para un número de criterios n. Se propone considerar los siguientes criterios:
 - o (1) Datos históricos. Registro de incidencias en el talud.
 - o (2) Condicionantes geológicos y geomorfológicos.
 - (3) Condicionantes geotécnicos (Factor de seguridad F.S). Incluye la existencia, conocimiento de su ejecución y estado en caso de contar con sostenimiento.
 - o (4) Condicionantes hidrogeológicos e hidrológicos.
 - (5) Otros. Por ejemplo, eventos en taludes adyacentes.
- f: Peso específico de cada factor en la fórmula. Este aspecto es necesario ponderarlo en base a conocimiento previo y relevancia de cada uno de los factores previamente indicados.

Adicionalmente, cuando existen elementos de contención, estabilización, protección o mitigación de manera local o en toda la extensión del talud, existe un factor de reducción en la probabilidad de ocurrencia (n). Este **factor de corrección** se plantea como medida de minoración en la frecuencia anual de caídas y se establece de la siguiente manera:

$$L_{cr} = \frac{L_r}{10^n}$$

Donde,

- Lcr, es la probabilidad anual de desprendimientos corregida.
- Lr, es la probabilidad de ocurrencia global (sin considerar medidas de sostenimiento).
- n, es el factor de corrección según obtenido en la tabla 1

Se adopta siempre el mayor valor de Lcr obtenido para una magnitud dada. En caso de una

misma probabilidad para varios órdenes de magnitud, se adopta el mayor volumen implicado.

| N | EXISTE 1 NO | FACTOR DE REDUCCIÓN DE PROBABILIDAD DE OCURRENCIA (r | | | | | | |
|---|-------------|--|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--|
| N | EXISTE 0 | <1 | 1-5 | 5-50 | 50-500 | 500-5000 | >5000 | |
| Gunita/bulones eficaces | 0 | 2 | 1,25 | 0,75 | 0,25 | 0 | 0 | |
| Gunita/bulones parciales | 0 | 1,5 | 0,75 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| Muro recalce/bulonado | 0 | 2 | 1,25 | 0,75 | 0,25 | 0 | 0 | |
| Malla de cable | 0 | 2 | 1,25 | 0,75 | 0,25 | 0 | 0 | |
| Malla triple torsión | 0 | 0,5 | 0,25 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| Malla alambre romboidal | 0 | 1,5 | 1,25 | 0,5 | 0 | 0 | 0 | |
| Muretes pie/escollera | 0 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0 | 0 | 0 | |
| Muro alto | 0 | 2 | 1,25 | 0,75 | 0,25 | 0 | 0 | |
| Muro alto/escollera parcial | 0 | 2 | 1,25 | 0,75 | 0,25 | 0 | 0 | |
| Cuneta<2 m talud h<10 m | 0 | 1,5 | 1 | 0,5 | 0,25 | 0 | 0 | |
| Cuneta<2 m talud h<20 m | 0 | 1 | 0,5 | 0,25 | 0 | 0 | 0 | |
| Cuneta<2 m talud h<30 m | 0 | 0,5 | 0,2 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| Cuneta<2 m talud h>30 m | 0 | 0,25 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 5 <cuneta<2 h<10="" m="" m<="" talud="" th=""><th>0</th><th>2</th><th>1,25</th><th>0,75</th><th>0,5</th><th>0</th><th>0</th></cuneta<2> | 0 | 2 | 1,25 | 0,75 | 0,5 | 0 | 0 | |
| 5 <cuneta<2 h<20="" m="" m<="" talud="" th=""><th>0</th><th>1,5</th><th>1</th><th>0,5</th><th>0,25</th><th>0</th><th>0</th></cuneta<2> | 0 | 1,5 | 1 | 0,5 | 0,25 | 0 | 0 | |
| 5 <cuneta<2 h<30="" m="" m<="" talud="" th=""><th>0</th><th>0,75</th><th>0,5</th><th>0,25</th><th>0</th><th>0</th><th>0</th></cuneta<2> | 0 | 0,75 | 0,5 | 0,25 | 0 | 0 | 0 | |
| 5 <cuneta<2 h="" m="" talud="">30 m</cuneta<2> | 0 | 0,5 | 0,2 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| Cuneta > 5 m talud h<10 m | 0 | 2,5 | 1,75 | 1 | 0,5 | 0 | 0 | |
| Cuneta > 5 m talud h<20 m | 0 | 2 | 1 | 0,5 | 0,25 | 0 | 0 | |
| Cuneta > 5 m talud h<30 m | 0 | 1 | 0,5 | 0,25 | 0 | 0 | 0 | |
| Cuneta > 5 m talud h>30 m | 0 | 0,75 | 0,5 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| Pantalla <2000KJ | 0 | 2 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| Pantalla >2000 KJ | 0 | 2 | 1 | 0,5 | 0 | 0 | 0 | |
| Galeria de protección | 0 | 4 | 3 | 1,5 | 0 | 0 | 0 | |
| TOTAL | | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| Frc | | 1,000E-01 | 1,000E-02 | 1,000E-03 | 1,000E-04 | 1,000E-05 | 1,000E-06 | |
| L** | | 2 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | |
| PROBABILIDAD (L) TO | 2 | | | | | | | |

Tabla 1 Ejemplo de Factor de corrección (n) para la corrección de la probabilidad anual de desprendimientos en taludes con elementos de protección, contención, sostenimiento o mitigación.

La aplicación de los factores de corrección indicados en las tablas anteriores debe realizarse con criterio ingenieril. Como los elementos de contención no suelen superponerse, sólo se asigna un único valor. Se procede con el mismo criterio para los elementos de protección. Cuando el talud/desmonte dispone tanto elementos de contención como de protección, el "n" resultante se propone como la suma de los dos factores. En este apartado es donde entra en juego el conocimiento del estado de los elementos característicos de un desmonte, su evolución temporal y su mantenimiento.

En este sentido, la metodología propuesta permite estimar la representatividad de cada elemento de corrección. A modo de ejemplo, si un talud (o un sector de este) dispone de un 50 % de su superficie con malla de triple torsión, la corrección por este motivo será 0,5 veces (incluido en el apartado existe, no existe), la n establecida.

Por otro lado, esta Lcr, se establece de manera individualizada para eventos de diferente magnitud. En este sentido se han definido 6 órdenes de magnitud:

- Evento $< 1 \text{ m}^3$
- $1 \text{ m}^3 \leq \text{Evento} \leq 5 \text{ m}^3$
- $5 \text{ m}^3 < \text{Evento} < 50 \text{ m}^3$
- $50 \text{ m}^3 < \text{Evento} < 500 \text{ m}^3$
- $500 \text{ m}^3 \le \text{Evento} \le 5.000 \text{ m}^3$
- Evento $< 5.000 \text{ m}^3$

2.1.1.1. Datos históricos. Recopilación y estudio de la información existente. Incidencias

Básicamente este criterio aglutina y analiza todas las incidencias registradas en el talud desde su excavación, es decir, desde la fase de obra. Lo que se trata es de intentar establecer el tipo de inestabilidades registradas, su magnitud y frecuencia para intentar establecer de manera directa la probabilidad de ocurrencia de un evento de una magnitud dada.

Esta técnica es un punto de partida básico y esencial para todos los estudios. Sin embargo, una deficiencia común es que este conocimiento a menudo está mal documentado y es difícil de clasificar y evaluar. Las actuaciones previas en el talud o taludes próximos son de vital importancia a la hora de ponderar este valor.

2.1.1.2. Condicionantes geológicos y geomorfológicos.

Este criterio se centra en los escenario geológicos y geomorfológicos generales donde se emplaza el talud. Se trata de indicar la probabilidad de ocurrencia de diferentes eventos de una magnitud concreta en función de aspectos como:

- Litología (Si es roca evolutiva o estable)
- Estructura general de un macizo rocoso (zonas de falla, estructura general favorable, estructura general desfavorable).
- Tipo de suelos (coluviales, eluviales, aluviales, etc.).
- Geomorfología (talud en zona de ladera, el talud corta una antigua vaguada, etc.).

| CONDICIONANTES GEOLÓGICOS-GEOMORFOLÓGICOS | | | | | | |
|---|--|--|--|--|--|--|
| 114-1(-(11) | Roca Evolutiva | | | | | |
| Litologia (LI) | Roca con potencial de alteración | | | | | |
| Estructura general macizo | Zona Falla | | | | | |
| | Estructura general desfavorable | | | | | |
| rocoso (Es) | ado de fracturación o síntomas de descon | | | | | |
| | Coluviales | | | | | |
| Tipo de suelos (Ts) > 5 m | Aluviales | | | | | |
| | Alteración | | | | | |
| | Talud corta a Vaguada | | | | | |
| Geomorrologia (Ge) | Ladera sobre talud | | | | | |

La metodología definida supone la inclusión de estos subfactores de una manera subjetiva en la que se trata de comprobar si afecta o puede afectar, al orden de magnitud para la frecuencia con la que ocurre un evento. El cálculo de este factor se propone como la media de las afecciones que tiene cada subgrupo.

Tabla 2. Criterios geológicos de análisis

2.1.1.3. Condicionantes geotécnicos. Factor de seguridad (F.S).

Para alcanzar el F.S de un desmonte, con o sin elementos de sostenimiento, es necesario un amplio conocimiento de los condicionantes geotécnicos del mismo. En la práctica ingenieril habitual, el criterio de diseño de las estructuras de contención/sostenimiento que disponen de anclajes suele



basarse en la determinación del Factor de Seguridad (FS). Si bien raramente el FS tiene su traducción en términos de probabilidad de fallo, un diseño estructural de obras estándar diseñado con un FS~2 se le puede asignar una probabilidad anual de fallo inferior a 10^{-5} ; mientras que con un FS~1,5 se le asigna una probabilidad de fallo inferior a 10^{-4} (Silva et al. 2008) y así sucesivamente siguiendo el ábaco adjunto y los datos de proyectos existentes.

Tabla 3. Relación FS Vs Probabilidad de fallo en función de la categoría del talud

La **categoría I** corresponde a estructuras diseñadas, construidas y gestionadas con los conocimientos más avanzados del estado del arte. La **categoría II** corresponde a estructuras diseñadas, construidas y gestionadas con las normas estándar. La **categoría III** son estructuras sin un diseño específico y una construcción o gestión sin seguir los estándares. Finalmente, la categoría IV, son estructuras con poca o nula ingeniería.

En este apartado y si existe la información y datos suficientes, es posible un cálculo probabilístico del factor de seguridad de una zona. Se trata de calcular las probabilidades de fallo incluyendo en los modelos los rangos de variación, desviaciones estándar, variaciones del nivel freático, etc. de los parámetros geotécnicos que conforman el modelo geomecánico del talud.

En el caso de que el talud disponga de bulones y anclajes y se conozcan sus características y estado tensional es posible establecer la probabilidad de ocurrencia (Lr) a partir del **Índice de peligrosidad (I)** según las siguientes matrices y fórmulas:

I = (FS+DA+PO)/3

Donde:

- I: Índice peligrosidad
- o FS: Factor Seguridad
- o DA: Datos anclaje
- o PO: Datos Proyecto y Obra

DA=(CS+LB+TB)/3

• DA: Datos anclaje

Donde:

Tabla 4. Puntuaciones de cada factor tenido en cuenta para el cálculo del I

- CS: Carga de servicio
 LB: Longitud de bulbo
- TB: Terreno del bulbo

| Probabilidad anual de fallo (Pr) | Índice de Peligrosidad |
|---|-----------------------------|
| 0,1 <p< td=""><td>I>4,5</td></p<> | I>4,5 |
| 0,01 <p≤0,1< td=""><td>3,2<i≤4,5< td=""></i≤4,5<></td></p≤0,1<> | 3,2 <i≤4,5< td=""></i≤4,5<> |
| 0,001≤P≤0,01 | 2,6 <i≤3,2< td=""></i≤3,2<> |
| 0,0001≤P≤0,001 | 2,0 <i≤2,6< td=""></i≤2,6<> |
| 0,00001≤P≤0,0001 | $1,45 < I \le 2,0$ |
| P≤0,00001 | I≤1,45 |

Tabla 5. Relación entre el índice de peligrosidad (I)y la probabilidad de fallo (Lr)

2.1.1.4. Condiciones hidrológicas e hidrogeológicas.

La lluvia, y el consiguiente efecto sobre los niveles de las aguas subterráneas, es uno de los condicionantes principales que desencadenan deslizamientos, especialmente en taludes en tierras. Por lo tanto, los valores de probabilidad de ocurrencia están estrechamente relacionados con la frecuencia de las lluvias. Para estimar este factor es fundamental disponer de datos que permitan establecer una correlación entre la frecuencia e intensidad de las precipitaciones y los eventos de deslizamiento.

Una vez que se establecen estos umbrales, es posible establecer periodos de retorno (T), a partir de los cuales establecer las frecuencias. Es una manera de estimar la probabilidad de que una fase de precipitaciones intensas que genera inestabilidades se repita en el tiempo.

2.1.1.5. Otros factores

Dentro de la formulación general para estimar la probabilidad de rotura se pueden incluir los factores que se consideren necesarios siempre que ayuden a ajustar la precisión de la estimación de frecuencias. Por ejemplo, la experiencia en la zona del personal implicado en el análisis del riesgo, un correcto registro de las incidencias o un seguimiento durante las obras, son imprescindible para poder incluir factores adicionales.

- Dentro de este punto se puede estimar de manera subjetiva, la existencia o no de auscultación en el talud. Aunque no es un factor que afecte directamente a la probabilidad de rotura, sí que influye en el conocimiento y naturaleza de ésta.
- Otro factor que se puede incluir en la fórmula es la existencia de talas en el área donde se emplaza el talud. Este fenómeno, a menudo genera cambios en los drenajes de las laderas asociadas por la ejecución de nuevos caminos. Esta nueva escorrentía puede aumentar la probabilidad de fallo del desmonte.
- Cualquier aspecto del entorno del talud que pueda variar la probabilidad de fallo o el conocimiento del desmonte.

2.1.2. Determinación de la consecuencia general (C)

A la probabilidad de que ocurra un evento que implique riesgo, se le ha de incorporar otro valor probabilístico, que es la determinación de la **consecuencia general (dividida en 5 grupos de C1**

| | Danímatra | | Valor | | | | | | | | |
|----------------------|--------------------------|-----------|----------|--------------|-----------|---------------------------|--|--|--|--|--|
| | Parametro | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | | | | |
| F.S. de cálculo (FS) | | >2 | 1,55-2,0 | 1,45-1,55 | 1,30-1,45 | <1,30 | | | | | |
| clajes | Carga servicio (%L.E) | <55 | | 55-65 | | >65 | | | | | |
| o an(DA) | Longitud bulbo | >1,2m/10t | | 0,8-1,2m/10t | | <0,8m/10t | | | | | |
| Diseñ | Terreno bulbo | Roca sana | | mixto | | Suelo/roca meteorizada | | | | | |
| Proy | vecto y obra (PO) | | | | | | | | | | |
| Date | os sobre anclajes | si | | no | | no | | | | | |
| Asistencia técnica | | si | | si | | no | | | | | |

la pésima a C5 la de menor implicación). Esta clasificación basada en costes directos o indirectos se ha definido por medio de dos variables denominadas Vulnerabilidad (V) y Afección a terceros.

- *La Vulnerabilidad* se relaciona directamente con la afección al tráfico, en el sentido del nivel de afección en caso de corte de carril o de calzada, y se relaciona con varios aspectos como son; el IMD (índice medio diario de vehículos), el número de carriles del tramo, las pendientes, el índice de pesados en el tramo, etc. La tramificación se plantea en cuatro niveles, en términos de T-1 a T-4, se resume a continuación:
 - T-1. Tiempo de corte de carril menor del 60% del año.
 - T-2. Tiempo de corte de carril superior al 60% y menor del 80% del año.
 - T-3. Tiempo de corte de carril superior al 80% y menor del 90% del año.
 - T-4. Tiempo de corte de carril superior al 90% del año.
- *La Afección a terceros o exposición* es función de los elementos de infraestructura afectados por el desmonte/talud. Esta afección se clasifica en tres categorías en función de su importancia:
 - Sin construcciones de ningún tipo en las inmediaciones del desmonte/talud.
 - o Existencia de caminos, torretas eléctricas, etc en las inmediaciones del desmonte/talud.
 - Existencia de edificios o viales importantes en las inmediaciones del desmonte/talud.

2.1.3. Evaluación de nivel de riesgos (ENR). Matriz de análisis

Para la evaluación del nivel de riesgo en un determinado sector de un talud se parte del análisis de la susceptibilidad del tramo. Es decir, se analizan las probabilidades de ocurrencia de un evento de una magnitud dada, analizando los factores anteriormente descritos.

A modo de ejemplo, si en un desmonte hay 8 registros de incidencias con roturas de cuñas de entre 5 y 50 m³, el peso específico del factor "datos históricos" para eventos entre 5 y 50 m³ será muy alto y por tanto tendrá mucho peso en la ENR. Este punto se obtiene lo que anteriormente se ha definido como frecuencia (Lr).

| BLOQUES 5-50 m ³ | | PROBABILIDAD DE OCURRENCIA | | | | | | |
|--|-------------------------|----------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------|--|
| FACTORES | L*1 (10 ⁻¹) | L*2(10 ⁻²) | L*3(10 ⁻³) | L*4(10 ⁻⁴) | L*5(10 ⁻⁵) | L*6(10 ⁻⁶) | PESO | |
| FACTORES | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | ESPECÍFICO | |
| Datos históricos | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 5 | |
| Condicionantes geológicos y geomorfológicos | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 2 | |
| Condicionantes geotécnicos (F.S) | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 3 | |
| Condicionantes hidrogeológicos | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| Otros factores | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | |
| SUMA | 0 | 0 | 6 | 5 | 0 | 0 | | |
| TOTAL | 38 | | | | | | | |
| PROBABILIDAD (L*) | | 3 | | | | | | |

Tabla 6. Ejemplo del análisis de Lr para el orden de magnitud entre 5 y 50 m3

Este proceso se repite para cada orden de magnitud establecido obteniendo finalmente una tabla donde se resumen las probabilidades de ocurrencia de cada orden de magnitud con todos los factores ponderados (según una formulación establecida basada en los pesos específicos establecidos). Los pesos específicos de cada factor evaluado y para cada orden de magnitud establecido, depende de la representatividad de la información existente, de su peso en las inestabilidades descritas y de criterios subjetivos basados en la experiencia en cada zona.

| MAGNITD DEL FALLO | PROBABILIDAD GLOBAL (Lr) | | | |
|-------------------|--------------------------|---|--|--|
| <1 M3 | Lr | 1 | | |
| 1-5 | Lr | 1 | | |
| 5-50 | Lr | 3 | | |
| 50-500 | Lr | 4 | | |
| 500-5000 | Lr | 5 | | |
| >5000 M3 | Lr | 6 | | |

 Tabla 7. Resumen de la probabilidad de ocurrencia (Lr) de eventos de distinta magnitud ponderando los diferentes criterios establecidos anteriormente (punto 2.2.1)

A partir de este apartado lo que se hace es adaptar la probabilidad de ocurrencia con los sistemas de contención, sostenimiento, geométricos que minimizan las inestabilidades para obtener una frecuencia corregida (Lrc). Los factores de corrección y mitigación son propios de la infraestructura afectada y se incluyen en la **tabla 1** del presente resumen.

La determinación de las CONSECUENCIAS se obtiene de combinación entre la Lrc pésima para el mayor volumen implicado con la vulnerabilidad de la infraestructura y su afección. Por un lado, se considera la Vulnerabilidad (V) y por otro lado la Afección a terceros o exposición (A)

| | CLASIFICACIÓN EN BA | SE A LA POSIBILIDAD DE CORT | ES | | | | | | | | |
|---|---|-----------------------------|--------------|--------------------------|----|-----|---------|-------------------|-----------|--------|--|
| | T4 | TIEMPO DE CORTE > 90 5 | 6 DEL AÑO | | | | | | | | |
| v | Т3 | 80% > TIEMPO DE CORTE < | 90% DEL AÑO | | | | | | | | |
| | T2 60% > TIEMPO DE CORTE < 80% DEL AÑO | | 80% DEL AÑO | | | | MAG | NITUD PESIMA (m3) | | | |
| | т1 | TIEMPO DE CORTE < 60 % | 6 DEL AÑO | | | | -5 5-50 | 50-500 | 500-5,000 | >5,000 | |
| | T4 | T4 | | CLASIFICACION AFECCIONES | <1 | 1-5 | | | | | |
| | CLASIFICACIÓN SEGÚN AFECCIÓN A TERCEROS | | | | | | | | | | |
| | SIN CONSTRU | CCCIONES | 1 | 1 | SA | SA | SA | м | M | 1 | |
| A | CAMINOS, TORRETAS ELECTRICAS, ETC. EDIFICIOS O VIALES IMPORTANTES | | AS, ETC. 2 2 | | SA | SA | м | м | 1 | т | |
| | | | 3 3 SA M | | м | м | L. | | 1 | | |
| | SIN CONSTRU | CCCIONES | 1 | l (Importante) | | | | | | | |
| | OBSERBACIONES: | | | AFECCIÓN A TERCEROS SA | | | A | M (Media) | | | |
| | | | | | | | | | | | |

Tabla 8. Obtención de la afección a terceros combinando la clasificación de las afecciones y el volumen pésimo con mayor probabilidad de ocurrencia (Lcr)

La afección se combina con la magnitud de caída más probable pésima (en m³) para obtener una afección global: Importante (I), Media (M) o Sin afección (SA).

Relacionando los dos parámetros de vulnerabilidad y afección a terceros se obtiene el índice de CONSECUENCIA (C).

| | AFI | ECCIÓN TERCER | ROS |
|---|----------------------|---------------|-------------------|
| VULNERABILIDAD (Posibilidad de gestión en caso de corte de carril) | SIN AFECCIÓN (SA) | MEDIA (M) | IMPORTANTE (I) |
| n | СЗ | C1 | C1 |
| T2 | C4 | C2 | C2 |
| T3 | C4 | C3 | C2 |
| Т4 | C5 | C4 | C3 |

Tabla 9. Matriz para obtener la consecuencia cruzando Vulnerabilidad con la afección a terceros

El resultado final es la obtención del nivel de riesgo mediante una nueva matriz que combina las CONSECUENCIAS (C) junto con las PROBABILIDAD DE OCURRENCIA (Lcr), para obtener siete (7) niveles (ENR 1.1 para casos críticos y ENR 5 para riesgos mínimos). Cada nivel tiene una recomendaciones y conclusiones.

| | PROBABILIDA | D | CONSECUENCIA GENERAL | | | | | | |
|----|-------------------|---|---------------------------------|-----------------------------|-------------|------------------|-----------|--------------|--|
| | OCURRENCI | 4 | C1 | | C2 | C3 | C4 | C5 | |
| | L1 | | ENR | 1.1 | ENR1.2 | ENR1.3 | ENR2 | ENR2 | |
| | L2 | | ENR | 1.2 | ENR1.3 | ENR1.3 | ENR2 | ENR3 | |
| | L3 | | ENR | 1.3 | ENR2 | ENR2 | ENR2 | ENR3 | |
| | L4 | | ENR | 2 | ENR3 | ENR3 | ENR3 | ENR4 | |
| | L5 | | ENR | ₹3 | ENR3 | ENR4 | ENR4 | ENR5 | |
| | L6 | | ENR | 84 | ENR4 | ENR5 | ENR5 | ENR5 | |
| RE | COMENDACIÓN REVIS | IÓN | | INSPECCIÓN CADA 36-48 MESES | | | | | |
| - | NP1 1 | | | | | | | | |
| | 104.2 | | | | | | | | |
| | INR1.Z | | - | INFO | URIME GEOTI | ECINCIO . INSPEC | CION CADA | 6-12 IVIESES | |
| | NR1.3 | POSIBLE INFORME GEOTÉCNICO. INSPECCIÓN CADA 12-24 MESES | | | | | | | |
| | ENR2 | INSPECCIÓN CADA 24-36 MESES | | | | | | | |
| 3 | ENR3 | INSPECCIÓN CADA 36-48 MESES | | | | | | | |
| | ENR4 | | INSPECCIONES CADA 48 - 60 MESES | | | | | | |
| | ENR5 | | | INSPECCIONES CADA 60 MESES | | | | | |

Tabla 10 Matriz final donde se estima el nivel de riesgo geotécnico-geológico de un sector en un talud

2.2. Seguimiento periódico de taludes

El objetivo de estos trabajos es la inspección de los taludes inventariados mediante la elaboración de una ficha tipo donde se evalúa cualitativamente el estado del talud, así como; el análisis de la información existente, la reevaluación de la estabilidad si es el caso y por último, la reevaluación del nivel de riesgo (ENR). En este caso, las fichas de inspección visual contienen un checklist de algunos aspectos a evaluar, tales como:

- El estado del talud. Donde se evalúan aspectos como, la presencia de bloques inestables, juntas abiertas, grietas y su magnitud, deformaciones, cicatrices de caídas recientes, erosión diferencial, presencia de agua, etc.
- El estado de la plataforma. Donde se evalúan aspectos como, indicios de asientos, fisuración, surgencias de agua, etc.
- Estado de los elementos de contención y sostenimiento. Donde se evalúan por ejemplo deformaciones, fisuras, descalces, humedades, etc. en los muros o bien, indicios de sobrecarga en bulones, grietas en gunita, bolsas o daños en mallas, etc.
- Estado de los elementos de drenaje. Donde se evalúan el estado de las cunetas, bajantes, drenes profundos, etc.
- Estado de la auscultación y análisis e interpretación de datos.
- Se incluye un apartado que se centra en posibles afecciones a otros elementos.
- Por último, se incluye un croquis del talud y fotografías que justifican las evaluaciones anteriores.
- El análisis cuantitativo de todos los criterios mencionados se efectúa a partir de su representatividad y se resume en la tabla de la siguiente hoja. Estas puntuaciones indican, el desarrollo sobre la unidad, de cualquier criterio y aspecto analizado. Por ejemplo, si en un talud gunitado, en torno al 40% de la superfície presenta grietas, se asigna un valor de 3.

| Descripción | Puntuación |
|--|------------|
| Nula / inexistente | 0 |
| Baja (5-15%)* / Ocasionales | 1 |
| Moderada (15-30%)* / Frecuentes | 2 |
| Significativas (30-50%)* / Abundantes | 3 |
| Muy importantes (>50%)* / Muy abundantes | 4 |
| (*): porcentaie de afección del elemento inspeccionado | |

Tabla 11. Valoración cuantitativa de cada elemento observado en función de su desarrollo en un talud

Por lo tanto, el esquema para el seguimiento periódico de taludes resulta:

Inspección visual \longrightarrow Análisis información existente \longrightarrow Contraste y reevaluación \longrightarrow ENR \longrightarrow Informe de inspección de cada talud (con sus sectores obtenidos)

3. PLATAFORMA GIS Y BASE DOCUMENTAL GEOREFERENCIADA

Todo el proceso descrito implica la generación de una gran cantidad de información, la cual pivota sobre una plataforma web que incluye un sistema GIS para localizar los desmontes, así como para visualizar todos los datos y gráficas resultantes. Esta herramienta lleva asociada, entre otras cosas una base documental georreferenciada e individualizada para cada talud. Se describe esta herramienta brevemente, la idea es mostrarla en vivo, si fuese posible dar la charla correspondiente a estos trabajos. La plataforma consta de:

- Una zona GIS
- La base documental

3.1. Zona GIS

Se trata de una interfaz general sobre una Ortofoto donde se plasman todos los desmontes y sectores inventariados (un total de 320 taludes) También incluye aspectos como:

- La representación de todos los taludes con el riesgo establecido por colores y por tramos. Acorde a la metodología propuesta.
- Los ejes de las autopistas y las líneas de tren
- Cartografía
- Street view
- Histórico de desprendimientos
- Datos a tiempo real y previsto de estaciones metereológicas.

- Alarmas
- Etc...

> A nivel general

A nivel más cercano los taludes se proponen presentar como polígonos sectorizados en función del nivel de riesgo o clasificación obtenida del proceso de revisión, inspección y trabajos asociados.



Figura 2. Interfaz general de la aplicación GIS con el gestor de capas e Interfaz de detalle. Se observan los sectores dentro de cada talud con su nivel de riesgo. También se puede acceder a toda la información de un desmonte dado (base documental) a través de un clic en la ventana abierta.

Respecto a la gestión de incidencias en explotación y conservación, la plataforma propuesta pretende incluir toda la información pasada y futura de cada anomalía geotécnica y que su visualización y acceso a la información sea fácil y dinámica. Otra opción que presenta la parte GIS de la plataforma propuesta es la posibilidad de cargar cualquier servicio WMS disponible en la web. Por ejemplo, zonas de inundabilidad, parcelarios y catastro, mapas de cualquier tipo, trazados, etc.



Figura 3 Histórico de incidencias y estaciones metrológicas

Figura 4. Servicios WMS. Parcelario (Sigpac)

La plataforma que se propone permite a su vez cargar de manera rápida y dinámica cartografías y cuenta con un sistema de cartelería que permite acceder a la información de cada talud o sector establecido con un solo click. Así mismo lleva incorporado, georreferencias y asociado a cada talud un visor vinculado a Street View que permite en todo momento visualizar cualquier desmonte. Incluso permite acceder a imágenes históricas de la zona.

Por otro lado, desde el sistema GIS, es posible acceder de manera visual y gráfica a las zonas donde se han propuesto algún tipo de actuación en taludes y la fecha de esta propuesta. Así mismo se puede filtrar por fechas las mismas.



Figura 5. Combinación Street view y cartografía



Figura 6. Filtro para análisis de recomendaciones

Permite el tratamiento de la información a tiempo real como es el caso de la auscultación (tanto automatizada como no) y los datos sobre meteorología. Ello permite establecer avisos, alarmas, etc.



| | BEHOBIA COHO COTO | | | | | () |
|---|-------------------|---|----------------------|--------------|--------------------------|------------|
| 🗑 Lecturas | | | | | | |
| fectu | Temperatura (*C) | International (InA) | Terrador NV (60) | Tessis Trips | % Salara limite existina | |
| 06/07/2022 | 17.1 | 12.64 | 193.69 | 1978 | 48.19 | 8 |
| 06/07/2022 | 15 | 12.64 | 193.63 | 1875 | 48.17 | 0 |
| 04/07/2022 | 14.5 | 10.58 | 191.77 | 19.55 | 471 | 8 |
| 03/0/12022 | 15.4 | 10.62 | 192.96 | 19-58 | 48.01 | 8 |
| 02/07/2022 | 12.4 | 10.55 | 191.21 | 19.5 | 47.57 | 8 |
| 01072022 | 9.8 | 10.5 | 189.57 | 19.34 | 47.16 | 8 |
| 30/06/2022 | 11.8 | 10.51 | 189.77 | 19.38 | 47.21 | 8 |
| 29/06/2022 | 14.9 | 12.62 | 193.06 | 99 | 48/03 | 8 |
| ******* | | | | | | |
| 224 222 23 111 116 116 117 117 118 118 118 118 118 118 118 118 | enerder) of | 30 25 5 24 7 2 25 7 2 25 7 2 25 7 2 25 7 2 25 7 2 7 2 7 2 7 2 7 2 7 2 7 2 7 2 7 2 7 2 | Insile W (6) Tropped | 5 6 | Starink eldo | (7) subset |

Figura 7. Representación de células de carga y su estado



Figura 8. Gráficas con datos a tiempo real de tensiones



Figura 9. Representación en GIS de inclinómetros

Figura 10.Herramientas trabajo sobre nubes de puntos

Por último, desde la zona GIS se pueden abrir módulos complementarios de varios tipos. Destacar el tratamiento de las nubes de puntos que permiten, entre otras cosas, la obtención de perfiles, medir superficies, distancias, etc.

3.2. Base documental georreferenciada

En este apartado se muestra el ejemplo real de la base documental asociada al GIS comentado y que permite generar y consultar la información necesaria para el desarrollo de los trabajos de manera eficaz, clara y georreferenciada con una clara trazabilidad de toda la documentación, mediante cuadros de mando o listados configurables.

Este listado es en todo momento clasificable en función del parámetro que se requiera. Así mismo, los listados se pueden exportar a excel o el formato que se elija en cualquier momento. También permite la búsqueda por taludes o nivel de riesgo o fechas de revisión (pasadas y futuras) o la configuración que se quiera en cada momento.

| | • | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|---|-----------------------------------|---------|----------------------------|----------------------------------|------------------|-----------------------|-------------------------------|-------------------|--------------------------------|--|------------------------------|
| Nombre + | Sector | Redacción de proyecto | Versión | Fecha última inspección | Fecha siguiente inspección | Fecha informe | Periodicidad (mes) | Prob. ocurrencia autop. | Consec. autop. | Consec. afección a terceros | Riesgo | Actuación |
| AP-8-27+580-28+370- BEHOBIA-DCHO | Sector 2 | | Actual | 22/02/2022 | 22/02/2026 | 12/03/2022 | 48 | L2 | | C5* | ENR3 INSPECCIÓN CADA 36-48 MESES | Inspección rutinaria |
| | Sector 3 | | Actual | 22/02/2022 | 22/02/2026 | 12/03/2022 | 48 | L4 | | C5* | ENR4 INSPECCIONES CADA 48- 60 MESES | Inspección rutinaria |
| AP-8-27-1-0+050-0+300- BILBAO-DCHO | Sector 1 | | Actual | 23/02/2022 | 23/02/2026 | 03/03/2022 | 48 | L4 | | C4* | ENR3 INSPECCIÓN CADA 36-48 MESES | Inspección rutinaria |
| | Sector 3 | | Actual | 22/02/2022 | 22/02/2023 | 10/03/2022 | 12 | L3 | | C5* | ENR3 INSPECCIÓN CADA 36-48 MESES | Inspección rutinaria |
| AP-8-28+480-29+790- BEHOBIA-DCHO | Sector 2 | Sector con actuación pendiente | Actual | 22/02/2022 | 22/02/2023 | 10/03/2022 | 12 | L2 | | C3* | ENR1.3 POSIBLE INFORME GEOTÉCNICO. INSPECCIÓN CADA 12-24 MESES | Necesidad informe geotécnico |
| | Sector 1 | | Actual | 22/02/2022 | 22/02/2023 | 10/03/2022 | 12 | 12 | | C.5* | ENR3 INSPECCIÓN CADA 36-48 | Inspección rutinaria |

Tabla 12. Cuadro de mando para control de listados en taludes con opción de diferentes filtrados

Ahora se pasa a mostrar la documentación asociada a un talud tipo, para mostrar cómo funciona y se ordena la documentación generada, así como la disponible.



Figura 11. Ejemplo de una ficha tipo de un desmonte y su documentación asociada por sectores.

< :

| B | Documentos | | | | | | | | |
|---|---|------------------|--|-------------------|----|---|---|-------|---|
| |) Nombre | | Descripción | Tamaño de fichero | | | | | • |
| | 01 - Revisiones periódicas | | | (15 Archivos) | | | | 1 | Û |
| | Revisinnn 01 | | Abril 2018 | | | | | 1 | Û |
| | Informe de revisión | | | | | | | 1 | Ð |
| | Revisión 02 | | ENR efectuado tras el refuerzo del sostenimiento entre Febrero y Junio de 2020 | | | | | 1 | Ô |
| | Revisión 03 (auscultación) - 2020-10-19 | | | (1 Archivos) | | | | 1 | ŵ |
| | Revisión 04 (auscultación) - 2021-02-23 | | Lectura células de carga | | | | | 1 | Û |
| | Revisión 05 (auscultación) - 2021-03-31 | | Lectura células de carga | (1 Archivos) | | | | 1 | Û |
| | Revisión 06 (auscultación) - 2021-11-24 | | Lectura células de carga | | | | | 1 | Û |
| | 02 - Informes geotécnicos complementarios | | | (1 Archivos) | | | | 1 | Ô |
| | Informe geotécnico complementario | | Informe redactado por Euroestudios en 2018 | | | | | 1 | Û |
| | Informe talud | | | | | | | 1 | ŵ |
| 0 | The INF COMPLETO AP-1 144+585- RS Bibao pdf | 28/03/2018 11:54 | | 15.6 MB | := | 0 | 4 | 1 | |

Figura 12. Árbol de carpetas con la información asociada a un talud

4. CONSIDERACIONES GENERALES. CONCLUSIONES

El sistema de gestión establecido por BIDEGI para los taludes de su red permite entre otras cosas:

- Un acceso rápido a la información.
- Con la metodología descrita se hace necesaria la tramificación de los taludes por sectores en función de sus características geométricas, geológicas, de sostenimiento, etc. y una ENR individualizada para cada uno de ellos. Permite integrar el peso específico de cada criterio de análisis para cada una de las magnitudes establecidas.
- Todo ello permite localizar de manera precisa las zonas de mayor riesgo y diseñar las actuaciones de mitigación de estos riesgos de forma individualizada y localizada.
- En definitiva, es posible optimizar de manera justificada y precisa las actuaciones paliativas de refuerzo necesarias.
- En la actualidad se han ejecutado o están en ejecución actuaciones sobre más de 50 sectores en diferentes zonas de la red de autopistas.
- La metodología para la determinación del nivel de riesgo está en continua adaptación a las necesidades, habiéndose establecido ya varias versiones.
- La plataforma de gestión implementada permite el control de todos los trabajos asociados al contrato, así como la gestión de los datos de auscultación, el establecimiento de alarmas, etc.

5. REFERENCIAS

- Anna Facello [Doctoral thesis] Environmental monitoring: landslide assessment and risk management. Politecnico di Torino. Abril 2013.
- Australian Geomechanics society sub-committee on landslide risk management. Landslide risk management concepts and guidelines. Marzo 2000
- Australian Geomechanics Society Landslide Taskforce, Landslide Practice Note Working Group. Practice note guidelines for landslide risk management. Marzo 2007.
- I.E. Stewart, F.J. Baynes¹ and I.K. Lee. RTA (road traffic accident). Guide to slope risk analysis version 3.1.
- J. Corominas, O. Mavrouli, Iñaki Ibarbia, Ioseba Jugo, Nahikari Alonso, Jon Ruiz, Susana Luzuriaga y J.A. Navarro. Metodología integrada para la evaluación de riesgos en la red de carreteras de Gipuzkoa. 2017.
- Z. C. Aye1, M. Jaboyedoff, M. H. Derron, C. J. van Westen, H. Y. Hussin, R. L. Ciurean An interactive web-GIS tool for risk analysis: a case study in the Fella River basin, Italy. Enero 2016.

INSPECCIÓN Y CONTROL DE LOS ANCLAJES EN LA RED DE CARRETERAS DE LA DIPUTACIÓN FORAL DE GIPUZKOA (DFG)

AITOR PÉREZ¹, ION MARTÍNEZ² y SARA GOROSTIZA³

TYPSA Delegación Territorial de Euskadi Departamento de Geotecnia ⁽¹⁾ aiperez@typsa.es ⁽²⁾ imartinez@typsa.es ⁽³⁾ sgorostiza@typsa.es

RESUMEN

El elevado número de anclajes instalados en las estructuras y taludes de la Red de Carreteras de la Diputación Foral de Gipuzkoa hace recomendable la revisión de los mismos para determinar su estado actual y su comportamiento desde su puesta en servicio. Las condiciones de seguridad de los anclajes al terreno pueden variar con el tiempo, sobre todo si se modifican las características del entorno en el que están dispuestos. Como consecuencia de ello, en los últimos años se ha establecido un plan de mantenimiento, inspección y control de los anclajes instalados, el cual permite controlar y asegurar el funcionamiento de estos durante su vida útil, de tal forma que los eventuales fallos o daños progresivos que pudieran aparecer no pasen inadvertidos hasta que se hagan evidentes por provocar daños en las estructuras ancladas.

1. INTRODUCCIÓN

La Red de Carreteras de la Diputación Foral de Gipuzkoa está compuesta por más de 1.800 kilómetros. De acuerdo con la Norma Foral 17/1994, de 25 de noviembre, de Carreteras y Caminos de Gipuzkoa, las carreteras de Gipuzkoa se clasifican por su funcionalidad en cuatro Redes distintas:

- **Red de Interés Preferente (Red Roja).** Comprende los itinerarios de carácter internacional, los de acceso a pasos fronterizos, a los puertos y a los aeropuertos de interés general, los itinerarios que soportan tráficos interautonómicos importantes de largo recorrido, así como los que atienden un volumen considerable de vehículos pesados o una carga apreciable de mercancías peligrosas, tanto exteriores como interiores.
- **Red Básica (Red Naranja).** Comprende las carreteras que, sin pertenecer a la Red de Interés Preferente, estructuran el Territorio Histórico formando itinerarios completos y las que teniendo un tráfico importante conectan con otros Territorios Históricos o con otras Comunidades Autónomas.
- Red Comarcal (Red Verde). Comprende las carreteras que, sin un tráfico importante, comunican comarcas vecinas.
- **Red Local (Redes Amarilla y Gris).** Subdividida en la Red Amarilla, que comprende las carreteras que, sin pertenecer a la Red Comarcal, sirven para la comunicación entre sí de núcleos de población de distintos Municipios o de acceso a cascos urbanos, y la Red Gris, integrada por las carreteras que no pertenecen a ninguna de las Redes anteriores.



Ilustración 1. Vista general de la plataforma GIS desarrollada por TYPSA para la gestión documental de la información generada. Los colores se corresponden con la clasificación funcional de las carreteras y los iconos muestran la ubicación de las células de carga actualmente implementadas.

Desde finales del año 2019 la ingeniería TYPSA viene desarrollando una serie de trabajos relacionados con la inspección y el control de anclajes dentro del contrato de servicios correspondiente al *Contrato de trabajos de inspección y control de los anclajes colocados en estructuras y taludes en la Red de Carreteras de la Diputación Foral de Gipuzkoa.* Las actividades desempeñadas dentro del mismo comprenden 3 grandes bloques interrelacionados y secuenciales cuyo objetivo final es la optimización de los recursos públicos disponibles.

- 1. **Programas de control, establecimiento de criterios, análisis y revisión del factor RAC**. En cada uno de los nuevos puntos de control definidos en la Red de Carreteras se redacta un programa de control, el cual contempla, entre otros, las características geológicas-geotécnicas generales, el estudio de las posibles inestabilidades y el inventario de los anclajes existentes. Además, una vez realizado el control periódico de los anclajes y analizada la tensión proporcionada por las células de carga, se procede a la revisión del factor de reconocimiento y auscultación de campo (RAC).
- 2. **Implantación y señalización de los trabajos de campo.** Los trabajos de control periódico de anclajes precisan, con frecuencia, la utilización de equipos de elevación, especialmente aquellos puntos de control que no se hallan instrumentados mediante células de carga, pero en los que resulta necesario determinar cuáles son las cargas residuales.
- 3. **Control periódico de anclajes y medición de las células de carga**. Con el análisis de la evolución tensional de los anclajes respecto a su límite elástico. Este apartado contempla así mismo la reparación de aquellas células de carga con problemas de operatividad y la automatización de la lectura de las mismas.

Por otro lado, el presente artículo describe cuál es la metodología aplicada en la definición del **nivel de riesgo existente**, partiendo de la interacción entre los conceptos de peligrosidad y vulnerabilidad. Finalmente, el resultado de los trabajos se gestiona a través de una herramienta web a modo de **plataforma GIS**, donde se almacena e interrelaciona, de manera georreferenciada, toda la documentación generada, las gráficas resultantes de la auscultación operativa y se gestionan alarmas de aviso preestablecida.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS

2.1 Programas de control, establecimiento de criterios, análisis y revisión del factor RAC

2.1.1 Redacción de los programas de control

En cada uno de los nuevos puntos de control definidos se redacta un programa de control, que contempla los siguientes puntos:

- Descripción de las características geológicas y geotécnicas generales (geomorfología, hidrología y clasificación de los suelos y del macizo rocoso: litología, tectónica y estructura).
- Estudio detallado de las inestabilidades y cálculo de empujes, con cortes geológicos.
- Inspección visual de las partes accesibles de los anclajes, de la estructura o talud anclado.

Una vez estudiadas las características geotécnicas de la zona y realizado el inventario de los anclajes instalados, se realiza una evaluación de riesgos, tanto en términos de vulnerabilidad, es decir, volumen de masa involucrada, como de exposición, es decir, alarma social y cuantía económica de las pérdidas que ocasionarían un fallo o colapso de la estructura.

2.1.2 Revisión de los programas de control redactados e incorporación a las fichas de la base documental de los resultados de las inspecciones realizadas

Transformación de los programas de control redactados y su incorporación a las fichas de la base documental, así como de los resultados de las inspecciones realizadas al formato Shape, especificando los campos de aplicación (identificación del punto de control, características geológicas y geotécnicas, información geotécnica existente, características del terreno, litoestratigrafía, estructura general, tipo de inestabilidad, actuaciones de estabilización realizadas, análisis de estabilidad, conclusiones y recomendaciones, fotografías, análisis de la peligrosidad, factor de seguridad de cálculo, diseño de anclajes, evolución de la inestabilidad, observaciones de proyecto y obra, instrumentación y control, volumen de tierras actuante, IMD de la carretera, afecciones distintas a la carretera y corte de tráfico y vías alternativas). Los límites de cada punto de control son georreferenciados, asignando las coordenadas de los puntos que definen los contornos de las estructuras y taludes de contención que disponen de anclajes permanentes al terreno en formato ETRS 89 y proyección U.T.M., con error inferior a 1,00 m, de manera que quedan definidos de la forma más exacta posible que permita su posterior explotación.

2.1.3 Establecimiento de criterios, procedimientos de control y determinación de la ubicación y carga de trabajo de los anclajes

Una vez analizado y revisado el factor RAC de la fase precedente y comparado con la evaluación inicial de riesgos, se determina el programa de control a aplicar para la fase en cuestión; dicho programa de control depende, por tanto, del nivel de riesgo obtenido y del factor RAC revisado. De acuerdo con el programa de control a aplicar, se establecen los criterios y los procedimientos de control a aplicar para realizar la comprobación de la carga residual de los anclajes. La puesta en práctica del programa de control se lleva a cabo mediante un procedimiento de control, en el que se establecen:

- Protocolo de control que se sigue en los trabajos de inspección y control periódico de los anclajes.
- Características de la instrumentación existente o propuesta para la medición de las tensiones de trabajo en los anclajes.
- Características de los equipos a utilizar (gatos hidráulicos, llaves, etc.) y medios auxiliares (escaleras, andamios, plataformas elevadoras, grúas, etc.) para acceder a las zonas objeto de inspección y control.
- Resultados de las inspecciones realizadas y análisis para la determinación de la carga de trabajo de cada uno de los anclajes.

Dicho procedimiento de control se materializa mediante la determinación de la ubicación y cargas de trabajo de cada uno de los anclajes objeto de control, de tal forma que los distintos medios encargados de realizar las auscultaciones disponen de información suficiente para poder realizar las mismas, desglosada en función del ámbito de actuación que corresponde a cada una de ellas.

2.1.4 Análisis y revisión del factor RAC

Una vez realizado el control periódico de los anclajes y analizada la tensión proporcionada por las células de carga, se procede a la revisión del factor de reconocimiento y auscultación de campo (RAC), que se extiende a todas las estructuras y taludes de contención. Dicho análisis y revisión incluye el concepto de observación, vigilancia y reconocimiento in situ de los mismos, que se realiza con carácter anual, así como los resultados de los trabajos de campo, consistentes en las comprobaciones de las cargas residuales e inspección de los elementos de los anclajes y las medidas de la instrumentación instalada. Dicho reconocimiento sirve para confirmar o modificar el programa de control vigente, de acuerdo con la metodología establecida.



Ilustración 2. Ficha de campo de un punto de control para el análisis anual del factor RAC.

2.2 Implantación y señalización de los trabajos de campo

Los trabajos de control periódico de anclajes precisan, con frecuencia, la utilización de equipos de elevación; sus dimensiones dependen de la altura de la estructura o talud cuyos anclajes se pretende colocar, así como de su pendiente, longitud, etc. del talud y el número de anclajes sujetos a control periódico. En cualquier caso, la zona de emplazamiento del equipo de elevación se acondiciona adecuadamente y se ejecuta el acceso necesario para la implantación segura de los equipos y suministros necesarios, con el fin de permitir albergar las instalaciones, equipos, suministros y elementos necesarios para el correcto desarrollo de los trabajos de control de los anclajes.

Por otro lado, las actividades de control periódico de anclajes que suponen una afección al tráfico que discurre por la Red de Carreteras, debe disponer de la correspondiente señalización de posición para indicar la posición en la vía y canalizar el tráfico en el tramo afectado por los trabajos de inspección y control mientras se ejecutan los mismos. Dicha señalización debe ajustarse a alguno de los casos previstos en la Norma de Carreteras 8.3-IC "Señalización de obras", según se trate de ocupación de uno de los carriles y del arcén exterior o solamente del arcén exterior.

2.3 Control periódico de anclajes y medición de las células de carga

2.3.1 Control periódico de anclajes

El control periódico de los anclajes se realiza siguiendo el procedimiento que se enumera a continuación:

- Descripción de la parte vista, incluyendo la placa de reparto y la zona de estructura que le rodea.

- Retirada de la caperuza protectora y descripción del aspecto general de la cabeza del anclaje antes de retirar la grasa de protección. Toma de muestras de la grasa de protección para su posterior análisis, si se observan signos de deterioro. Descripción del estado de las cuñas, tuercas y de las sobre longitudes después de retirar la grasa de protección.

- Comprobación de la carga residual, realizando dos veces dicha comprobación para dar como valor residual final el valor medio entre ambas lecturas.

- Reposición de la grasa de protección, sustituyéndola si se estima conveniente y posterior colocación de la caperuza con su junta de sellado, reparando su capa de pintura si esta estuviese dañada.

- Realización de fotografías de detalle de todos aquellos anclajes sometidos a inspección.

Para las actuaciones anteriormente enumeradas TYPSA es responsable de la determinación del porcentaje y número de anclajes a controlar en cada ejercicio, la definición de su ubicación para que la estructura o talud de contención quede caracterizado, cargas de trabajo de cada uno de los anclajes, así como la incorporación de los resultados al inventario de planos y fichas correspondientes y redacción del informe basado en el programa de control efectuado y análisis de los resultados obtenidos.

Cuando se producen desviaciones importantes en las tensiones medidas respecto a las que sirvieron para su diseño, indicativo de un funcionamiento anormal del estado tensional de los anclajes colocados en estructuras y taludes, que normalmente viene acompañado por deformaciones elevadas, que pueden ser detectadas mediante el control inclinométrico o topográfico correspondiente, debe procederse a dar las recomendaciones oportunas para su inmediata corrección mediante el retesado o el destesado.
2.3.2 Medición de las células de carga hidráulicas

Las células de carga hidráulicas constan de un pistón con forma de almohadilla plana en anillo a la que se unen dos discos rígidos lateralmente y cuyo contorno sobresale por fuera de Estos. La almohadilla se encuentra rellena de un fluido hidráulico, aceite, en un área de presión, de superficie perfectamente definida, que se encarga de transmitir hasta un manómetro con reloj de lectura directa en kN las deformaciones del fluido ante las cargas. Durante la ejecución de los anclajes donde se vayan a instalar las células, se debe prever la longitud suficiente de la parte exterior del tendón. Esta longitud está fijada en unos 70 cm sobre la placa de reparto para anclajes de cable y unos 35 cm sobre la placa de reparto en anclajes de barra. El reloj del manómetro debe estar orientado de tal forma que sea posible una lectura visual desde el pie de la estructura o desmonte o zona accesible próxima. Es importante que los discos o placas de reparto que compriman la célula de carga estén colocados correctamente para evitar la distribución inadecuada de la carga; no obstante, estas células suelen ser menos sensibles a las excentricidades de carga que las de cuerda vibrante.

Deben anotarse todas las incidencias de interés durante la lectura, como orientación del tramo de estructura o talud donde van montadas las células, temperatura ambiente y grado de estanqueidad del manómetro ante la condensación por humedad o frente a lluvias. También se debe comprobar que la célula continúa montada de forma adecuada, reflejando todas las lecturas e incidencias asociadas en la tabla de registro de lecturas, junto a las conclusiones obtenidas, que deben quedar reflejadas en el informe de control de anclajes correspondiente al punto de control en cuestión.

2.3.3 Medición de las células de carga de cuerda vibrante

Las células de carga de cuerda vibrante constan de un cilindro de acero de alta resistencia, en el que habitualmente se montan tres o cuatro medidores de deformación para minimizar el efecto de las cargas excéntricas. Al igual que en el caso anterior, para minimizar las principales causas de error en las medidas obtenidas con células de carga, es necesario instalar placas de reparto de suficiente espesor, con el acabado adecuado y apropiadas a la geometría del anclaje y de la célula de carga. Durante la ejecución de los anclajes donde se vaya a instalar este tipo de célula se debe prever la longitud suficiente de la parte exterior del tendón; esta longitud está fijada en unos 80 cm sobre la placa de reparto para anclajes de cable y unos 40 cm sobre la placa de reparto en anclajes de barra.



Ilustración 3. Lectura de células de carga en armario de centralización mediante lector portátil de cuerda vibrante.

Los terminales eléctricos de estas células de carga van unidos mediante cables hasta un panel de centralización digital, accesible, situada en la base de la estructura, de tal forma que su lectura directa proporciones la tensión medida por cada una de las células de carga. Dicho panel de centralización y lectura está protegido por una caja metálica de dimensiones adecuadas, convenientemente identificada, pintada y protegida, donde se procede a las lecturas de las tensiones mediante una unidad de lectura portátil de cuerda vibrante adecuada. Los cables deben ir suficientemente blindados o protegidos con una cubierta exterior a prueba de roces e impactos y apantallados para evitar las interferencias electrónicas; los empalmes de cable necesarios deben hacerse correctamente siendo necesario el uso de resina para los mismos. Además, el cable debe estar protegido de la luz directa del sol, preferiblemente con el uso de tubos de plástico para la conducción del cableado.

2.3.4 Reparación y mantenimiento de las células de carga

La reparación de las células de carga incluye todas aquellas operaciones destinadas a asegurar su correcto funcionamiento. En el caso de las hidráulicas se revisa la posición de las placas de reparto, colocándolas en posición correcta y sustituyéndolas en caso necesario y el nivel del fluido hidráulico, aceite, encargado de transmitir la deformación ante la carga del anclaje; asimismo, se procederá a la revisión y reparación del manómetro si estuviera deteriorado. La reparación de las de cuerda vibrante incluye la revisión de las placas de reparto, colocándolas en posición correcta y sustituyéndolas en caso necesario. Debe procederse a la reparación y mantenimiento de los cables de salida de las células de carga, con sus conexiones correspondientes, hasta el panel de centralización, realizando las reparaciones necesarias para asegurar su correcto funcionamiento.

2.3.5 Automatización de las células de carga de cuerda vibrante

Con el fin de conseguir un mayor grado de eficiencia de la instrumentación geotécnica implementada, la Diputación Foral de Gipuzkoa está procediendo a automatizar la lectura de células de carga en varios de sus puntos de control. El procedimiento para la automatzización es el de asociar un segundo armario donde poder ubicar la parte electrónica. Para el registro de las lecturas se emplea un datalogger o registrador de datos, así como un juego de multiplexores con una interfaz para la comunicación entre las células y el registrador de datos.



Ilustración 4. Panel solar y armario de automatización asociado al armario de centralización de las células de carga.

Las medidas de las cuerdas vibrantes se llevan a cabo mediante el análisis espectral, es decir, los equipos analizan la señal devuelta por el sensor, realizan una transformada de Fourier y análisis espectral, de forma que transforman las series temporales en un espectro de frecuencias. La frecuencia de resonancia del sensor se determina identificando la señal con más amplitud dentro del rango aceptable y descartando el ruido.

El envío de los datos registrados se realiza a través de un módem, gracias al empleo de telefonía móvil. Por tanto, los datos en bruto con las frecuencias de vibración recogidos en campo (digits y temperatura) son enviados a un servidor ftp de TYPSA. A partir ahí, los datos son convertidos en unidades de ingeniería (kN) y subidos a la plataforma de visualización. En última instancia, se genera un archivo csv (valores separados por comas) que es enviado al Centro de Gestión de Carreteras de la Diputación Foral de Gipuzkoa con los registros de cada célula convertidos en carga de trabajo.



Ilustración 5. Arquitectura de sistema para la automatización de la lectura de las células de carga.

3. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE RIESGOS Y FRECUENCIA DE LOS PROGRAMAS DE CONTROL

La metodología diseñada en el Contrato de Servicios para el "Establecimiento de un sistema de revisión y control de una parte de los anclajes colocados en estructuras y taludes de contención de las carreteras de la Red Funcional del Territorio Histórico de Gipuzkoa" (5-O-36/2002) para la evaluación de riesgos, considera éste como una interacción de los conceptos siguientes:

- **Peligrosidad**. Que valora factores como coeficiente de seguridad de cálculo, longitud de bulbo y terreno afectado, control de ejecución durante las obras, instrumentación colocada o la posible evolución de la inestabilidad, de acuerdo con lo siguiente:
 - <u>Factor de seguridad de cálculo</u>: factor de seguridad empleado en los cálculos geotécnicos para mayorar las acciones a las que deben responder los anclajes. Se han tomado unos valores de referencia de FS = 1,5, considerado como el valor de cálculo usualmente empleado en caso de acciones permanentes, y FS = 1,3, considerado

como el valor de cálculo normalmente empleado en caso de acciones temporales.

- <u>Diseño de anclajes</u>: valor medio de las obtenidas de la carga de servicio, longitud de bulbo y terreno en el que está alojado el mismo, que, a su vez, se extraen del análisis de la documentación correspondiente al punto de control.
- <u>Evolución de la inestabilidad</u>: en función del tipo de inestabilidad geotécnica que afecta, los aspectos que pudieran contribuir a su evolución y, el historial de incidentes asociados al punto de control antes, durante o después de su ejecución.
- <u>Proyecto y Obra</u>: nivel de análisis y seguimiento antes y durante la ejecución al que ha sido sometido un determinado punto de control.
- <u>Instrumentación y control</u>: nivel de control post-constructivo que ha tenido un determinado punto de control y se basa en las actuaciones o instrumentación aplicadas al efecto.
- Vulnerabilidad. Toma en consideración los parámetros siguientes:
 - <u>Volumen de tierras sobre el que actúa la estructura o desmonte</u>: estableciendo una escala en función de los volúmenes medidos en los diferentes puntos de control, de tal forma que, a mayor volumen, mayor vulnerabilidad.
 - <u>Intensidad media diaria de tráfico (IMD)</u>: se establece una escala en función de las IMD de las carreteras en el entorno de los puntos de control, siendo mayor la vulnerabilidad a mayor IMD.
 - <u>Afecciones a distintas a la carretera</u>: existencia de edificaciones (viviendas o industriales), otras vías de transporte o instalaciones que pudieran verse afectados por el colapso o una deformación inadmisible.

• <u>Corte de tráfico y vía alternativa en caso de reparación o refuerzo</u>: con este parámetro se valora la afección al tráfico que supondría la ejecución de obras de reparación o refuerzo en caso de colapso o deformaciones inadmisibles en una estructura o desmonte determinado.

| CONCEPTO | PAR | ÁMETRO | | VALOR | | | |
|----------|---------------|------------|--|---------------------------|-------------------------------|----------------------------|-------------------------|
| | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| | FACTOR | SEG. CAL. | > 2 | 1,55 – 2 | 1,45 – 1,55 | 1,30 – 1,45 | < 1,30 |
| 9 | DISEÑO | CARGA | < 55 % Lim | nite elástico | 55 – 65 % L.E. | > 65 % Lim | ite elástico |
| IDA | DE ANCL. | LONGITUD | > 1,2 m/10 T | | 0,8–1,2 m/10T | < 0,8 m/10 T | |
| PELIGROS | | TERRENO | Roca sana | | Mixto | Suelos o roca meteorizada | |
| | EVOLUC | . INESTAB. | Sin Fac.Extern. | Pérd. Car. Mec. | Prog. Meteoriz. | Var. Niv. Piezo. | Signos erosión |
| _ | PROYECTO OBRA | | Datos cualit. s/ anclajes Asist. Geotéc. | | Sin datos cualit. s/ anclajes | | |
| | INSTRU | JM. CONT. | Cont. anclajes | Cont. anclajes | Inclinómetros | Cont. Topográf. | Ninguna |
| | | | | | | | |
| A A | VOLUM | . TIERRAS | < 5.000 m₃ | 5 – 10.000 m ₃ | 10 – 15.000 m ₃ | 15 – 20.000 m ₃ | > 20.000 m ₃ |
| BILIDA | | MD | < 4.000 | 4.000 - 8.000 | 8.000 - 12.000 | 12.000 - 16.000 | > 16.000 |
| NERA | AFEC | CIONES | Ninguna | Viv. Unifamiliar | Viv. Multifamil. | Vías de transp. | Comb. factores |
| VUL | CORTE | TRÁFICO | Red Comarcal | Red Básica | Red Básica | Red Int. Prefer. | Red Int. Prefer. |

Tabla 1. Criterios de puntuación de los parámetros de vulnerabilidad y peligrosidad.

Las puntuaciones de la peligrosidad y vulnerabilidad se obtienen como valor medio de los alcanzados para los distintos parámetros asociados a cada concepto, que se valoran según una escala de 1 a 5, mientras que el riesgo se obtiene como producto de ambos, estando, por tanto, comprendido entre 1 y 25. Se han establecido los siguientes grupos en función de la puntuación alcanzada por los puntos de control:

| GRUPO | CONDICIONES | CALIFICACIÓN |
|-------|--|--------------|
| I | Valoración 0 – 10 y peligrosidad <u>< 3</u> y vulnerabilidad <u>< 3</u> | Bajo |
| II | Valoración 10 – 18 ó 3 < peligrosidad $\underline{<}$ 4 ó 3 < vulnerabilidad $\underline{<}$ 4 | Medio |
| III | Valoración 18 – 25 y peligrosidad > 4 o vulnerabilidad > 4 | Alto |

Tabla 2. Niveles de riesgo.

El programa de control a aplicar en cada estructura o talud depende de dos factores: la evaluación inicial de riesgos y el reconocimiento de campo, entendiendo como tal un análisis del estado que presenta el punto de control en el momento de ser estudiado y que engloba aspectos como los posibles síntomas externos de inestabilidad y el análisis de la instrumentación instalada si ésta existiese. El factor de reconocimiento y auscultación de campo (RAC) se realiza de acuerdo con la tabla 3, una vez analizada la instrumentación existente y efectuadas las observaciones postconstructivas pertinentes:

| VALOR | ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN Y OBSERVACIONES POSTCONSTRUCTIVAS |
|-------|--|
| 1 | No hay síntomas de inestabilidad. |
| 2 | Presencia de agua en juntas o discontinuidades. Desprendimiento de bloques o cuñas. |
| 3 | Deformaciones en paramentos. Desprendimiento de bloques o cuñas de pequeño tamaño. |
| 4 | Grietas y anclajes arrancados aislados y/o deformaciones y/o sobrecarga de los anclajes. |
| 5 | Datos de la instrum. indicando una dirección de movimiento y velocidad de deformación. |
| | |

Tabla 3. Factor de reconocimiento y auscultación de campo (RAC).

La selección del programa de control inicial se realiza, inicialmente, tomando como base la evaluación de riesgos y el resultado del reconocimiento y auscultación de campo (RAC), siguiendo los criterios incluidos en la tabla 4:

| GRUPO DE RIESGO | PROGRAM | PROGRAMA DE CONTROL A APLICAR EN FUNCIÓN DEL RAC | | | | |
|--------------------|---------|--|---|---|---|--|
| 142000 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | |
| I | A | В | В | С | D | |
| II | В | В | С | D | E | |
| III | В | С | D | E | E | |

Tabla 4. Selección del programa de control inicial.

Se han establecido cinco programas de control, identificados con letras (A, B, C, D y E), en los que el A es el más ligero y el E, el más intenso, siendo las actuaciones susceptibles de ser aplicadas en cada caso las recogidas en la tabla 5:

| PROGRAMA DE CONTROL | COMPROBACIÓN DE ANCLAJES | CÉLULAS DE CARGA | INCLINOM. Y/O CONTROL TOPOG. | INFORM E GEOTÉCNICO |
|------------------------|-----------------------------|---------------------|---------------------------------|------------------------|
| Α | 5 % anual | No | No | No |
| В | 8 % anual | No | No | No |
| С | 15 % anual | Sí | No | No |
| D | 20 % anual | Sí | Sí | No |
| E | 25 % anual | Sí | Sí | Sí |

Tabla 5. Programas de control.

Una vez llevado a la práctica el programa de control correspondiente, éste es susceptible de modificarse en función de los resultados que arrojen las actuaciones aplicadas, de acuerdo con la tabla 6:

| ACTUACIONES | VALOR | | | | |
|-----------------|-------------|----------------|----------------|--------------------|----------------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| COMPR. ANCL. | C.R. ≤ 50 % | 50 < C.R. ≤ 60 | 60 < C.R. ≤ 80 | 80 < C.R. ≤ 100 | C.R. > 100 % |
| CÉL. DE CARGA | C.R. ≤ 50 % | 50 < C.R. ≤ 60 | 60 < C.R. ≤ 80 | 80 < C.R. ≤ 100 | C.R. > 100 % |
| INSTR. INCLINO. | | | V.D. < 0,10 mm | 0,10 ≤ V.D. < 0,50 | V.D. ≥ 0,50 mm |
| INSTR. TOPOG. | | | V.D. < 0,10 mm | 0,10 ≤ V.D. < 0,50 | V.D. ≥ 0,50 mm |

Tabla 6. Valoración de los puntos de control tras aplicar un programa de control.

Por último, hay que indicar que la evaluación de riesgos y el reconocimiento de campo proporcionan una idea previa del estado y necesidades de control de una determinada estructura o talud, pero es la inspección de los anclajes el valor que da la medida real del estado de la misma, siendo ésta la clave para constatar su estado. Este criterio implica la necesidad de llevar a la práctica los programas de control iniciales, con porcentajes variables de comprobación de la carga residual de los anclajes, siendo el criterio de selección de los programas de control posteriores el reflejado en la tabla 7, tomando como base la evaluación de riesgos y el resultado de la aplicación del programa de control inicial:

| GRUPO DE RIESGO | | PROGRAMA DE CONTROL POSTERIOR | | | | |
|--------------------|---|-------------------------------|---|---|---|--|
| 142000 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | |
| I | A | В | В | Ċ | D | |
| II | В | В | С | D | E | |
| III | В | С | D | E | E | |

 Tabla 7. Criterios de selección de programas de control posteriores en función del resultado de la aplicación del programa de control inicial.

4. PLATAFORMA GIS

Todo el proceso descrito pivota sobre una plataforma web que incluye un sistema GIS para localizar los puntos de control, así como para visualizar todos los datos y gráficas resultantes. Esta herramienta lleva asociada, entre otras cosas una base documental georreferenciada e individualizada para cada talud o estructura objeto de estudio. La plataforma consta de una zona GIS y una base documental.



Ilustración 6. Plataforma GIS con células coloreadas en función de la tension respecto al límite elástico de los anclajes.

La plataforma presenta una interfaz en GIS con ortofoto actualizada, donde se muestra entre otras cosas las capas activas, leyendas, información sintetizada, etc. A nivel más cercano los taludes se proponen presentar como polígonos sectorizados en función del nivel de riesgo o clasificación obtenida del proceso de revisión, inspección y trabajos asociados.



Ilustración 7. Base documental de la plataforma (izquierda) y evolución temporal de una célula de carga (derecha).

5. CONSIDERACIONES GENERALES. CONCLUSIONES

El sistema de gestión establecido por la Diputación Foral de Gipuzkoa para la inspección y control de anclajes en su Red de Carreteras permite entre otras cosas:

- Un acceso rápido a la información histórica y actual.
- Con la metodología descrita se posibilita localizar de manera precisa las zonas de mayor riesgo y diseñar las actuaciones de mitigación de forma individualizada y localizada.
- El aumento en el número de lecturas de células de carga automatizadas otorga un mayor grado de eficiencia al seguimiento de la instrumentación geotécnica.
- En definitiva, es posible optimizar de manera justificada y precisa las actuaciones paliativas de refuerzo necesarias.
- La plataforma de gestión implementada a dock permite el control de todos los trabajos asociados al contrato, así como la gestión de los datos de auscultación.
- El disponer en tiempo real de datos aportados por las células de carga de cuerda vibrante, permite la definición de umbrales críticos en las tensiones de los anclajes de algunos taludes, llegando a implementarse un sistema de alarmas a través del correo electrónico.

AGRADECIMIENTOS

Dadas sus contribuciones sustanciales en la concepción y diseño de las actividades realizadas, así como en el análisis y revisión de los trabajos realizados, resulta inevitable agradecer de forma especial la participación de todo el equipo de Dirección del Contrato por parte de la Diputación Foral de Gipuzkoa, con mención especial para Susana Luzuriaga Mocoroa, José Antonio Navarro Jausoro, Marina Besne Torre y Alexander Boubeta Luis.

REFERENCIAS

- Bartholomew, C., Murray, B. and Goins, D., 1987. Embankment dam instrumentation manual. *United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.*
- Corominas, J., Mavrouli, O., Ibarbia, I., Jugo, J. Alonso, N., Ruiz, J. Luzuriaga, S. y Navarro, J.A., 2017. Metodología integrada para la evaluación de riesgos en la red de carreteras de Gipuzkoa. Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. "IX Simposio sobre Taludes y Laderas Inestables". Santander: International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE).
- Durham, G., Allen Marr, W (Editors), 1998. Field instrumentation for soil and rock. *Papers from a symposium held in Atlanta. American Society for Testing and Materials.*
- Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera, 2004. *Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras*.
- Lazebnik, G., 1998. Monitoring of soil-structure interaction. Instruments for measuring soil pressures. Embankment dam instrumentation manual. Tsinker, G. (Editor), *Chapman & Hall*.
- Sabatini, P.J., Pass, D.G., Bachus, R.C., 1999. Geothecnical Engineering Circular No. 4. Ground anchors and anchored systems. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Sarsby, R., 2000. Environmental geotechnics. Thomas Telford Publishing.

LA NORMA AUSTRÍACA ONR24810 PARA EL ESTUDIO DE CAÍDA DE ROCAS, DISEÑO DE PROTECCIONES Y MANTENIMIENTO

J. TORREBADELLA (1) y C. SCHNEIDER (2)

(1) Georisk International SL Andorra info@georisk-international.com

(2) Trumer Schutzbauten GmbH Austria c.schneider@trumer.cc

RESUMEN

La norma austriaca ONR24810 nace con la necesidad de dar una guía para el dimensionamiento de estructuras de protección frente la caída de rocas, ya que tanto la normativa europea EAD 340059-00-0106 (antigua ETAG-027) como la normativa suiza FOEN o la austriaca WLV sólo sirven para la certificación de las barreras dinámicas de protección y, en ningún momento hacen mención de cómo se deben de dimensionar las estructuras de protección.

Al no haber un consenso internacional sobre cómo realizar el dimensionamiento de las protecciones, las autoridades austríacas redactaron, el año 2013, una norma la que establece los pasos para un correcto dimensionamiento de las estructuras de protección.

Si bien la norma hace referencia a distintos tipos de protecciones (estabilización directa, barreras dinámicas, diques y galerías de protección), la presente comunicación solamente hace referencia a las barreras dinámicas, ya que suelen ser las protecciones que se instalan con mayor frecuencia.

1. INTRODUCCIÓN

En el mundo existen múltiples metodologías para el estudio de caída de rocas, así como para el cálculo de energías y alturas de rebote que, a su vez, sirven para el dimensionamiento de las protecciones frente a estos fenómenos geológicos; existen metodologías propias de distintas ingenierías, así como también metodologías de distintos estamentos, ya sean públicos o privados (gestores de autopistas, de transporte ferroviario, etc.), pero la práctica totalidad de ellas son simplemente guías internas de trabajo.

Al no haber un consenso internacional sobre cómo realizar el dimensionamiento de las protecciones, las autoridades austríacas redactaron, el año 2013 (con pequeñas modificaciones en el año 2017), una norma la que establece los pasos para un correcto dimensionamiento de las estructuras de protección. Así nació la *ONR24810 Protección contra la caída de rocas - terminología y definiciones, efectos, cálculo de estructuras, inspección y mantenimiento*, la cual no solo se aplica en Austria sino también en otros países.

La norma ONR24810 se basa en la "Clase de Consecuencia" de una estructura protectora. La Clase de Consecuencia (según la norma EN 1990: 2013 Eurocode - Basis of structural design) se puede definir como la valoración cualitativa, en caso de que falle el sistema o un componente, clasificada respecto al grado de pérdida de vidas humanas y los impactos económicos, sociales o ambientales asociados.

Una vez se ha determinado qué tipo de infraestructura se quiere proteger (en función de la Clase de Consecuencia), se determinará la Clase de Frecuencia para determinar un volumen de bloque tipo la simulación del que dará unas energías y unos rebotes que establecerán los criterios para el dimensionamiento de las protecciones.

A la hora de diseñar las protecciones, se aplica un coeficiente de seguridad adicional, tanto en la energía como a los rebotes de los bloques, para un correcto y eficiente dimensionado de las protecciones. Asimismo, se aplican unos factores de reducción tanto en la energía como en las alturas nominales de las protecciones que hay en el mercado dado que un impacto en una zona sensible podría provocar una disminución de la efectividad de la protección.

Para los técnicos que realizan estudios y diseñan las protecciones, esta guía sirve como una base legal sobre la que apoyarse en caso de que alguna protección falle; siguiendo la normativa ONR24810, se realizará un estudio de forma correcta, a la vez que proporcionará protección jurídica frente a posibles daños causados por la caída de rocas en zonas donde esta metodología se haya aplicado.

Finalmente, esta norma establece unos criterios para la inspección, revisión y mantenimiento de las protecciones, con la finalidad de que estas aumenten su vida útil, ya sea por el paso del tiempo o por algún tipo de impacto recibido que las haya dañado en mayor o menor medida.

2. LA CLASE DE CONSECUENCIA

La norma ONR24810 se basa en la "Clase de Consecuencia" de una estructura protectora, según los criterios de la tabla siguiente:

| Clase de consecuencia | Ejemplos | |
|-----------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| | Consecuencia en pérdida de vidas | Estructuras agrícolas y ganaderas |
| CC1 | humanas baja. Consecuencias bajas o | Caminos y senderos de montaña |
| CCI | nulas en cuanto a impacto económico, | Graneros |
| | social o medioambiental | Invernaderos |
| | Consecuencia en pérdida de vidas | Edificios de oficinas |
| CC2 | humanas media. Consecuencias | Naves industriales |
| | moderadas en cuanto a impacto | Carreteras no principales |
| | económico, social o medioambiental | Almacenes |
| | Alta consequencia en nórdida de vides | Edificios de viviendas |
| | Alta consecuencias elevadas y/o | Industria química |
| CC3 | saveras en quanto a impacto aconómico | Escuelas, hospitales y otros |
| | secial a medicambiental | edificios esenciales |
| | | Carreteras principales |

Tabla 1: Clase de consecuencia según la norma EN 1990:2013

La Clase de Consecuencia (según la norma EN 1990: 2013 Eurocode - Basis of structural design) se puede definir como la <u>valoración cualitativa, en caso de que falle el sistema o un componente,</u> <u>clasificada respecto al grado de pérdida de vidas humanas y los impactos económicos, sociales o</u> <u>ambientales asociados</u>.

3. EL VOLUMEN TIPO A CONSIDERAR

Una vez se ha determinado qué tipo de infraestructura se quiere proteger (en función de la Clase de Consecuencia), se determinará la Clase de Frecuencia para determinar un volumen de bloque tipo la simulación del que dará unas energías y unos rebotes los que, habiéndoles aplicado un factor de seguridad, determinado en la ONR24810, establecerá los criterios para el dimensionamiento de las protecciones.

Dependiendo de las clases de consecuencias (CC) o del número de bloques potenciales presentes, se permiten dos procedimientos diferentes para determinar el tamaño del bloque de diseño:

Aproximación simplificada

Los expertos pueden definir un bloque tipo basándose en su experiencia y en la información obtenida durante el trabajo de campo, si:

- existen menos de 100 bloques inestables en la zona de desprendimiento o,
- la clase de consecuencia se define como CC1 o,
- la frecuencia de eventos es menor a EF1 o EF2 (ver tabla 2).

Aproximación estándar

Para las clases de consecuencia CC2 y CC3, o si hay más de 100 bloques potenciales en las zonas de desprendimiento, se llevará a cabo un registro estadístico de los tamaños de los bloques medidos en la zona de desprendimiento y/o deposición.

El bloque "tipo" se define dependiendo de la clase de frecuencia como un percentil de la distribución volumétrica medida durante el trabajo de campo, según la tabla 2.

| Clase de frecuencia de desprendimientos | Frecuencia | Percentil del volumen del bloque simulado | |
|---|---------------------------------|--|--|
| EF4 (muy alta) | ≥10 eventos/año | V98 | |
| EF3 (alta) | 1 a 10 eventos/año | V97 | |
| EF2 (baja) | 1 evento/año a 1 evento/30 años | V96 | |
| EF1 (muy baja) | <1 evento/30 años | V95 | |

Tabla 2: Volumen de bloque a simular en función de la frecuencia de desprendimientos

4. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PROTECCIONES

Finalmente, a la hora de diseñar las protecciones, se aplica un coeficiente de seguridad adicional, tanto en la energía como a los rebotes de los bloques, para un correcto y eficiente dimensionado de las protecciones. Asimismo, se aplican unos factores de reducción tanto en la energía como en las alturas nominales de las protecciones que hay en el mercado dado que un impacto en una zona sensible podría provocar una disminución de la efectividad de la protección.

Energías

La energía que se debe de considerar para el diseño de protecciones ($T_{E,d}$) es igual al percentil 99 de la energía acumulada calculada mediante una simulación informática ($T_{E,k}$) multiplicado por un factor de seguridad ($\gamma_{E,kin}$) que depende del tipo de infraestructura a proteger (Clase de consecuencia-CC).

| Coeficiente de seguridad para energías (valor calculado de energía) | | | | |
|---|------|--|--|--|
| CC1 | 1 | | | |
| CC2 | 1.05 | | | |
| CC3 | 1.15 | | | |

Tabla 3: Coeficientes de seguridad de la energía calculada en función de la Clase de Daños (CC)

Al realizar un ensayo de certificación sobre una barrera dinámica, el bloque impacta en la zona central del campo central de una barrera compuesta de tres campos; es decir, en unas condiciones "ideales"; para asegurar que la protección no falle en el caso de que se produzca un impacto sobre algún elemento sensible de la protección, se debe de minorizar la energía MEL certificada de una protección ($T_{K,MEL}$), mediante la aplicación de un factor de reducción ($\gamma_{T,R}$) según la tabla 4, para la obtención de la energía de diseño de la barrera ($T_{R,d}$):

| Coeficiente de reducción para energía de las barreras (Dimensionado de barreras) | | | | |
|--|------|--|--|--|
| CC1 | 1 | | | |
| CC2 | 1.05 | | | |
| CC3 | 1.15 | | | |

Tabla 4: Factores de reducción de la energía certificada en función de la Clase de Daños (CC)

Para el diseño final de las protecciones, en cuanto a energía se refiere, se debe de tener en cuenta que:

$$\mathbf{T}_{\mathbf{E},\mathbf{d}} \le \mathbf{T}_{\mathbf{R},\mathbf{d}} \tag{1}$$

Siendo:

$$T_{E,d} = T_{E,k} x \gamma_{E,kin}$$

$$T_{R,d} = T_{K,MEL} / \gamma_{T,R}$$
(2)

Es decir, la energía de diseño, una vez aplicado el factor de reducción a la energía certificada, debe de ser mayor a la energía calculada con el correspondiente coeficiente de seguridad aplicado.

Alturas de rebote

La altura que se debe de considerar para el diseño de protecciones ($h_{E,d}$) es igual al percentil 95 de las alturas acumuladas calculadas mediante una simulación informática ($h_{E,k}$) multiplicado por un factor de seguridad (α_1) que depende del tipo de infraestructura a proteger (Clase de consecuencia-CC).

| Coeficiente de seguridad para alturas (valor calculado de altura de rebote) | | | | |
|---|------|--|--|--|
| CC1 | 1.05 | | | |
| CC2 | 1.1 | | | |
| CC3 | 1.3 | | | |

Tabla 5: Coeficientes de seguridad de la altura de rebote calculada en función de la Clase de Daños (CC)

Al realizar un ensayo de certificación sobre una barrera dinámica, el bloque impacta en la zona central del campo central de una barrera compuesta de tres campos; es decir, en unas condiciones "ideales"; para asegurar que la protección no falle en el caso de que se produzca un impacto sobre algún elemento sensible de la protección, se debe de minorizar la altura certificada de una protección ($h_{R,k}$), mediante la aplicación de un factor de reducción (α_2) según la tabla 6, para la obtención de la altura de diseño de la barrera ($h_{R,d}$):

| Coeficiente de reducción para alturas de las barreras (Dimensionado de barreras) | | | | | |
|--|------|--|--|--|--|
| CC1 | 1 | | | | |
| CC2 | 1.05 | | | | |
| CC3 | 1.10 | | | | |

Tabla 6: Factores de reducción de la altura certificada en función de la Clase de Daños (CC)

Para el diseño final de las protecciones, en cuanto a altura se refiere, se debe de tener en cuenta que:

$$\mathbf{h}_{\mathrm{E},\mathrm{d}} \le \mathbf{h}_{\mathrm{R},\mathrm{d}} \tag{3}$$

Siendo:

$$\begin{aligned} h_{E,d} &= h_{E,k} \ x \ \alpha_1 \\ h_{R,d} &= h_{R,k} \ / \ \alpha_2 \end{aligned}$$

Es decir, la altura de diseño, una vez aplicado el factor de reducción a la altura certificada, debe de ser mayor a la altura calculada con el correspondiente coeficiente de seguridad aplicado.

Restricciones de altura dependiendo de la certificación

Certificación Europea (EAD340059-00-0106 antigua ETAG-027)

- Una barrera con una altura de ensayo/certificación menor a 4 metros, puede incrementarse solamente 0'5 metros sin que pierda la certificación.
- Una barrera con una altura de ensayo/certificación igual o superior a los 4 metros puede incrementarse solamente 1 metro sin que pierda la certificación.

Certificación suiza (FOEN) y austríaca (WLV)

• La altura de una barrera puede incrementarse hasta un 50% respeto a la altura del modelo ensayado sin que pierda su certificación.

| Altura ensayada | Altura máxima (EAD) | Altura máxima (FOEN y WLV) |
|-----------------|---------------------|----------------------------|
| 3 m | 3.5 m | 4.5 m |
| 3.5 m | 4.0 m | 5.25 m |
| 4 m | 5.0 m | 6.0 m |
| 5 m | 6.0 m | 7.5 m |
| 6 m | 7.0 m | 9.0 m |

Tabla 7: restricciones de altura con dependencia del organismo de certificación

Una barrera perderá su certificación si la altura que posee es inferior a la altura de la barrera ensayada/certificada.

5. REGLAS DE CONSTRUCCIÓN

La norma ONR24810 no solamente define como llevar a cabo el estudio y el diseño de protecciones, sino que además muestra un seguido de restricciones en el diseño y ubicación de las barreras dinámicas, de forma que estas sean lo más fiables posibles frente a un posible evento de caída de rocas.

Distancia entre el elemento a proteger y la protección

Debe de ser igual o mayor a la elongación máxima de la barrera medida durante el ensayo MEL con un factor de seguridad de 1.2, pero, al menos, 1 metro mayor a la elongación máxima medida.



Figura 1: distancia entre el elemento a proteger y la barrera dinámica

Separación de postes

Debe de ser igual a la separación entre los postes durante el proceso de ensayo/certificación, con un margen de ± 2 metros. Como por norma general los ensayos/certificados se realizan con una separación de postes de 10 metros, la separación admisible de los postes es de entre 8 y 12 metros.



Figura 2: separación permitida entre postes

Longitud máxima de una barrera sin anclajes intermedios

La longitud máxima de una barrera, o sección de esta, es de 60 metros si no existen anclajes intermedios; la longitud total de una barrera no está definida si existen estos elementos intermedios.



Figura 3: ejemplo de una barrera de gran longitud con anclajes intermedios

Solape entre dos barreras

La longitud del solape entre dos barreras ubicadas en una misma zona a diferente cota será igual al valor máximo de:

- la distancia que existe entre ambas barreras o,
- la distancia que existe entre los dos postes extremos de la fila superior

Separación entre barreras superpuestas

La separación entre barreras ubicadas en un mismo lugar, pero a distinta cota, debe de ser tal que no permita que la elongación de la barrera superior intercepte a la barrera inferior; es decir, debe de ser superior a la elongación máxima medida en ensayo/certificación MEL.

Campos laterales

Por norma general los campos laterales han de situarse fuera de la zona de trayectorias, ya que los campos laterales no se ensayan (testan).

Si la apertura lateral es <10% de la altura residual, se podría considerar la posibilidad de implementarlos en zonas de trayectorias.

Si la apertura lateral es $\ge 10\%$ de la altura residual, es imperativo situar los campos laterales fuera de la zona de desprendimientos



Figura 4: ejemplo de una barrera con grandes aperturas laterales y otra sin prácticamente aperturas (una podría instalarse en zona de trayectorias y la otra no)

Otras consideraciones

No se permite, durante un ensayo/certificación, que haya roturas en la unión entre la red principal y los cables de carga superiores.

No puede haber aperturas de más de 40 cm entre la malla principal y el cabezal de los postes después de un impacto

Si en la parte inferior existen aperturas debido a irregularidades del terreno, se puede colocar una malla (faldón), siempre y cuando la malla sea igual a la malla de la red principal y, que estos

faldones no ejerzan ninguna influencia sobre la estructura principal.



Figura 5: ejemplo de un panel inferior para el cierre en una pequeña depresión con dos tipologías de malla distintas; esto no está permitido y la barrera debería de considerarse como no apta o con fallo de instalación y sin certificado

6. INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO

El mantenimiento de estructuras de protección contra caída de rocas debe seguir una estrategia de mantenimiento que defina el momento y la extensión de las medidas. La estrategia de mantenimiento se rige por los requerimientos de seguridad y efectividad de protección, la cantidad de estructuras protectoras, la categoría de estructuras y los recursos financieros disponibles.

Las medidas de mantenimiento se establecen cuando se presenta el peligro de perdida inmediata de funcionalidad o un fallo de la estructura (valor límite de la reserva de desgaste excedido). Esta estrategia puede llevar a una pérdida de funcionalidad irreversible. Un mantenimiento descuidado normalmente lleva al mismo resultado (ver figura 6).

La estrategia previsora, preventiva debido al estado, o correctiva a medio o largo plazo es admisible para todas las estructuras protectoras cuando esto está en concordancia con los requerimientos de seguridad determinantes. La estrategia correctiva a corto plazo solo es admisible en casos excepcionales fundamentados, si por medio de ella no se reduce el efecto protector. La determinación de la estrategia de mantenimiento le incumbe al promotor de las estructuras protectoras en acuerdo con las autoridades correspondientes.



Figura 6: representación del estado de mantenimiento de las estructuras de protección en caso de medidas periódicas de mantenimiento (1) y/o descuidadas durante su funcionamiento (2)

Plan de control

Registro inicial

En estructuras protectoras aún no registradas y en estructuras reconstruidas se debe proceder al registro inicial (R). Para ello se abre una hoja de información y monitoreo para cada estructura o grupo de estructuras. Las estructuras se deben registrar con la ubicación exacta en un catastro de estructuras o en una base cartográfica soportada por GIS.

En el registro inicial de una estructura existente, al mismo tiempo también se debe rellenar un protocolo de control (C). En reconstrucciones de estructuras, el protocolo (C) se debe rellenar a lo más tardar en la primera inspección, pero en todo caso antes de la finalización del periodo de garantía. El registro inicial debe ser realizado por un experto profesional o ser llevado a cabo bajo su supervisión.

Inspección y supervisión continuas

La inspección continua (S) sirve para la determinación obvia de reducciones de la funcionalidad práctica de estructuras protectoras a causa de desprendimientos. La realización está a cargo de los representantes legales (encargados autorizados de las estructuras, personas obligadas al mantenimiento) o los interesados en estructuras que son licitadas públicamente (p. ej. municipios o sociedades).

La inspección continua contempla una funcionalidad práctica, ya que la estructura se puede observar a cierta distancia (no es necesario acceder directamente a la estructura de protección en sí).

La inspección continua de las estructuras de protección contra la caída de bloques rocosos debe realizarse anualmente.

La inspección continua debe ser realizada por personal capacitado.

Si se descubre un impacto en una estructura, debe inspeccionarse con respecto a los defectos o daños causados. Para esta inspección se aplica la documentación S y se entrega al responsable del mantenimiento. Para las estructuras que no tienen daños a simple vista, basta con enviar un mensaje escrito a la persona encargada del mantenimiento, comunicando la inspección realizada.

Si del protocolo S puede deducirse que existe una reducción en la eficacia o seguridad del funcionamiento de la estructura, deberá repararse inmediatamente, si fuera necesario, o realizar un control extraordinario (CE) en un plazo máximo de dos meses.

Control

El control (C) de la estructura tiene como objetivo evaluar el estado de mantenimiento de la estructura de protección. El estado de mantenimiento y, en consecuencia, la funcionalidad práctica de la estructura debe ser muestreada visualmente durante la visita.

Por medio del control se examinan las partes de la estructura en el lugar y de forma visual en respecto a su estado de mantenimiento – por lo tanto, es necesario que el encargado del control visite cada una de las partes de la estructura. El responsable para este procedimiento es el encargado de mantenimiento.

Las visitas de control (C) deben ser realizadas por personal capacitado o expertos profesionales. El control de las estructuras de protección debe llevarse a cabo a intervalos de tiempo de un máximo de 2 años. Si se descubren defectos o daños, deben mitigarse o llevarse a un control en intervalos de tiempo más cortos (por ejemplo, 1 año).

Si por razones de gran desprendimiento, un control (C) no proporciona suficientes datos sobre el estado de la estructura, será necesario realizar un examen (E) de la estructura.



Figura 7: barrera afectada por el impacto de grandes bloques

Control extraordinario

El control extraordinario (CE) deberá realizarse, independientemente del intervalo rutinario, cuando sea necesario como consecuencia de los resultados de una inspección o seguimiento (S) o tras un episodio de fuertes lluvias o desprendimientos que hayan afectado a la estructura de protección.

Examen

El examen (E), similar al control, intenta proveer aclaraciones más detalladas sobre el estado de mantenimiento de estructuras protectoras. En el proceso del examen se analiza, documenta y califica el estado de mantenimiento.

Un examen se debe realizar en todas las estructuras de protección contra caída de rocas, que no puedan ser evaluadas de manera inequívoca en un control.

Se debe contratar a un experto profesional para llevar a cabo el examen. El examen debe efectuarse de acuerdo con las posibilidades técnicas, y en lo posible, de manera interdisciplinaria. Cuando sea necesario, se puede contratar un equipo de examinadores, que también incluye expertos en otras disciplinas requeridas.

Se debe calificar tanto la estructura, como también el grupo de medidas o el conjunto de medidas. Si en el transcurso del examen se detectaran daños o señales visibles de sospecha de daños, cuya magnitud no se pueda evaluar con los instrumentos o herramientas comúnmente empleadas, o si no se puede estimar con seguridad la influencia de estos en la estabilidad de las estructuras, entonces se deben aplicar, a solicitud del examinador (equipo examinador), métodos especiales de examen para la evaluación de tales daños, o se debe impulsar el recuento estático para evaluar la funcionalidad actual. En caso de que un programa de medición se encuentre instalado para una estructura, se deben de incluir los resultados de estas mediciones en la evaluación.



Figura 7: barrera destruida por el impacto de rocas que, aunque no muy grandes, arrancaron los anclajes al estar estos cimentados sobre un vertedero de cenizas

Una vez realizada la inspección, control o examen de la barrera, esta se puede clasificar en función de su nivel de estado y funcionalidad, según se muestra en la tabla 8.

| Nivel de estado | Seguridad de carga (a) | Utilidad práctica (b) | Margen de tiempo para toma de medidas | Ejemplos para barreras dinámicas de protección contra caída de rocas | | | |
|---|---------------------------|--------------------------|---|--|--|--|--|
| 1 | Apropiado | Apropiado | Largo plazo | - no presenta daños visibles | | | |
| 2 | Apropiado | Apropiado | Largo plazo | posibles señales de leve desgaste leve corrosión | | | |
| 3 | Apropiado | Apropiado | Plazo intermedio | redes deformadas plásticamente debido a deformaciones visibles de los elementos de frenado, examen por experto o reemplazo | | | |
| 4 | Restringido | Muy restringido | Corto plazo | anclajes expuestos, anclajes doblados soportes deformados elementos de frenado muy deformados altura nominal reducida rotura de cables, grilletes destruidos postes de tracción arrastrados relleno de la red cordones de soldadura rotos | | | |
| 5 | No existe | No existe | Inmediato | - destrucción total | | | |
| a) en el momento de toma de datos (=seguridad contra alcance del estado límite de la capacidad de carga, pérdida de la estabilidad total de la estructura de soporte) b) en el momento de toma de datos (= funcionalidad de la estructura de protección) | | | | | | | |

Tabla 8: categorización de los niveles de estado para la estabilidad y utilidad práctica de las barreras dinámicas en el momento de la toma de datos y el plazo para la toma de decisiones

7. CONCLUSIONES

- Al no haber un consenso internacional sobre cómo realizar el dimensionamiento de las protecciones, las autoridades austríacas redactaron, el año 2013 (con pequeñas modificaciones en el año 2017), una norma la que establece los pasos para un correcto dimensionamiento de las estructuras de protección. Así nació la *ONR24810 Protección*

contra la caída de rocas - terminología y definiciones, efectos, cálculo de estructuras, inspección y mantenimiento, la cual no solo se aplica en Austria sino también en otros países.

- Dicha norma o guía técnica establece todos los pasos a seguir para un correcto diseño de las protecciones frente a caída de rocas, desde el estudio detallado inicial, el propio diseño de las protecciones, y la inspección periódica y mantenimiento de dichas estructuras de protección.
- Se trata de una guía o norma que, al seguirla, puede ser un documento de apoyo jurídico en el caso que un sistema o protección falle.
- La guía, además ofrece un seguido de recomendaciones constructivas que deben de tenerse en cuenta a la hora de diseñar y posicionar sobre el terreno las protecciones frente a la caída de rocas.
- Finalmente, esta guía establece unos niveles de estado para las protecciones, en los cuales se caracteriza el nivel de seguridad y estado de funcionalidad de las mismas, así como un plazo aproximado para la toma de decisiones sobre las medidas de mantenimiento o reposición que necesitan dichas protecciones.

REFERENCIAS

- Austrian Standards Institute, 2013-2017. ONR24810 Technical protection against rockfall Terms and definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenence. Viena, Austria.
- European Organisation for Technical Assessment, 2018. EAD 340059-00-0106 Falling rock protection kits.
- European Organisation for Technical Approvals, 2013. ETAG 027 Guideline for European technical approval of falling rocks protection kits.
- FOEN-SAEFL, 2001 (revisión en 2006). Guideline for the approval of rockfall protection kits
- WLV Fachzentrum Geologie, 2019. Typenliste für zugelassene Steinschlagshutznetze. Viena, Austria.

METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE TRAMOS DE CONCENTRACIÓN DE DESLIZAMIENTOS EN LA RED DE CARRETERAS GESTIONADAS POR LA GENCAT.

Illán Paniagua(1), Eugenia Álvarez (2), Albert Gómez (3), Pablo Fernández (4), José Antonio Martín-Caro (5)

> (1) Ines Ingenieros Consultores Departamento de geotecnia ips@inesingenieros.com

(2) Generalitat de Catalunya Tècnic de la Direcció General d'Infraestructures de Mobilitat

eugenia.alvarez@gencat.cat

(3) Generalitat de Catalunya Subdirector general d'Explotació Viària albert.gomezametller@gencat.cat

- (4) Ines Ingenieros Consultores pfq@inesingenieros.com
- (4) Ines Ingenieros Consultores Director ejecutivo jmc@inesingenieros.com

RESUMEN

La Dirección General de Infraestructuras de Movilidad (DGIM) de la Generalitat de Catalunya utiliza el concepto de "Trams de Concentració d'Esllavissades" (TCE), para referirse a los tramos de concentración de deslizamientos que han afectado a su red viaria. Esta idea está asociada a la existencia de secciones de carretera donde el riesgo de que se produzcan incidencias por deslizamiento de taludes es mayor que en otras de similares características. Es un concepto ligado estrechamente a la política de gestión y mantenimiento de la Red y la seguridad viaria.

El artículo describe y compara distintas metodologías previas de identificación de TCE y el método vigente: basado en el análisis de funciones de distribución de datos que no tienen comportamientos estadísticos paramétricos y utilizar umbrales mediante métodos no deterministas para establecer qué valores son anormalmente altos. Este último se trata de un procedimiento implantado que se soporta por una muestra de 5.566 registros de incidencias de esta tipología entre enero de 2001 y junio de 2021. El artículo concluye con el plan de implementación de esta herramienta en la estrategia del mantenimiento de los taludes de la red catalana.

1. INTRODUCCIÓN

En mayo de 2021 INES Ingenieros Consultores fue adjudicatario del contrato "Desarrollo de la metodología de cálculo de los tramos de concentración de deslizamientos en la red de carreteras de la Generalidad de Cataluña". De acuerdo con este contrato, la Dirección General de Infraestructuras de movilidad (DGIM) de la Generalidad de Cataluña (GENCAT) encarga la revisión y análisis de las propuestas de cálculo de los tramos de concentración de desprendimientos (TCE) que se exponen en el apartado de experiencias previas; su comparación y, en base a éstas, el diseño de una propuesta metodológica que pueda ser implementada en su red, su prueba con datos reales, el ajuste y el calibrado de la misma.

Los datos de las incidencias en la red, provocados por desprendimientos y deslizamientos, se recogen en una base de datos que alimentan el Sistema de Gestión de Activos Geotécnicos de la DGIM. La principal fuente de información es el Centro de Control Viari de la Generalitat de Catalunya, ente responsable de recoger, tramitar y hacer el seguimiento de la información sobre las incidencias en la red viaria. Otras fuentes de información son Protección Civil, Agentes rurales, Institut Geològic de Catalunya, Ayuntamientos, usuarios de la carretera, etc...

El artículo expone la revisión de las distintas propuestas metodológicas consideradas para el cálculo de los tramos de concentración de deslizamientos "TCE", se detalla la propuesta diseñada y se muestra cómo integrar esta herramienta en la gestión de los taludes que lleva a cabo la DGIM-GENCAT.

2. EXPERIENCIAS PREVIAS

Las metodologías consideradas se agrupan en:

- Metodología de la ventana flotante para la identificación de TCAF- IAAF
- Metodología del estudio de desprendimientos en la red de carreteras GENCAT para la identificación de TCE
- Metodología KDE+ del CDV Transport Research Centre (Chequia)

Metodología de la ventana flotante para la identificación de TCAF- IAAF

El documento "Metodología para el estudio de identificación de los tramos de concentración de accidentes frontales (TCAF) y los itinerarios de acumulación de accidentes frontales (IAAF) de la red de carreteras de la Generalidad de Cataluña" analiza la frecuencia de accidentes frontales o frontolaterales en una muestra o tramo de longitud variable.

Los datos de partida son los accidentes con resultado de víctimas mortales, graves o leves registrados en el período entre 2012 y 2016 (los estudios de accidentes suelen ser de 5 años) sobre cada carretera se identifican el número de accidentes en una "ventana" o "muestra flotante" que se establece entre intersecciones de carreteras, considerando cada calzada como única. En función de las frecuencias que se obtienen por carretera, se define un umbral conforme a una distribución binomial negativa

(BN). Finalmente, el valor se mayora por la gravedad del accidente, dando más importancia a los accidentes de mayor gravedad.

Para determinar el umbral a partir del cual se considerará que un tramo ha registrado una accidentalidad extrema, los datos de accidentalidad se ajustan a una distribución estadística teórica que previamente debe definirse. El umbral corresponde al intervalo de confianza de la función teórica ajustada. El procedimiento establece el estudio de la frecuencia del suceso "accidente relacionado con deslizamiento" mediante el establecimiento de un muestreo / ventana variable. Esta segmentación consiste en subdividir la red en tramos dinámicos por tanteo con pequeños solapamientos entre ellos de cierta distancia, solapándose entre sí. En cada ventana se comprueba si se cumplen los criterios definidos para identificar el tramo como TCA y posteriormente se combinan todos los tramos que queden superpuestos y que superen el umbral definido para obtener un TCA conjunto.

Se define la longitud de ventana en función del tipo de problemas que se deseen detectar: longitudes cortas de ventana permiten identificar tramos con problemas locales de accidentalidad, mientras que una mayor longitud es mejor para identificar itinerarios largos con problemas generales de accidentalidad. Se propone realizar, por tanto, dos análisis con longitudes de ventana diferente: ventanas flotantes de 5 Km de longitud para los IAAF y de 1 km de longitud para los TCAF, siendo el solapamiento entre ventanas de 100 m.

La propuesta para una ventana flotante de 5 km ajusta la frecuencia y gravedad de los accidentes frontales a una distribución binomial negativa (BN), mediante el gráfico de Skewness-kurtosis y con el test Chi-cuadrado. Utilizando la función de densidad de la distribución BN se obtienen los parámetros de ajuste, parámetro de escala (n) y media (μ) y con ellos se calculan los cuantiles del número de accidentes (frecuencia) y número de accidentes ponderados (gravedad) para los distintos valores de probabilidad. Finalmente, se utiliza el cuantil para el nivel de confianza del 99% como umbral para determinar los tramos con exceso de concentración de accidentes.



Figura nº 1. Proceso de identificación de tramos TCA a partir de la ventana flotante. Estudi Gencat TCAF-IAAF

La ponderación de los accidentes por gravedad consiste en aplicar un peso específico distinto a cada suceso en función de su gravedad (accidente mortal, grave o leve). Para jerarquizar los distintos tramos obtenidos entre sí (IAAF y TCAF) se utiliza el índice de gravedad (IG) con una fórmula que da un peso exponencial a los accidentes mortales.

De este método se destaca:

- La identificación de tramos teniendo en cuenta la gravedad del accidente. Se dota de pesos específicos a los accidentes mortales, graves o leves a la hora de decidir los umbrales para considerar el tramo como TCA (umbrales de frecuencia y umbrales de gravedad) y para jerarquizar los distintos tramos entre sí.
- El objeto del uso de esta metodología, según la frecuencia y gravedad de la incidencia, era averiguar si se ajustaba a una distribución binomial negativa (BN), mediante el gráfico de Skewness-kurtosis y con el test Chi-cuadrado. Finalmente se descartó, ya que en el momento de su desarrollo, no se disponía de una población de datos suficiente para su aplicación.
- El cálculo de probabilidad para establecer el umbral se realiza "manualmente", sin apoyo de un software específico que lo automatice.

Metodología del estudio de desprendimientos en la red de carreteras de la GENCAT para la identificación de TCE

El estudio "Metodología sobre desprendimientos en la red de carreteras de la Generalidad de Cataluña", es un documento interno de la Dirección General de Infraestructuras de Movilidad Terrestre (DGIM) en el que se detallan los resultados de los estudios y evaluaciones realizadas en la identificación de Tramos de Concentración de Desprendimientos (TCE). Para su cálculo se revisan datos estadísticos de la población de incidentes relacionados con deslizamientos de talud o ladera, se muestran los TCE identificados sobre el mapa de la red de carreteras de la Generalidad de Cataluña y se proponen actuaciones. En este documento también se resume el Sistema de Gestión de Taludes de GENCAT y el protocolo de información de siniestros a causa de caídas de bloques.

Los tramos TCE identificados en el estudio anterior se han obtenido empleando una ventana fija de 5 000 m, en los que se determina el número de incidencias ocurridas y, finalmente, se clasifican únicamente en función del número de eventos ocurridos.

La metodología emplea longitudes de ventana fijas, no realiza un ajuste estadístico de los datos para obtener el umbral con el que considerar el tramo como TCE; simplemente ordena todos los tramos de mayor a menor número de incidencias y establece distintos rangos (clasificados por colores) para priorizar entre ellos. No considera la gravedad de las incidencias, pues los datos de los que se dispone en este tipo de incidencias no suelen recoger datos sobre la magnitud del deslizamiento o los daños ocasionados.

Los tramos TCE que se obtienen por esta metodología se muestran en las siguientes figuras. El número de tramos identificados alcanza el 74.5% de la red de carreteras con titularidad GENCAT.

Esto se debe al uso de intervalos fijos de 5 km como unidad de análisis en la que se determina si se supera el umbral (también fijo) para considerar el tramo como TCE.

| -CARRETERA | •PK I | •PKF | •MUNICIPÌ | •NÚMERO INCIDÈNCIES |
|------------|-----------------|-----------------|--|------------------------|
| •BP-1103 | •0+000 | •7+000 | Montserrat | •25 |
| •C-28 | •38+522 | 4 3+522 | ■Naut Aran | •22 |
| ■C-55 | 15+290 | 20+290 | Monistrol de Montserrat | - 21 |
| •C-31 | 170+283 | 175+283 | Costes del Garraf | -18 |
| •C-31 | 167+151 | 172+152 | Costes del Garraf | - 18 |
| ■C-16 | 101+536 | •106+536 | Berga -Cercs | - 15 |
| •C-14 | 1 61+308 | 1 66+308 | Organyà | -14 |
| •C-13 | 1 37+200 | 1 42+200 | Rialp -Llavorsí | - 14 |
| •C-13 | 1 32+200 | 137+200 | ■Sort-Rialp | -14 |
| •C-13 | •67+200 | •72+200 | Vilanova de Meià -Camarasa | -11 |



Figura nº 2. Identificación de tramos TCE y clasificación por número de incidencias.



Figura nº 3. Identificación obtenidos con Metodología del estudio de desprendimientos en la red de carreteras de la GENCAT para la identificación de TCE

Metodología KDE+ del CDV - Transport Research Centre (Chequia)

El método se expuso en el Journal of Environmental Management y se basa en el uso del software KDE+ desarrollado por el CDV (Transport Research Centre de Chequia), para la detección de tramos de concentración de accidentes provocados por colisiones con animales ungulados, que busca identificar la densidad a lo largo de la traza de un fenómeno a priori aleatorio, como pueden ser la concentración de deslizamientos.

El objetivo de este estudio es demostrar que la forma más efectiva de identificar las zonas de mayor densidad es dividir las carreteras en dos grupos: los llamados clúster, que representan tramos estadísticamente significativos en cuanto a la aparición de accidentes, y otros tramos en los que se producen accidentes que se consideran aleatorios, no provocados por factores locales relevantes.

El método estadístico usado en este estudio para identificar estas agrupaciones (clusters) es el Kernel Density Estimation (KDE), que estima la función de densidad de probabilidad de los datos de partida (en nuestro caso, accidentes provocados por desprendimientos) y utiliza simulaciones de Monte Carlo para calcular el umbral a partir del cual los tramos que se ubican estos sucesos se consideran estadísticamente relevantes. Los tramos relevantes obtenidos se jerarquizan entre sí mediante el término de fortaleza (strength) de cada cluster, valor que da una idea de cuánto se incumple la hipótesis de que los accidentes se distribuyen uniformemente a lo largo de la carretera. Por tanto, el término "strength" depende del número total de accidentes y de cómo éstos se posicionan a lo largo de la carretera.

El estudio pretende destacar comportamientos singulares dentro de un tramo de red. El tramo de la red tiene unas características que aplican en toda la longitud de la carretera, mientras que los comportamientos singulares afectan a puntos concretos del tramo de red, y son las zonas que interesa identificar por destacar respecto a la población general. El estudio justifica que los "cluster" con mayor fortaleza de los obtenidos utilizando el método KDE, los que presentan gran densidad de accidentes, se producen en zonas fuertemente influenciadas por factores locales. Este tratamiento estadítico reduce el efecto de falta de coherencia del dato o su inexistencia, situación común en el caso del registro de accidentes de tráfico.

Una vez obtenidos los tramos clúster, el estudio propone identificar las cusas / factores (globales y locales) que producen accidentes en cada clúster, ver figura nº4. La identificación de los factores se realiza mediante visita de personal especializado a las zonas TCE identificadas, mediante el uso de ortofotos, Google StreetView u otra información digital disponible. Una vez identificados, el siguiente paso de los definidos por este estudio, es realizar un modelo de regresión para obtener entre ellos los factores locales estadísticamente relevantes.



Figura nº 4. Factores globales – características generales y particulares (locales).

Este método ha sido aplicado sobre el registro de incidencias por deslizamiento en el conjunto de la red de carreteras de la Generalidad de Cataluña, se han obtenido 3541 incidencias incluidas dentro de tramos clúster, lo que representa un 65% del total. Sin embargo, el sumatorio de longitudes de todos los clúster es de 380.10 km, lo que representa sólo un 6.8% de los aproximadamente 5600 km que forman el total de carreteras de la red gestionada por la Generalitat.



Figura nº 5 Identificación de clústeres para la carretera BP-1103. Software KDE+



Figura nº 6. Identificación de tramos TCE mediante el uso del software KDE+.

3. PROPUESTA METODOLÓGICA

En vista de la revisión de los métodos anteriores y del análisis de sus ventajas e inconvenientes, se propone seguir una metodología para identificar los tramos de concentración de incidencias (TCE) que combine los beneficios de cada una.

Por un lado, el uso de la metodología detallada en el estudio de la Generalidad de Cataluña TCAF-IAAF tiene la clara ventaja de jerarquizar los diferentes tramos en función de su gravedad para los accidentes frontales (TCA), aspecto que no tiene en cuenta el método KDE. Sin embargo, este último tiene la ventaja operativa de realizar el cálculo del umbral para considerar tramos TCE de longitud variable, de manera automatizada, mediante métodos estadísticos, no tan sensibles a la calidad del dato, que permiten determinar la importancia (o fortaleza) de cada uno de ellos, en base a qué es significativo en cada tramo de carretera.

Aunque en el caso de la identificación de tramos de concentración de desprendimientos (TCE) no se puede utilizar el factor de la gravedad de un posible accidente debido al desprendimiento para jerarquizar los distintos tramos entre sí, sí que se podrían recoger los datos de las incidencias que reflejen la magnitud del suceso, a fin de jerarquizar los tramos en función de si la incidencias relacionadas con deslizamientos han tenido un impacto mayor o menor en el nivel de servicio de la carretera.



Figura nº 7. Vista de la carga de datos y distribución de frecuencias en la C-16 y determinación de umbrales

Por tanto, con las premisas indicadas, la metodología recomendada surge de combinar ambos procedimientos: por un lado, tomar datos que representen la magnitud de los desprendimientos (como puede ser el volumen de material caído, las características de este material, la existencia de reclamación de daños por parte de los usuarios, etc.) en los datos de partida de las carreteras de la Generalidad de Cataluña, que permitan asignar diferentes pesos específicos a cada suceso para poder calibrar los tramos obtenidos y jerarquizarlos por su magnitud; y por otra parte, aplicar criterios de densidad de Kernel para obtener la densidad de accidentes con deslizamiento y aplicar el método de Montecarlo para identificar los tramos singulares dentro de ese entorno, fijando automáticamente el umbral a partir del cual se identifican como TCE y clasificando la importancia de estos tramos en función de la posición relativa de los tramos accidentes registrados. El procedimiento ha sido automátizado y programado para su utilización directa según se actualizan los datos de registro.

Para tener en cuenta la importancia de cada tramo identificado en relación a los tramos del resto de carreteras de la red, consideraremos relevantes los clústeres cuyo término de fortaleza supere el cuantil del 10%, que corresponde a un valor de 0.18 de fortaleza. Los tramos cuya fortaleza sea inferior a este valor se considerarán como estadísticamente no relevantes, y no se tendrán en cuenta como TCE salvo que la magnitud de las incidencias acaecidas en ellos sea elevada, de acuerdo con lo descrito más adelante.



Figura nº 8. Distribución del valor de fortaleza de cada clúster.

Por otro lado, mediante el uso de este método queremos tener en cuenta no sólo la frecuencia de las incidencias sino también su gravedad, que serán definidas en términos de la magnitud del desprendimiento, por lo que se busca jerarquizar los tramos obtenidos anteriormente, además de por el número de accidentes y de su posición relativa, por la magnitud del desprendimiento o impacto que ha tenido cada incidencia producida en el tramo en la funcionalidad y seguridad de la carretera.

Sin embargo, de cara a este último análisis de magnitud del suceso, se ha destacado que sólo una pequeña parte de los datos de partida disponibles incluyen datos de la magnitud de las incidencias registradas, estas vienen dadas en forma de registros de reclamaciones de daños por parte de los usuarios o, en algunos casos, con los volúmenes del material caído en la carretera.

El criterio elegido para jerarquizar los tramos por la magnitud del desprendimiento ha sido la existencia o no de reclamación de daños por parte de los usuarios a consecuencia de la incidencia,

puesto que es el criterio más objetivo para tener en cuenta el impacto, y por presentar un mínimo de registros en los datos de partida (en 350 de 5566 incidencias registradas). Pese a que se trata de pocos registros de reclamación de daños respecto al total de incidencias, se han preparado las herramientas informáticas para realizar el cálculo teniendo en cuenta este criterio de jerarquización una vez su registro esté más generalizado.

Por eso, esta causa se propone utilizar el concepto de índice de gravedad (IG) del tramo, descrito en el estudio TCAF-IAAF, pero esta vez referido a la gravedad del tramo TCE en cuanto a la magnitud de los desprendimientos ocurridos en él. Para ello, se ha calculado para cada tramo clúster identificado el número de incidencias producidas con reclamación de daños y se ha calculado el índice de gravedad (IG) dando un peso lineal a cada una de las reclamaciones de daños producidas y normalizando los resultados.

El índice de gravedad calculado tiene una doble finalidad: por un lado, sirve para calibrar los resultados del análisis de frecuencia de las incidencias, tal y como se ha avanzado anteriormente, permitiendo identificar cómo TCE aquellos tramos que, aunque tienen una fortaleza inferior al cuantil del 10% por tener pocas incidencias o por ser éstos muy homogéneos, tienen un índice de gravedad superior al cuantil del 50% de los valores del IG (lo que equivale en la práctica a que éstos obtengan alguna reclamación de daños en el tramo). Por otro lado, este índice sirve para jerarquizar los distintos tramos TCE entre sí y priorizar la adopción de medidas de mitigación.

En la siguiente tabla se muestra un extracto de los resultados obtenidos de la identificación de los TCE mediante la metodología propuesta, después de un análisis por frecuencia y por gravedad.



Figura nº 9 Jerarquización de los tramos TCE según la gravedad de los de las incidencias.

4. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Se han analizado y comparado diversas propuestas de cálculo para la identificación de tramos de concentración de desprendimientos (TCE), a partir de los datos de eventos en la red relacionados con deslizamientos que se registran en las bases de datos de incidencias del Sistema de Gestión de activos geotécnicos de la GENCAT.

El apartado metodologías previas expone los resultados de aplicación con datos reales de 5566 incidencias entre enero de 2001 y junio de 2021 en las carreteras gestionadas por la Generalitat de Catalunya.

Tras el análisis previo, se propone una metodología que se basa en identificar tramos con mayor densidad de incidentes aplicando métodos estadísticos basados en los criterios de densidad de Kernel, para conocer la distribución de accidentes en una carretera, y utilizando simulaciones de Monte Carlo para calcular el umbral a partir del cual los tramos en los que se ubican estos sucesos se consideran estadísticamente relevantes; fijando de forma automática el umbral a partir del cual se identifican los tramos como TCE, y clasificando la importancia de estos tramos en función de la magnitud del suceso: volumen deslizado y su impacto en la circulación.

Aplicando esta metodología se han identificado 1019 clústeres (tramos de concentración de incidencias) en el total de carreteras, tramos en los que se han detectado 3541 de incidencias, un 65% del total registrado, en una suma de longitudes de sólo un 6.8% del total de la red de carreteras GENCAT.

Una vez identificados estos tramos, se han calibrado los valores de su fortaleza en términos de la frecuencia de incidencias teniendo en cuenta los resultados del conjunto de tramos de la red de carreteras, considerando como TCE aquellos tramos cuya fortaleza supera el valor del cuantil del 10%. Asimismo, se ha calculado el índice de gravedad de cada tramo para tener en cuenta la magnitud de los sucesos en los TCE detectados, aquellos tramos en los que, pese a no cumplirse el criterio anterior, tienen un índice de gravedad superior al cuantil del 50%: equivalente a tramos en los que se ha producido alguna reclamación de daños como consecuencia de las incidencias por deslizamiento.

El procedimiento se ha mecanizado mediante un software específico que realiza el proceso automáticamente cuando se carga el registro de datos actualizado en la red.

Este proceso permite obtener un registro georeferenciado del histórico de incidentes la red, un concepto ligado estrechamente a la política de gestión y mantenimiento de la Red y la seguridad viaria: lo que está permitiendo el depurado, contraste y mejora del sistema de gestión de activos GENCAT mediante tres líneas de trabajo principales:

- Identificación de la falta elementos de inventario prioritarios. Las localizaciones de los TCE son contrastadas con la ubicación de los activos, detectándose zonas a inventariar y evaluar.

- Comprobación de la calidad de los datos de la base de datos del sistema de gestión. Los datos de TCE permiten el contraste real con los datos existentes en la BBDD y la evaluación que realiza el algoritmo de evaluación del sistema de gestión de taludes GENCAT.
- Obtención de un valor cuantitativo para el indicador histórico de incidentes previos del algoritmo de evaluación del riesgo en el que se apoya la gestión de activos geotécnicos. Hasta la fecha este indicador se soportaba por el resultado de una matriz atributiva que jerarquizaba la frecuencia y magnitud de incidencias en cuatro categorías.

REFERENCIAS

- Bíl, M., Andrášik, R., Dul'a, M., Sedoník, J., 2019. *On reliable identification of factors influencing wildlifevehicle collisions along roads*. Journal of Environmental Management 237C, 297-304
- Direcció General d'Infraestructures de Mobilitat, Departament de Territori i Sostenibilitat de la Generalitat de Catalunya, març de 2019. Estudi d'identificació dels trams de concentració d'accidents frontals i itineraris d'acumulació d'accidents frontals de la xarxa de carreteres de la Generalitat de Catalunya (2012-2016).
- Direcció General d'Infraestructures de Mobilitat, Departament de Territori i Sostenibilitat de la Generalitat de Catalunya, maig de 2015. Estudi de despreniments a la xarxa de carreteres de la Generalitat de Catalunya.
- Paniagua, I. Álvarez, E. 2017. Metodología de gestión de taludes en desmonte en la Red Carreteras de la GENCAT: experiencia en la aplicación. IX Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables. Santander.
- Paniagua, I. Álvarez, E. Martín-Caro, JA. 2018. Geotechnical Asset Management System along Generalitat de Catalunya (GENCAT) Road Network. IV International Seminar on Earthworks in Europe. Madrid.

NECESIDAD DE UTILIZAR UN PROCEDIMIENTO ESTANDARIZADO, PARA EL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ANCLADOS PARA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES, COMPUESTOS POR REVESTIMIENTOS FLEXIBLES DE ALTAS PRESTACIONES. DOCUMENTO DE EVALUACIÓN EUROPEO 230025-00-0106

Roberto LUIS FONSECA (1), Armin RODUNER (2)

(1) Grupo Geobrugg roberto.luis@geobrugg.com

RESUMEN

En esta comunicación se hace una revisión a conceptos e importantes propiedades resistentes de los sistemas de estabilización flexibles, relacionadas con la geometría y calidad de sus componentes, para contribuir con su tan necesaria implementación. Entre las propiedades resistentes analizadas se encuentran: para las membranas la resistencia a punzonamiento, la resistencia a tracción directa, la resistencia a la desgarradura debido a solicitaciones tangenciales paralelas al plano de la superficie del talud; para las placas de reparto la resistencia a la flexión; y las dimensiones y resistencia para las armaduras de los anclajes. Todas estas deben ser propiedades evaluadas en laboratorio y necesariamente corroboradas como conjunto o sistema mediante ensayos a escala natural. De forma adicional se analiza la necesita de considerar los ambientes corrosivos en aras de garantizar la adecuada vida útil de las soluciones.

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

Durante años, los sistemas de estabilización de taludes han carecido de algún mecanismo normativo regulador. Esto ha provocado que, a pesar de muchos esfuerzos de unos pocos profesionales, el mercado aún acepte o dé por buenas soluciones basadas en la supuesta experiencia, en ocasiones alcanzada a base de repetir recetas inapropiadas, sin ninguna base científico-técnica o una metodología probada. Existen cientos de miles de metros cuadrados de membranas aplicadas, sin criterio alguno, emplazadas tanto por defecto como por exceso. Muchas veces la entidad responsable de la obra, con buenas intenciones, acepta malas soluciones basadas en criterios puramente económicos, ya que con el presupuesto disponible puede cubrir áreas más extensas. El tiempo demuestra que, algunas de estas obras, además de ser peligrosas, en realidad son muy caras. Un sistema de estabilización del terreno adecuado es un conjunto de elementos formado por una membrana flexible de acero de elevada resistencia, capaz de distribuir los esfuerzos generados a un conjunto de anclajes sujetos a la zona interior estable del terreno. Para normalizar el empleo de estos sistemas de estabilización a nivel europeo, se ha creado un Documento de Evaluación Europeo [DEE 230025-00-0106] que no es más que un instrumento regulador que permite contribuir con la toma de decisiones acertadas a la hora de seleccionar soluciones, establecer criterios técnicos robustos y propiciar que las autoridades competentes hagan suyo el rigor que la metodología conlleva y con ello contribuir al incremento en el coeficiente de seguridad. El objetivo de este trabajo es facilitar, a los profesionales implicados, la comprensión de su contenido. Todas las propiedades descritas han de ser evaluadas en laboratorio y corroboradas como sistema mediante ensayos a escala natural (1:1).

De forma adicional se analiza la necesidad de considerar los ambientes corrosivos en aras de garantizar la adecuada vida útil.

Homogeneidad, geometría y calidad del acero

La homogeneidad de la membrana es sumamente importante, su composición deberá ser tal que se puedan alcanzar los mismos valores resistentes en toda su superficie, y estará constituida por elementos de una misma resistencia o calidad, así como compatibles a nivel deformacional. En caso de estar compuestas por varios elementos (membranas híbridas), la resistencia de toda la membrana estará limitada a la resistencia del elemento más débil (fig. 1). La membrana apropiada para utilizar dentro un sistema, además de ser homogénea, se recomienda sea de alambre acero de alta resistencia (ft >1.770 MPa) y preferentemente de geometría romboidal, con el objetivo fundamental de minimizar la deformación durante su funcionamiento.



Figura 1. Importancia de la homogeneidad en toda la superficie de la membrana. Desgarradura de una malla hexagonal híbrida compuesta por malla de acero $f_t < 500$ MPa y reforzada con cables acero de $f_t > 1770$ MPa

2. PROPIEDADES RESISTENTES DE LAS MEMBRANAS, ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN EN LABORATORIO

Es cierto que una forma muy apropiada de caracterizar un sistema parte de la experimentación. La mayoría de las propiedades resistentes de los elementos sujetos a análisis son físicamente comprensibles y matemáticamente calculables. A continuación, se revisan algunas de estas propiedades y se comparan los cálculos teóricos o estimaciones, con los resultados de los ensayos; que algún caso con no coinciden con los valores publicados por los fabricantes.

Resistencia a punzonamiento con soporte de una capa de suelo debajo de la membrana

Esta propiedad se puede determinar en el laboratorio, pero para que los resultados sean comparables ha de utilizarse el mismo elemento punzante en todos los casos, si no los resultados no guardarán relación. Este concepto es totalmente válido para determinar el soporte máximo para modelos puntuales, donde el límite está fijado por la citada resistencia al punzonamiento de la membrana, y la capacidad del sistema (soporte) estará marcada por el cociente de este valor y el área entre anclajes [kN/m²]. El ensayo se realiza en dos etapas: primero puesta en tensión del conjunto, exceptuando la membrana y segundo tensionado de todo el conjunto, incluyendo la membrana.

Para determinar el efecto de soporte de la placa de reparto del sistema sobre el sustrato utilizado, la placa se presiona mediante un cilindro hidráulico, sin participación de la membrana, sobre suelo hasta que se produce el fallo a cortante, con la correspondiente solicitación vertical. Luego se realiza un ensayo similar, pero con la inclusión de la membrana, se consigue aumentar la solicitación vertical en un determinado valor, este aumento se produce hasta que el sustrato falle a cortante. El valor de resistencia a punzonamiento es la diferencia entre los resultados de ambos ensayos. Este valor se puede evaluar según:

$$D_{R \ calc} = (N_{wire} \cdot T_{wire} + N_{rope} \cdot T_{rope}) \cdot F_k \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} + k_{soil} \cdot A_{plate}$$
(1)

 $D_{R calc}$ resistencia al punzonamiento de la membrana, [kN] N_{wire} número de puntos de contacto en la frontera de la placa de reparto (alambres) N_{rope} número de puntos de contacto en la frontera de la placa de reparto (cables) T_{wire} resistencia a tracción de un alambre, [kN] T_{rope} carga de rotura mínima de un cable, [kN] F_k factor de reducción de la resistencia (sujeción perimetral) A_{plate} superficie de la placa de reparto, $[m^2]$

El valor de la constante k_{soil} se ha obtenido por regresión lineal sobre un conjunto de resultados de laboratorio y expresa el valor de la capacidad de carga del material granular de relleno, cuya variación dependerá de sus propiedades (granulometría y grado de compactación) y estará condicionado por el área de la placa de reparto, en la cabeza de anclaje. La figura 2 resumen los resultados de laboratorio sobre la capacidad de carga del material de relleno (GP 0-32mm moderadamente compactada en tres capas), frente a tres tamaños de placa de reparto romboidales (P25, P33 y P66).



Figura 2. Capacidad de carga de suelo para diferentes placas de reparto [kN]

Este ensayo se realiza sobre el mismo dispositivo anterior, pero esta vez incluida la membrana. La diferencia entre los valores es la resistencia a punzonamiento $D_{R lab}$. En la figura 3 se muestran los resultados de los ensayos (dos muestras por combinación membrana + placa).



Figura 3. Resistencia a punzonamiento, sobre el relleno y diferentes placas de reparto [kN]

En relación con las membranas hexagonales, hay dispersión entre los valores calculados y los publicados. Esta diferencia se debe posiblemente al empleo de un material de relleno de menor tamaño máximo, así como a la realización de un proceso de compactación minucioso -en mayor número de capas-, que hace que los resultados no sean comparables. Solo hay valores publicados disponibles para la membrana híbrida 80x100/2,7+8@0300, este valor es igual para todas estas membranas, ya que la disposición geométrica solo permite que la placa, alcance un cable, sea cual fuere su espaciamiento. La única forma de hacer una comparación racional y lógica entre las membranas es eliminando las incertidumbres añadidas al ensayo, empleando los valores calculados (figura 4).



Figura 4. Resistencia a punzonamiento DR calc sobre el relleno y diferentes placas de reparto

La resistencia a cortante de la membraba en la dirección del anclaje en el borde superior de la placa de reparto se denomina P_R , se asume como la mitad de la resistencia a punzonamiento de la membrana en la dirección del anclaje D_R .

$$P_R = \frac{D_R}{2} \tag{2}$$

Resistencia a tracción directa y deformación

El ensayo a tracción directa se debe llevar a cabo en un bastidor que se describe en detalle en el anexo B de la norma DEE 230025-00-0106, es muy importante controlar las dimensiones de la muestra, las proporciones, robustez y movilidad del sistema de sujeción de la membrana a las vigas de tracción del bastidor para garantizar veracidad en los resultados.

El valor de la resistencia a tracción se puede evaluar según la expresión:

$$z_{k \ calc} = (N_{wire} \ . \ T_{wire} + N_{rope} \ . \ T_{rope}) \ . \ F_k \tag{3}$$

z_{k calc} resistencia a tracción directa de la membrana, [kN/m]

 N_{wire} número de puntos de contacto por metro lineal (alambres)

Nrope número de puntos de contacto por metro lineal (cables)

Twire resistencia a tracción de un alambre, [kN]

Trope carga de rotura mínima de un cable, [kN]

 F_k factor de reducción de la resistencia (sujeción perimetral)

Al igual que para las propiedades anteriores -resistencia a la perforación o al punzonamiento-, el valor de resistencia a tracción directa obtenido a partir de la ecuación (3) es también consistente desde el punto de vista matemático, y describe perfectamente el ensayo de laboratorio. Aunque en el caso de los productos híbridos, el comportamiento tenso-deformacional de los dos componentes es completamente diferente, y sumar resistencias no describe de forma acertada la realidad. Las mallas de la figura 5 son de geometría romboidal, composición homogénea y alta resistencia. En particular las fabricadas de acero inoxidable marino (EN 1.4462 AISI 318) tienen un valor de ft ligeramente inferior (1.650 MPa). Los valores calculados por las expresiones (2) y (3), difieren entre 5 y 6% de los que resultan del ensayo. En todos los casos los valores publicados son menores que los obtenidos tanto en laboratorio como los calculados matemáticamente. En este tipo de membranas los valores de elongación relativa δ en ningún caso superan el 6%, es decir clase A según la normativa. Los valores medios graficados en la figura 5 son coherentes desde el punto de vista de la respuesta tenso-deformacional. En general, se puede destacar como muy positivo el bajo nivel de elongación relativa δ .



Figura 5. Resultados de ensayos a tracción directa [kN/m] para mallas romboidales de alta resistencia

En el caso de las redes de cable espiral también romboidales y homogéneas, compuestas por un solo cordón de 3 alambres de alta resistencia, se puede observar que los valores calculados están también en el entorno de los de laboratorio, la dispersión entre los resultados no supera el 4%.

El análisis del comportamiento de las mallas híbridas, ante los esfuerzos a tracción directa, es similar al realizado para los productos anteriores. En la figura 6 se muestran los valores calculados según (3) y resultados de laboratorio para 2 de las 3 mallas.



Figura 6. Resultados de los ensayos de laboratorio para las mallas híbridas de baja resistencia

En relación con los valores publicados para esta membrana (8x100/2,7+8@0300) en algunos documentos, el fabricante declara 184 kN/m como valor de la resistencia a tracción. Este incremento se debe a que se han considerado 3,33 cables por metro lineal, en vez de 3 cables por metro lineal (1/3 = 3,33). Resulta evidente que físicamente en un metro lineal de malla, solo puede haber 3 cables, si están espaciados a 30 cm; bajo el primer supuesto incorrecto quedaría:

 $z_k = (3,33.40,7) + (49) = 184,5$ kN/m; justo el valor declarado por el fabricante.

Caso deformacional específico de la red de anillos

Aunque sus valores de resistencia pudiesen llegar a ser elevados, no se recomiendan. Estas redes están, si cabe, un paso por detrás de las membranas cuadradas a nivel deformacional. Las redes ASM 6:1, el paso intermedio antes de convertirse en un paralelógono hexagonal, es un hexágono regular, que presuntamente se deforma menos. Sin embargo, en el proceso de puesta en servicio, hasta que el ancho del hexágono se reduce un 50%, la elongación es mucho mayor, que para la red anular ASM 4:1 (figura 7). De acuerdo con la configuración de la red, los puntos de contacto $\frac{\pi}{3}$ entre anillos vecinos provocan la conversión de los anillos en hexágonos regulares de lado $\frac{\pi}{3}$ r, la máxima deformación se produce en la dirección vertical, cuando el ancho del hexágono regular $\frac{2\pi}{3}$ r se reduce un 50% consiguiendo que la altura llegue a medir $\frac{2\sqrt{15}}{9}\pi$ r. El paso de círculo a hexágono produce una reducción de dimensiones de $1 - \frac{\sqrt{3}}{6}\pi$ r (9,3% \checkmark), pero cuando se pasa de hexágono a paralelógono hexagonal, la elongación respecto al círculo es de $1 - \frac{\sqrt{15}}{9}\pi$ (35,2% \bigstar), lo cual es muy elevado.


Figura 7. Conversión de un anillo en paralelógono hexagonal, pasando por hexágono regular.

Resistencia a los esfuerzos paralelos al talud (desgarradura)

Se han considerado varios mecanismos de rotura en la investigación de inestabilidades locales. Se supone que los bloques inestables quieren desplazarse hacia abajo respecto a la membrana. Por este movimiento relativo y como la membrana se sujeta al anclaje con ayuda de las placas de reparto, se producen solicitaciones tangenciales paralelas al talud, en la misma dirección, pero en sentido opuesto sobre el plano de la propia membrana. La membrana debe ser capaz de transmitir esta solicitación Z_R con seguridad al anclaje ubicado encima del mecanismo de fallo. El valor de la resistencia a desgarradura se puede evaluar según:

$$z_{R \ calc} = (N_{wire} \ . \ T_{wire} + N_{rope} \ . \ T_{rope}) \ . \ F_k \tag{4}$$

ZR calc resistencia a la desgarradura de la membrana, [kN]

- *N_{wire}* número de puntos de contacto (alambres)
- *N_{rope}* número de puntos de contacto (cables)
- Twire resistencia a tracción de un alambre, [kN]
- *T_{rope}* carga de rotura mínima de un cable, [kN]
- F_k factor de reducción de la resistencia (sujeción perimetral)

Los valores determinados $Z_{R calc}$ por la expresión (4) concuerdan en gran medida con los obtenidos en laboratorio $Z_{R lab}$, también es cierto que, en este caso, el fabricante, para aportar más coeficiente de seguridad, publica como valores resistentes los más cercanos a los mínimos de laboratorio ($Z_{R pub} \approx$ $Z_{R lab}$). La resistencia a la desgarradura es uno de los parámetros más deficitarios en las membranas híbridas, este valor está muy limitado, se reduce a la resistencia a tracción de un simple alambre de la malla hexagonal del conjunto, esto demuestra una vez más la necesidad de utilizar membranas flexibles homogéneas de igual resistencia en toda su superficie, la adición de cables de refuerzo vertical incluso horizontal, no ejerce ninguna influencia en el control de los esfuerzos paralelos a la superficie del talud que se generan cuando se produce una inestabilidad. La aproximación teórica a los valores de laboratorio está debidamente contrastada, la figura 8 presenta un gráfico resumen.



Fig. 8 Resistencia a desgarradura $Z_{R calc}$, para diversas membranas de acero

Importancia de los elementos de conexión en la transmisión de las cargas

Un solo rollo de membrana o un simple panel de forma individual son casi irrelevantes a la hora de estabilizar un talud o ladera, tal y como se ha expresado cuando se habla de un diseño racional se trata de que todos los componentes del sistema trabajen al unísono y con un coeficiente de seguridad similar. Por lo tanto, resulta de gran importancia que los paneles de membrana individuales se puedan combinar entre sí por medios simples, para garantizar el funcionamiento de una estructura de membrana uniforme en toda el área. Es técnicamente muy importante que esta conexión que transfiera el 100% de las solicitaciones se consiga de forma segura y, desde el punto de vista de la instalación, se pueda aplicar de forma rápida y segura.

Verificación de las propiedades resistentes de la placa de reparto

La resistencia a flexión de la placa será uno de los parámetros a considerar en el diseño apropiado de un sistema de estabilización. El ensayo a flexión se llevará a cabo sobre la dirección longitudinal de la placa de reparto. La muestra se coloca sobre dos soportes a una distancia establecida y se carga en el centro, a una velocidad constante hasta que la placa falla. Para este ensayo se utilizará una máquina universal de ensayos. El rango de medición debe ajustarse a la carga esperada. El momento flector máximo en el centro de la placa de reparto $M_{s,p}$ se calculará para la disposición de ensayo.

Posibilidades de empleo de vigas flexibles para el refuerzo horizontal

En caso necesario se pueden añadir vigas flexibles de refuerzo horizontal entre las cabezas de los anclajes para aprovechar la resistencia a la tracción directa de las membranas e incrementar su capacidad portante. Estas vigas estarán compuestas por pares de cables de alma metálica. Su dimensionamiento está condicionado por el diámetro-resistencia de la armadura de anclaje, pues su función colabora con la transmisión de las solicitaciones hacia los mismos, por lo tanto, deben ser capaces de trasmitir toda la tensión que se genera en la cabeza del anclaje.

$$T_{req} = \left[\frac{Tb}{4 \, sen \, \lambda}\right] \tag{5}$$

T_{req} solicitación a tensión requerida para el cable de refuerzo, [kN]

- T_b carga de trabajo-servicio del anclaje permanente [kN]
- λ ángulo de rotura resultante de ensayos en laboratorio [$\approx 20^{\circ}-30^{\circ}$]

$$T_b = T_{le} \cdot FS \tag{6}$$

Los valores de resistencia a tracción en límite elástico T_{le} se pueden calcular a partir de la geometría y la calidad del acero de la armadura, la expresión de cálculo básica (7) es:

$$T_{le} = r^2 . \pi . f_t . 10^{-3} \tag{7}$$

r radio efectivo de la barra de armadura del anclaje, [mm]

 f_t calidad el acero, [MPa]

3. PROPIEDADES RESISTENTES, ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN EN EL CAMPO A ESCALA NATURAL

Entre 2012 y 2014 se realizaron más de 30 ensayos a escala natural (1:1), tras comprobar el funcionamiento del dispositivo, se pasó a experimentar las interacciones entre los anclajes y las membranas de acero, que se colocaron en diferentes disposiciones y configuraciones. La variación de la distancia entre los anclajes y los materiales del suelo de relleno permitió analizar detalladamente la capacidad de carga de los distintos sistemas. El dispositivo de ensayo consistió en un talud artificial representado por un marco de acero inclinable (12 m× 10 m× 1,2 m), que podía elevarse por un lado con una grúa de 500 t para simular el ángulo del talud. Se eligieron dos materiales con diferentes propiedades. El primer suelo es una grava mal graduada (GP) y de granos redondos 16-32 mm y fricción interna 33°. El segundo suelo es una grava mal graduada con limo con tamaño 0-63 mm, y fricción interna de 38°. La armadura de los anclajes empleados en el ensayo estaba compuesta por

barras de acero roscadas (ø 28-32 mm), cubiertas por un tubo de PVC corrugado (ø 100 mm) e inyectadas. Los esfuerzos medidos en los anclajes fueron muy similares, comparando todos aquellos en los que se colocaron galgas extensométricas.

Verificación del método de dimensionamiento

El concepto de dimensionamiento se desarrolló a partir de la experiencia y de un conjunto de ensayos de laboratorios a componentes específicos. Para corroborar la validez de las hipótesis del sistema es necesario hacer un análisis retrospectivo y comparar lo que ocurre entre el modelo matemático y el modelo a escala natural. Con este fin, se utilizan los resultados del ensayo 11, en el que se utilizó una malla de acero G65/3 con placas de reparto tipo P33 y pernos de anclaje tipo GEWI 32 mm, patrón de anclajes de 3,5 × 3,5 m², y material de relleno grava arenosa (0-63mm). Los primeros movimientos superficiales se observan a una inclinación de α =53° (figura 9, izquierda). La perforación de la malla alrededor de los anclajes (punzonamiento) se produce para α =80° (figura 9 derecha).



Figura 9. Ensayo 11 membrana G65/3 + P33, 3,5 m × 3,5 m, grava arenosa 0–63 mm (inicio α =53° y rotura α =80°)

Si el sistema flexible de estabilización de taludes utilizado en la serie 11 se evalúa en el modelo matemático, empleando el Eurocódigo 7 que recomienda factores de seguridad parciales para el ángulo de fricción y la cohesión de 1,25 y por incertidumbre en el modelo de 1,10, el resultado es que la inclinación máxima posible del talud es de α =50°. Luego este cálculo retrospectivo encaja con el resultado del ensayo (movimientos superficiales). Si se fijan todos los factores de seguridad parciales en 1,00; se establece que el radio del cono de presión es ξ = 0,30 m, se aprovecha al máximo la capacidad de carga de la malla, aplicando una precarga de 30 kN, la rotura se produce a una inclinación del bastidor de α = 76°, lo cual también concuerda bien con el resultado del ensayo.

Membranas híbridas o heterogéneas

Se ensayaron, además, mallas hexagonales de acero de baja resistencia e híbridas y mallas pesadas de simple torsión cuadradas. Dependiendo de la geometría de la malla, la homogeneidad y la calidad del acero, se observaron diferencias significativas en la capacidad de carga. La figura 10 izquierda muestra un detalle de zona alrededor del anclaje para una membrana híbrida 80x100/2,7+8@0300, rota con una placa cuadrada (24 cm con las esquinas dobladas). Como material de relleno se utilizó grava redonda de 16-32 mm, con un patrón de anclajes de 3,5 m x 3,5 m. Como muestra el análisis del escáner láser, sólo es posible transmitir las solicitaciones entre anclajes (domina la verticalidad). Se observa una concentración de la carga y mayores desplazamientos en la zona de la base del talud (0,70m).

El fallo inicial se produce por el elemento más débil, la malla hexagonal de triple torsión de f_t 500 MPa, luego se pone en tensión el cable vertical de 8mm de f_t 1.770 MPa y cuando alcanza su valor de rotura (40,7 kN) se produce el fallo total del sistema. En la medida que se inclina el bastidor, la rotura alrededor de las cabezas de los anclajes se agudiza, hasta que se produce el fallo generalizado, antes de llegar $\alpha = 70^{\circ}$. Las membranas híbridas no cumplen la función que se les exige para ser parte de sistema flexible para la estabilización de taludes.



Figura 10. Ensayo 7 membrana 80x100/2,7+8@0300, patrón 3,5 × 3,5 m, grava redondeada 16–32 mm

4. AFECTACIONES A LA CAPA DE RECUBRIMIENTO DEL ALAMBRE DURANTE EL PROCESO DE FABRICACIÓN TRADICIONAL DE LA MEMBRANA

Ambientes corrosivos. Vida útil de las membranas

La efectividad de estos recubrimientos no es la misma en todos los casos, su grado de eficiencia y por ende su contribución con el incremento de la vida útil de las membranas, está en relación con el ambiente corrosivo al cual se encuentren expuestos, según la norma UNE-EN ISO 12944-2:2018. Según la norma UNE-EN 10244-4: 2010 las clases que comienzan con letra A se refieren a recubrimientos gruesos (empleados como capa final) mientras las que terminan con B se refieren a clase obtenidas por recubrimiento inicial y posterior trefilado. Es decir, clase A trefilado y posterior recubrimiento, clase B recubrimiento y posterior trefilado. Si bien es cierto que la citada norma considerando un mismo diámetro de alambre- en la clase A exige espesores mayores, también es verdad que los resultados obtenidos para la clase B son excelentes, en tanto en cuanto, sin discusión el acabado de la superficie es más liso y estable a nivel corrosivo. A partir de los valores de índice de corrosión rcorr establecidos por la normativa ISO 14713-1:2017 en función del ambiente corrosivo, para el recubrimiento galvánico (Zn¹⁰⁰), y con ayuda de los resultados de los ensayos a niebla salina se han extrapolado los valores de r_{corr} para la aleación de Zn⁹⁵Al⁵ y con ello se ha preparado un ábaco (figura 11) que responde de forma aproximada a la pregunta: ¿cuál es la vida útil esperada considerando la pérdida de espesor de recubrimiento [g/m²] para un ambiente corrosivo determinado?.



Figura 11. Estimación de la vida útil del alambre de acero considerando la pérdida de recubrimiento, para diversos ambientes corrosivos, para recubrimientos al Zn⁹⁵Al⁵

Por ejemplo, según el fabricante como regla general los alambres de acero de diámetro 3mm de alta resistencia, cuyo recubrimiento nominal mínimo al $Zn^{95}Al^5$ clase B regulado es de $135g/m^2$, mientras el declarado es de $150g/m^2$, aunque en realidad se alcanza un valor medio efectivo de cobertura de hasta $216g/m^2$ (figura 11). Esto implica que se puede esperar una vida útil de más de 144 años en ambientes C2, más de 72 años en C3, entre 36 y 72 años en ambientes C4 y entre 18 y 36 años en ambientes C5, mientras que para ambientes CX la vida útil estimada podría ser inferior a 6 años.

Además, es sumamente importante tener en consideración las condiciones del terreno, sobre todo la presencia de agua ácida. En terrenos en los que el valor de pH es menor de 4,5 hay que prestar especial interés y cuando es inferior a 3 la corrosión se puede acelerar de forma exponencial, sea cual fuere el espesor o tipo de recubrimiento. Se ha demostrado además que, para los ambientes de corrosividad alta \geq C4 o suelos con pH \leq 3, los recubrimientos de plástico, politereftalato o poliméricos no son la solución al problema de la corrosión (figura 12). Desafortunadamente, los métodos de ensayo de abrasión somera que se realizan a las coberturas poliméricas, según UNE-EN 60229, están realmente diseñados para cables eléctricos y no son atinados. De lejos, su función no se corresponde con la que realizan las membranas de acero, dentro de los sistemas de estabilización de taludes.



Figura 12. Ejemplos de fallo de la capa polimérica de recubrimiento y aparición de la corrosión

Importancia de la tecnología de fabricación de las membranas

Las mallas de simple torsión de baja y media resistencia se fabrican usando la tecnología tradicional de tejido, tal y como se muestra en la figura 13. Algún fabricante realiza un proceso de supuesto estiramiento posterior a la conformación de las espiras, intentando aplanarlas, sin mucho éxito.



Figura 13. Proceso fabril tradicional de mallas cuadradas de simple torsión de baja resistencia

¿Qué ocurre con la corrosión y el método tradicional de tejido?, aunque el espesor de capa aplicado al alambre sea grueso, durante la fabricación de la malla e incluso durante su presunto "pretensado", se producen ralladuras o pérdidas del recubrimiento debido al contacto entre alambres o al rozamiento del útil de torsión de la máquina (figura 14). Este problema de fabricación trae consigo una inmediata pérdida de protección contra la corrosión y el desplome de la vida útil de la membrana. Resultados de laboratorio siguiendo la norma UNE-EN ISO 9227:2017 demuestran que el inicio del proceso corrosivo (aparición del 5% de óxido marrón oscuro) ocurre en estos puntos más débiles.



Figura 14. Daños físicos a la superficie del alambre durante la fabricación de la malla y resultados que evidencian el deterior tras el ensayo con niebla salina

5. CONCLUSIONES

- Se evidencia la necesidad de realizar ensayos debidamente estandarizados a los componentes individuales.
- Lo más importante e imprescindible es corroborar de forma fehaciente la capacidad de los sistemas completos, a partir de la realización de ensayos a escala natural (1:1), justamente como recomienda el documento regulador.
- La comprensión de cada uno de estos ensayos facilita sin duda la aplicación práctica de la normativa.

REFERENCIAS

- Álvarez R., 2009. Contrastación de resultados de ensayos de tracción de mallas metálicas de estabilización de taludes y fortificación de túneles en condiciones simuladas de instalación. *DICTUC Pontificia Universidad Católica de Chile*
- ASTM A975, 2021. Standard Specification for Double-Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses (Metallic-Coated Steel Wire or Metallic-Coated Steel Wire with Poly (Vinyl Chloride) (PVC) Coating), *American Society for Testing and Materials*, USA
- Ávila, J. y Genescà, J.,1995. Corrosión en suelos. Fondo de Cultura Económica. México
- Baraniak, P., 2015. Full scale test of flexible facing in combination with nailing. *Geo- Summit 2015 Geobrugg*. Switzerland
- Baremo GmbH, 2010. Example for high tensile steel wire test series. Romanshorn, Switzerland
- Bekaert-Inchalam, 2020. Características Técnicas Mallas Talud MT. Chile.
- Bucher, R., Wendeler, C. and Baraniak, P., 2016. New results of large-scale testing of high-tensile steel meshes and soil nails for slope stabilisation and validation of modelling software. APSSIM. *First Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference*. Brisbane. Australia
- Cała M., Flum D., Rüegger R., Roduner A. and Wartmann S., 2012. Tecco® Slope Stabilization System and RUVOLUM® Dimensioning Method. Romanshorn. Switzerland
- Cała M., Stolz M., Baraniak, P. & Roduner A., 2013. Large scale field tests for slope stabilizations made with flexible facings. *Proceedings of Eurock 2013 Wrocław*, 23-26 Rotterdam: Balkema. Holland
- Castro D., 2010. Estudio y análisis de las membranas flexibles como elemento de soporte para la estabilización de taludes y laderas de suelos y/o materiales sueltos. Santander. España
- Chengqing L., Shuai T, Chengjie X., Jingjin Y., 2018. Study on Mechanical Properties and Dissipation Capacity of Ring Net in Passive Rockfall Barriers. *Natural Hazard and Earth System Science*. EGU. EU
- CIRIA C637, 2005 Soil Nailing-Best practices Guidance. London.UK
- Cong X., Dwayne D., 2016. Discrete element modelling of steel wire mesh and rockbolt plate. *Ground Support* 2016, Luleå, Sweden
- DIN EN 10088-3, 2014. Stainless steels Part 3: Technical delivery conditions for semi-finished products, bars, rods, wire, sections, and bright products of corrosion resisting steels for general purposes. EU
- EOTA, 2016. Flexible facing systems for slope stabilization and rock protection. EAD230025-00-0106. EU
- ETA 17/0947, 2017 Certification RXE-10000 according to the EAD-340059-00-0106-2018 Falling rock protection kits. EOTA. EU
- ETA 19/0314, 2020. Slope Stabilisation System Sigma 50/3.2. Flexible facing systems for slope stabilization and rock protection. EOTA. EU
- Gröner E. and Roduner A., 2018. Slope stabilisation and erosion protection in a single operation. *Ground Engineering*. Arup Database. UK

- ISO 17746, 2016. Steel wire rope net panels and rolls definitions and specifications
- Luis Fonseca R., 1995. Desarrollo de nuevos sistemas de protección de taludes y laderas rocosas, pantallas dinámicas, *Tesis Doctoral Universidad de Cantabria*, Santander, España
- Luis Fonseca R., 2010. Aplicación de membranas flexibles para la prevención de riesgos naturales. *Ed. Ropero*. Madrid. España.
- Luis Fonseca R., Laguna L., Raïmat C., Otegui G., Prieto J., y Beirão A., 2008. Análisis comparativo entre los sistemas compuestos por membranas flexibles de alambre y cable de acero. Malla de alambres Tecco® frente a la red de cables. *Perfohinca*. Madrid. España
- Luis Fonseca R., Prieto J., Raïmat C. y Sanz A., 2011. Efecto negativo del empleo de redes ASM de anillos de alambre de acero en la estabilización de taludes. *Ingeopres 184*. Madrid. España
- Luis Fonseca, R., 2018. Sistema de estabilización de taludes. Tecco®- Spider®. Lorca. Murcia. España
- Luis Fonseca, R. y Díaz G., 2020. Results of large-scale testing of high-tensile steel meshes and soil nails for ground surface support and validation of modelling software. *SCG-XIII International Symposium on Landslides*. Cartagena, Colombia
- Majoral R. y Coll J., 2017. Las mallas para taludes y las nuevas normas internacionales. *IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Santander, España
- Molina C., 2020. Uso de los micropilotes autoperforantes Ischebeck TITAN en aplicaciones permanentes. *Obras Públicas*. Madrid, España
- Oteo C. y Fernández J.L., 2001. Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. *Ministerio de Fomento*. Madrid. España
- Paredes, H., 2018. Coating solutions for active corrosion resistance. Bekaert. Brussels. Belgium.
- Parrilla A., Crespo P., Ortega M., Estaire J., Perucho A., Bernal A. y Pérez A., 2019. Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico. *Ministerio de Fomento*. Madrid. España
- Pola A., Tocci M., and Godwin F., 2020. Review of microstructures and properties of Zinc alloys. *Metals*, Italy.
- Prieto J., Luis Fonseca R., Fernández R. & Fernández M., 2014. Dimensioning of a flexible system for the stabilization of a landslide on the access road to Cotobello (Aller, Asturias). *Eurock2014*. Vigo. España
- Roduner A., 2019. Tecco® Slope Stabilization System. Summary of Published Technical Papers 1998 2019. Romanshorn, Switzerland.
- Rüegger R., Flum D. & Haller B., 2000. Hochfeste Geflechte aus Stahldraht für die Oberflächensicherung in Kombination mit Vernagelungen und Verankerungen. 2nd "Building in Soil and Cliffs" colloquium at the Technical Academy of Esslingen, Germany
- Rüegger, R.and Flum, D., 2006. Anforderungen an flexible Böschungsstabili-sierungssysteme bei der Anwendung in Boden und Fels. *Technische Akademie Esslingen, Beitrag für 4. Kolloquium "Bauen in Boden und Fels"*, Germany
- Sorg M., 2020. Cyclic Corrosion test of different mesh simples. WITg. Switzerland
- Souza R., 2016. Maquina tela de alambrado STDFA. São José dos Campos. Brasil
- SpenaX SC50, 2012. Maintenance and Tool Operating Manual. Stanley Fastening System
- Torres J. y Llano M., 2017. Análisis comparativo de las características mecánicas de diferentes membranas flexibles y la validación de los niveles de soporte ofrecidos para su empleo en sistemas flexibles de estabilización de taludes. *IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Santander. España
- TS, 2020. Technische Dokumentation Verankerte Böschungssicherungssysteme. Salzburg, Österreich

VALORES REPRESENTATIVOS PARA SU USO EN LAS VERIFICACIONES DE ESTADO LÍMITE EN EL MARCO DEL FUTURO EUROCÓDIGO 7 (EN1997:2025)

José ESTAIRE (1) y María SANTANA (1)

(1) Laboratorio de Geotecnia CEDEX Jose.Estaire@cedex.es Maria.S.Ruiz@cedex.es

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es explicar los conceptos detrás de los diferentes términos involucrados en la determinación de las propiedades del terreno en el marco de los Eurocódigos. El proceso comienza con todos los diferentes términos que aparecen en las fases de investigación y monitorización del terreno: valores históricos, valores estimados, valores de ensayo, valores monitorizados y valores derivados. Continúa con la determinación del "valor representativo" que es el valor que incide en la ocurrencia de los estados límite. Este valor se afecta por el factor parcial de materiales para obtener el "valor de proyecto" que será utilizado en la verificación de los diferentes estados límite último y de servicio de las estructuras geotécnicas utilizando el "Método de los Factores Parciales". El futuro Eurocódigo 7 establece dos posibles formas de determinar dicho "valor representativo" de una propiedad del terreno: seleccionando el valor basándose en el juicio ingenieril y la experiencia comparable en casos similares, denominándose en este caso como "valor nominal"; o evaluar el valor por métodos estadísticos, denominándose en este caso "valor característico". Además, el artículo ofrece un breve resumen del método estadístico para determinar el valor característico de una propiedad del terreno y un ejemplo del procedimiento a utilizar.

1. INTRODUCCIÓN

Los Eurocódigos estructurales representan un conjunto de normas de ámbito europeo, de carácter voluntario, que pretende aunar criterios estructurales y geotécnicos. Estas normativas han sido redactadas por el Comité Europeo de Normalización (CEN), adoptando el formato de noma EN. En concreto, el Eurocódigo 7 (EC7) se plasma como norma EN1997. El carácter voluntario de dichas normas pasa a ser de obligado cumplimiento cuando así lo indica la administración competente, tal y como ocurre en el caso de la Dirección General de Carreteras con la Orden Circular 1/2019 del Ministerio de Fomento.

La primera edición del EC7 se llevó a cabo en el año 2004. Seis años después, en mayo de 2010, la Comisión Europea propone a CEN la revisión y actualización de estos documentos a través del Mandato 515. Actualmente se está realizando la reestructuración del conjunto de los Eurocódigos, que también afecta al EC7. Así, los contenidos de las actuales "Reglas generales" del EC7 Parte 1 (EN1997-1:2004) serán redistribuidos, quedando las bases del proyecto geotécnico en la futura prEN1990, las reglas generales en la futura parte 1 del EC7 (prEN1997-1) y las reglas específicas en la futura parte 3 el EC7 (prEN1997-3). Por su parte, el contenido de la actual parte 2 del EC7

(EN1997-2) también se distribuye, quedando la obtención de parámetros en la futura parte 2 del EC (prEN1997-2) y los modelos de cálculo en la futura parte 3 (prEN1997-3).

Una parte importante del proyecto geotécnico es la verificación de los estados límite último y de servicio, que puede realizarse por varios métodos, siendo el de los Factores Parciales el más empleados. Su uso necesita, entre otros, el valor de diseño de la resistencia (R_d) y ésta a su vez del valor de diseño de las propiedades del material (X_d). En este trabajo se explica cómo dicho valor se obtiene a partir del valor representativo de la propiedad del material (X_{rep}). El procedimiento de cálculo se completa con un ejemplo de determinación de valores representativos de cohesión y ángulo de rozamiento para un talud inestable.

2. ELABORACIÓN DEL PROYECTO GEOTÉCNICO

El proyecto de una estructura geotécnica, según el futuro Eurocódigo 7 (EC7) desarrollado en la norma CEN prEN1997 (CEN, 2022), comprende cinco tareas principales, como se muestra en la Figura 1 (Estaire y Bond, 2020):

- Procedimientos de fiabilidad: consistente en una serie de clasificaciones relativas a la estructura y al terreno que se combinan entre sí para determinar la "Categoría Geotécnica" de la estructura geotécnica en estudio.
- Modelización del terreno: cuya principal función es la representación del terreno y del agua existente en el emplazamiento, en el denominado "Modelo del Terreno" (Ground model, en su acepción inglesa), y la obtención de los "valores derivados" de los parámetros geotécnicos de las distintas unidades geotécnicas.
- Verificaciones de proyecto: cubre los procedimientos que se deben utilizar para verificar que no se exceden los estados límites en ninguna situación de proyecto (design situation, en su acepción inglesa) a la que pueda estar sometida la estructura durante su vida útil.
- Implementación del proyecto: en el proyecto se deben incluir algunos planes (Plan de Supervisión, Inspección, Auscultación y Mantenimiento) que deben cumplirse durante los trabajos de ejecución de la estructura geotécnica con el objetivo de conseguir que el diseño, la ejecución y el mantenimiento de cualquier estructura geotécnica sean parte de un proyecto, considerado como una entidad.
- Realización de informes: todos los trabajos llevados a cabo durante la redacción del proyecto y de la ejecución de las obras se deben documentar mediante la realización de los siguientes informes:
 - Informe de Reconocimiento Geotécnico (GIR Geotechnical Investigation Report, en su acepción inglesa),
 - Informe del Proyecto Geotécnico (GDR Geotechnical Design Report) y
 - Registro de la construcción de la estructura geotécnica (GCR Geotechnical Construction Record, en su acepción inglesa).



Figura. 1 – Tareas a realizar en el proyecto de una estructura geotécnica

Paralelamente a estas diferentes tareas, existe un conjunto de conceptos, conectados entre sí, relativos a los valores de las propiedades del terreno que aparecen en el proceso de proyecto que reciben los siguientes nombres:

Valores medidos => Valores derivados => Valor nominal // Valor característico => Valor representativo => Valor de proyecto

Este artículo muestra los vínculos y relaciones entre dichos nombres y conceptos que, de alguna manera, están encadenados a lo largo del proceso del proyecto. A este respecto, la Figura 2, explicada en las secciones posteriores, muestra el camino que debe recorrer un valor de una propiedad del terreno desde el momento en que se obtiene durante la investigación del terreno hasta el momento en que se utiliza en un modelo de cálculo para verificar un estado límite, ya sea último (ELU) o de servicio (ELS).



Figura. 2 – Camino a recorrer por el valor de una propiedad del terreno durante el proyecto de una estructura geotécnica.

3. OBTENCIÓN DE LOS VALORES MEDIDOS Y DERIVADOS DURANTE LA INVESTIGACIÓN DEL TERRENO

3.1. TAREAS DE LA INVESTIGACIÓN DEL TERRENO Y VALORES OBTENIDOS

La Parte 2 del futuro Eurocódigo 7 (CEN, 2021) desarrolla la Investigación del Terreno (Ground Investigation) a realizar para el proyecto de una estructura geotécnica, que comprende las siguientes tareas: a) Estudios de gabinete; b) Inspección del emplazamiento; c) Realización de ensayos de campo y de laboratorio; y d) Monitorización geotécnica.

La parte superior de la Figura 2 muestra los diferentes tipos de valores que se pueden obtener durante las diferentes tareas que componen la Investigación del Terreno: "valores históricos", "valores estimados", "valores de ensayo" y "valores monitorizados". Todos ellos constituyen los denominados "valores medidos".

Adicionalmente a lo mostrado en la Figura 2, se pueden destacar las siguientes ideas:

- en el estudio de gabinete, los valores se obtienen mediante el análisis de la información previa y de los informes existentes sobre el emplazamiento específico, su entorno o sobre casos comparables; los valores de las propiedades del terreno así obtenidos se han denominado, en este texto, como "valores históricos";
- en la inspección del emplazamiento, se pueden realizar algunas mediciones de campo y se pueden evaluar algunos valores de otras propiedades. Un ejemplo muy claro de esta categoría son todos los valores utilizados en los esquemas de clasificación de la Ingeniería de Rocas que, además por otro lado, suelen ser más cualitativos que cuantitativos; en este texto, se han denominado como "valores estimados".
- en los ensayos de campo o de laboratorio, los resultados de los ensayos se obtienen mediante mediciones que se realizan durante la ejecución de los propios ensayos; estos valores se han denominado como "valores de ensayo".
- en la monitorización geotécnica, los valores se obtienen mediante la monitorización u observación del terreno o la estructura, durante su ejecución, vida útil o incluso después de un fallo; estos valores se han denominado en este texto como "valores monitorizados".

| | Ejemplos / (Propiedades a determinar) | | | | |
|--------------------------|--|---|---|--|--|
| | Terraplén sobre suelo blando | Cimentación superficial | Talud rocoso | | |
| Tipo de valor | Propiedades de la capa blanda: E y c _v | Propiedades del terreno de cimentación: c y φ | Propiedades de las discontinuidades: c, φ, β, buzamiento y dirección de buzamiento | | |
| Valores históricos | Resultados de ensayos obtenidos en campañas de investigación previas | Resultados de ensayos obtenidos en campañas de investigación previas | Datos de roturas previas o inventario de taludes cercanos | | |
| Valores estimados | No aplicable | No aplicable | Valores para los esquemas de clasificación | | |
| Valores de ensayo | Resultados de ensayos edométricos (E _{oed} and c _v) o de ensayos CPTU (E and c _r) | Resultados de ensayos triaxiales o de corte directo o de ensayos presiométricos | Resultados de ensayos sobre juntas, tilt tests o PLT | | |
| Valores Monitorizados | Resultados de un terraplén de prueba | Resultado de alguna prueba de carga (siempre difícil de realizar) | Nivel piezométricos tomados durante la vida útil. | | |

En la Tabla 1 se recogen algunos ejemplos de diferentes valores obtenidos durante la Investigación del Terreno para distintas estructuras geotécnicas.

Tabla 1 - Valores obtenidos durante la Investigación del Terreno para distintas estructuras geotécnicas

3.2. LOS VALORES DERIVADOS

Una vez que se dispone de todos los valores obtenidos en la Investigación del Terreno (los denominados "valores medidos" en la Figura 2) el siguiente paso es la interpretación de dichos valores para obtener los "valores derivados". A este respecto, el futuro EC7 define "valor derivado" como un "valor de una propiedad del terreno obtenido por teoría, correlación o empirismo a partir de resultados de ensayos o mediciones de campo".

Siguiendo la definición, normalmente la mayoría de los "valores derivados" se obtendrán de la interpretación de los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio utilizando las teorías de la Mecánica de Suelos o Rocas o mediante correlaciones empíricas. Sin embargo, los valores derivados también se pueden obtener directamente del análisis de la documentación previa disponible, realizado en el estudio de gabinete. Otra fuente de valores derivados es la interpretación de los resultados de la monitorización de las estructuras geotécnicas en cualquiera de sus etapas (ejecución, vida útil o, incluso, en una situación de fallo; piénsese, por ejemplo, las propiedades obtenidas de los análisis retrospectivos de estabilidad).

Llegados a este punto, se considera conveniente que el equipo que está realizando la Investigación del Terreno realice un último paso consistente en comparar todos los "valores derivados" disponibles relativos a una única propiedad del terreno de cada unidad geotécnica para verificar la consistencia de los valores y, en caso de que haya diferencias, realizar una revisión crítica de los mismos.

Una vez hecha dicha revisión, se tiene el conjunto de "valores derivados" para todas las propiedades del terreno de cada unidad geotécnica. Estos conjuntos de valores derivados se utilizarán en la siguiente fase de proyecto para determinar el "valor representativo" de cada propiedad del terreno de cada unidad geotécnica.

3.3. EL "MODELO DEL TERRENO"

Por otro lado y de forma complementaria a lo dicho anteriormente, el futuro EC7 requiere que, como resultado de las tareas ejecutadas durante la Investigación de Terreno, se desarrolle un "Modelo de Terreno" que se constituye como el resultado final de dicha investigación y que, por tanto, debe incluir:

- Un esquema de la disposición de las unidades geotécnicas que forman el terreno del emplazamiento de la estructura geotécnica y de su zona de influencia. En este contexto, una unidad geotécnica es, según el futuro EC7, "una capa de terreno que se considera formada por un solo material", por lo que cada unidad tiene un conjunto único de propiedades.
- Un análisis de las condiciones del agua del terreno en el emplazamiento y sus alrededores.
- La recopilación de los denominados "valores derivados" de las diferentes propiedades geotécnicas de todas las unidades geotécnicas que forman el "Modelo de Terreno".

Por último, se debe indicar que el EC7 impone como requisito que todas las tareas y procesos queden informados documentalmente, por lo que toda esta información debe incluirse en el Informe de Investigación del Terreno (GIR, acrónimo de su acepción inglesa).

4. DETERMINACIÓN DE VALORES REPRESENTATIVOS A PARTIR DE VALORES DERIVADOS

4.1. IDEAS BÁSICAS

El "valor representativo" de una propiedad geotécnica de una unidad geotécnica se debe determinar, por parte del proyectista, a partir del conjunto de "valores derivados" de esa propiedad obtenidos durante la investigación del terreno y recopilados en el Informe de Investigación del Terreno.

Puede ocurrir que la propiedad geotécnica necesaria para la verificación de los estados límite no haya sido directamente obtenida durante la Investigación del Terreno, por lo que no existen valores derivados de ella. En ese caso, el proyectista deberá determinar los valores derivados de esa propiedad a partir de valores derivados de otras propiedades.

Se supone que se consigue el nivel de fiabilidad requerido por el Eurocódigo 0 (EC0) (CEN, 2020), si el proyectista tiene en cuenta los siguientes aspectos, al determinar el valor representativo:

- los conocimientos previos existentes sobre el emplazamiento y la tipología de estructura geotécnica a proyectar que pueden incluir información geológica y datos de proyectos anteriores comparables;
- la incertidumbre debida a la cantidad y calidad de los datos específicos del emplazamiento;
- la incertidumbre debida a la variabilidad espacial de la propiedad medida; y
- el volumen de terreno involucrado en la ocurrencia del estado límite que se está considerando, concepto que define la "zona de influencia" de la estructura geotécnica.

El valor representativo de una propiedad del terreno (Xrep) es el valor de la propiedad del terreno relacionado con la posible aparición del estado límite que se está estudiando. Esto implica que el proyectista debe decidir si la ocurrencia del estado límite es insensible o sensible a la variabilidad espacial de la propiedad del terreno en el volumen involucrado en el estado límite. Si es insensible, el valor representativo debe corresponder a un valor medio, mientras que si es sensible el valor representativo debería ser un valor local de la propiedad del terreno.

Hay que destacar que en la mayoría de los casos de la Ingeniería Geotécnica, el valor representativo debe corresponder a una estimación prudente del valor medio ya que es el valor que generalmente condiciona la posible aparición de un estado límite. Un ejemplo muy claro de este hecho es el caso de la estabilidad de un talud o de una cimentación superficial a lo largo de una superficie de rotura. En ambos casos, el valor de la resistencia al corte total a lo largo de dicha superficie es la suma de las resistencias al corte individuales en cada porción de la superficie, lo que es equivalente al valor medio multiplicado por la longitud L de la superficie de rotura, como se ve en el esquema de la Figura 3.



Figura. 3 – Valor medio como valor representativo de la estabilidad de un talud

Sin embargo, cabría argumentar que en aquellas situaciones en los que los volúmenes de terreno involucrados no son muy grandes, habrá poca variabilidad espacial por lo que el valor representativo debería ser un valor intermedio entre el valor medio y el valor local. Este aspecto debe decidirlo el proyectista, aunque se debe hacer notar que el futuro EC7 no hace ninguna indicación directa a este respecto.

Una vez deducido el valor de la propiedad del terreno que está relacionado con la aparición del estado límite (un valor medio o un valor local), hay dos formas posibles de determinar el valor representativo de dicha propiedad, como se muestra en la parte central de la Figura 2:

- seleccionando un valor basándose en el juicio ingenieril del proyectista, su posible conocimiento del emplazamiento y su experiencia en casos comparables;
- evaluando el valor utilizando métodos estadísticos.

Estos dos procedimientos son claramente diferentes y deben distinguirse en todo momento durante el proceso de determinación de los valores representativos.

Antes de seguir adelante, merece la pena destacar que el nuevo concepto de valor representativo, aquí presentado, es equivalente al concepto de valor característico en el EC7 actualmente vigente, emitido por CEN en 2004. El cambio de nomenclatura se ha hecho para dejar claramente establecido la existencia de las dos formas diferentes de determinar el valor representativo, indicadas anteriormente: mediante juicio ingenieril o mediante análisis estadísticos.

4.2. VALOR NOMINAL

Al seleccionar el valor representativo mediante juicio ingenieril, basándose en el conocimiento del emplazamiento y la experiencia en casos comparables, el proyectista hará una "estimación prudente del valor de la propiedad del terreno que afecta a la ocurrencia del estado límite", ya sea un valor medio, al tener en cuenta la variabilidad espacial, o un valor local. Al hacerlo así, el valor obtenido se denominará "valor nominal".

Conviene destacar que este valor tiene una cierta carga subjetiva puesto que depende de toda la experiencia del proyectista en casos similares. Esto hace que, de un mismo conjunto de valores derivados de una propiedad geotécnica, diferentes proyectistas pudieran seleccionar distintos valores representativos de dicha propiedad geotécnica.

4.3. VALOR CARACTERÍSTICO

Al evaluar el valor representativo por métodos estadísticos, como se explica más adelante, el valor se denominará como "valor característico".

Esta evaluación estadística hace que el futuro EC7 esté más alineado con la definición dada en el futuro EC0 que relaciona el valor característico claramente con un enfoque estadístico: "valor de la propiedad de un material que tiene una probabilidad prescrita de no ser alcanzada en una serie ilimitada e hipotética de pruebas o ensayos"

4.4. VALOR REPRESENTATIVO

El último paso de este procedimiento es elegir el valor representativo. A este respecto, el valor representativo será el "valor nominal", seleccionado como estimación prudente, o el "valor característico", determinado por métodos estadísticos. El proyectista deberá elegir entre esos dos valores si ha determinado ambos.

Teniendo en cuenta estas ideas, el procedimiento que se recomienda en este texto para obtener

el valor representativo es utilizar los dos posibles métodos indicados anteriormente, de tal manera que, a partir del conjunto de valores derivados:

- Primeramente, el proyectista, usando su juicio ingenieril y su experiencia en casos comparables seleccionará el "valor nominal", como una estimación prudente;
- Posteriormente, usando la estadística como una herramienta de cálculo, el proyectista determinará el "valor característico". Esto puede hacerse muy fácilmente con ayuda de hojas de cálculo en el que se implementen las expresiones estadísticas correspondientes recogidas en la Sección 5 de este texto, aunque también existen multitud de técnicas estadísticas más avanzadas cuyo uso EC7 permite igualmente (ISSMGE, 2021).
- A este respecto hay que recordar que, cuando se están calculando los valores característicos, el proyectista no está haciendo un análisis estadístico, sino que está utilizando la Estadística como una herramienta para obtener el valor que mejor representa la propiedad del terreno que se está analizando.
- Por último, el proyectista debe comparar ambos valores (normal y característico) y revisarlos críticamente
 - Si ambos valores son similares, la confianza en la selección del valor se incrementa claramente.
 - Si ambos valores son diferentes, el proyectista debe sopesar las razones que han hecho que su "valor nominal" haya sido tan diferente del valor ofrecido por el método estadístico. Una vez realizada esta revisión crítica, el proyectista puede reafirmarse en que la elección de su valor nominal como estimación prudente es suficientemente adecuada o, en caso contrario, puede seleccionar otro valor nominal más parecido al valor característico o incluso el propio valor característico.

5. UTILIZACIÓN DE LOS VALORES REPRESENTATIVOS EN LAS VERIFICACIONES DE ESTADO LÍMITE

Los valores representativos se utilizan para realizar las verificaciones de los estados límite último (ELU) y de servicio (ELS). Esta tarea, que es parte de las *Verificaciones de Proyecto* (como se mostraba en la Figura 1), debe comenzar con un análisis del Modelo de Terreno y los correspondientes valores derivados, y un estudio de las condiciones bajo las cuales la estructura debe cumplir con sus requisitos, como muestra la Figura 4.



Figura. 4 - Procedimiento para la verificación ELU / ELS por el Método de los Factores Parciales

El objetivo de este primer paso es: a) definir las situaciones de proyecto que describen "las condiciones físicas que podrían ocurrir durante un cierto periodo de tiempo para el cual se debe demostrar, con la suficiente fiabilidad, que no se supera ningún estado límite" y b) desarrollar un "Modelo de Proyecto Geotécnico", que es un modelo derivado del Modelo de Terreno para su utilización en verificaciones de proyecto, desarrollado para una situación de proyecto particular y un estado límite específico; en dicho modelo el proyectista debe determinar los valores representativos de las propiedades del terreno relevantes para el estado límite estado límit

La verificación de que las estructuras geotécnicas no superan los estados límite puede realizarse mediante uno o más de los siguientes métodos: a) mediante cálculo aplicando el Método de los Factores Parciales o cualquier otro método basado en fiabilidad; b) utilizando reglas de proyecto prescriptivas; c) mediante ensayos y d) mediante la aplicación del Método Observacional. El cálculo por el Método de los Factores Parciales es el más habitual por lo que merece la pena prestarle especial atención, como se muestra en la parte inferior de la Figura 2.

Al verificar un ELU para una estructura geotécnica por el Método de los Factores Parciales, se debe satisfacer la desigualdad $E_d \leq R_d$, donde E_d es el valor de proyecto del efecto de las acciones y R_d es el valor de proyecto de la resistencia correspondiente. Para cada ELU, se deben identificar y determinar los valores representativos y de proyecto de las acciones, las propiedades de los materiales y las resistencias.

El valor de proyecto de una resistencia geotécnica (R_d) debe calcularse utilizando modelos de cálculo analíticos o empíricos. El uso de modelos de cálculo debe realizarse mediante:

- el "Enfoque de Factor de Material" (MFA, acrónimo de su acepción inglesa), que aplica factores parciales a las propiedades de los materiales antes de su uso en el cálculo de la resistencia, como se muestra en la Ecuación (1), o
- el "Enfoque del Factor de Resistencia" (RFA), que aplica factores parciales directamente a las resistencias, como se muestra en la Ecuación (2).

Para cálculos basados en el
Enfoque de Factor de Material =>
$$R_{d} = R\{X_{d}; a_{d}; \Sigma F_{Ed}\}$$
(1)
Para cálculos basados en el
$$R\{X_{rep}; a_{d}; \Sigma F_{Ed}\}$$
(2)

Para cálculos basados en el Enfoque de Factor de Resistencia=> $R_{d} = \frac{R\{X_{rep}; a_d; \Sigma F_{Ed}\}}{\gamma_{R}}$

donde X_d son los valores de proyecto de las propiedades del material, obtenidos mediante la Ecuación 3; ad son los valores de proyecto de las propiedades geométricas; F_{Ed} son los valores de proyecto de las acciones que se utilizan en el cálculo de R_d ; X_{rep} es el valor representativo de una propiedad del material; γ_M es un factor parcial de materiales que representa la incertidumbre en la determinación de la propiedad del material y γ_R es un factor parcial que representa la incertidumbre en la determinación de la resistencia.

$$X_{\rm d} = X_{\rm rep} / \gamma_{\rm M} \tag{3}$$

6. PROCEDIMIENTO ESTADÍSTICO PARA DETERMINAR VALORES CARACTERÍSTICOS

Esta sección describe el procedimiento para determinar el valor característico de una propiedad del terreno por métodos estadísticos. Estos métodos garantizan que la probabilidad de un valor peor que gobierne la ocurrencia del estado límite considerado no sea mayor del 5%, teniendo en cuenta la incertidumbre estadística. Los valores que se utilizarán para determinar el valor característico son los valores derivados de la propiedad del terreno obtenidos durante la Investigación del Terreno y que se recogen explícitamente en el Informe de Investigación del Terreno.

Antes de determinar el valor característico, el proyectista debe decidir si va a realizar una estimación del valor medio, teniendo en cuenta la variabilidad espacial, o una estimación de un valor local, en función del estado límite en estudio. La determinación del valor característico de una propiedad del terreno, considerado como una estimación del valor medio [Caso A] o de un valor local [Caso B], debe realizarse mediante la Ecuación 4, que supone, en este caso, que los valores de las propiedades del suelo siguen una distribución Normal y no hay conocimiento previo sobre el valor medio. El futuro EC7 permite el uso de otras expresiones correspondientes a otras distribuciones estadísticas, entre las que destaca la distribución log-normal, muy habitual también en la Ingeniería Geotécnica.

$$X_k = X_{media} (1 \mp k_n V_x) = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} (1 \mp k_n V_x)$$

$$\tag{4}$$

donde X_k es el valor característico de una propiedad X del terreno; X_{media} es el valor medio de la propiedad X del terreno X obtenido de un número (n) de valores derivados de la muestra; k_n es un coeficiente que depende del número de valores derivados de la muestra (n) utilizados para calcular el valor medio de X; V_x el coeficiente de variación de la propiedad X del terreno; "±" denota que el producto $[k_n V_x]$ debe sumarse cuando el valor inferior de X_k es crítico y restarse cuando el valor superior es crítico y x_i es el i-valor derivado utilizado para calcular X_{media}.

El procedimiento de determinación puede aplicarse a tres casos diferentes:

- Caso 1 "V_X conocido": cuando el coeficiente de variación de la propiedad del terreno que se está determinando se conoce de forma previa; como podría ocurrir en el caso de tener ensayos previos en situaciones comparables;
- Caso 2 " V_X supuesto": cuando el proyectista decide utilizar los valores indicativos dados en tablas para diferente propiedades del terreno y parámetros de ensayos; y
- Caso 3 -" V_X desconocido": cuando se desconoce el coeficiente de variación de la propiedad del terreno que se está determinando. En este caso, el valor de V_X debe calcularse mediante la Ecuación (5).

$$V_X = \frac{s_X}{X_{media}} \; ; \; s_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X_{media})^2}{n-1}} \tag{5}$$

donde sx es la desviación estándar de los valores derivados de la muestra.

Es importante señalar que el EC0 establece que, en la práctica, es preferible normalmente utilizar el Caso 2 - " V_X supuesto" junto con una estimación conservadora de V_X , en lugar de aplicar las reglas dadas para el Caso 3 - " V_X desconocido".

Los valores de k_n se pueden obtener de la Tabla 2 para los casos definidos anteriormente, donde: N₉₅ representa la distribución standard Normal, evaluada para un nivel de confianza del 95% e infinitos grados de libertad; t_{95, n-1} representa la distribución t de Student, evaluada para un nivel de confianza del 95% y n-1 grados de libertad, siendo n el número de valores derivados de la muestra.

| CASOS | Caso 1 - "V _X conocido" y Caso 2 - "V _X supuesto" | Caso 3 – "V _X desconocido" | |
|--|--|---|--|
| Caso A: Estimación del valor medio | $k_n = N_{95} \sqrt{\frac{1}{n}}$ | $k_n = t_{95,n-1} \sqrt{\frac{1}{n}}$ | |
| Caso B Estimación del valor inferior o superior (fractil 5 ó 95%) | $k_n = N_{95} \sqrt{1 + \frac{1}{n}}$ | $k_n = t_{95,n-1} \sqrt{1 + \frac{1}{n}}$ | |

Tabla 2: Valores de k_n para los diferentes casos definidos

7. EJEMPLO

En esta sección se desarrolla un ejemplo de determinación de valores representativos de una propiedad del terreno de una unidad geotécnica. La estructura geotécnica que se analiza es una ladera natural para la que se debe verificar el ELU de estabilidad global para una situación de proyecto persistente. Para ello, es necesario realizar algún cálculo de estabilidad al deslizamiento por lo que se deben determinar las características resistentes de las unidades geotécnicas.

La Figura 5 muestra el Modelo del Terreno de la ladera en la que se aprecian signos de inestabilidad. La línea roja representa la superficie del terreno previa al último deslizamiento cuyo origen es la socavación del pie debido al agua circulante en el río. De arriba a abajo, se distinguen las siguientes unidades geotécnicas: Unidad 1- arenas con gravas (en amarillo); Unidad 2- arcillas margosas (en marrón con rayas) y Unidad 3– arenas limo-arcillosas (en rojo). Para este ejemplo, únicamente se determinarán los valores característicos y representativos de la Unidad 3.



Figura. 5. Modelo del terreno de la ladera natural en estudio

Para determinar las características resistentes de la Unidad 3 formada por arenas limoarcillosas, se realizaron seis ensayos de corte directo cuyas curvas desplazamiento horizontaltensión tangencial pueden ser consideradas como los "valores medidos" a partir de las cuales se obtienen los "valores derivados" relativos a la cohesión y ángulo de rozamiento, como se muestra en la Figura 6.

Las tensiones normales utilizadas en estos ensayos estuvieron comprendidas en el rango entre 120 y 960 kPa mientras que las resistencias tangenciales obtenidas oscilaron entre 100 y 550 kPa. La interpretación de los valores medidos en los seis ensayos de corte directo, usando el modelo de Mohr-Coulomb, permitieron obtener los valores derivados relativos a la cohesión (c) y al ángulo de rozamiento (ϕ), considerados como propiedades independientes, desde el punto de vista estadístico, al no tener en cuenta la correlación entre ellos derivada del modelo de Mohr-Coulomb.



Figura. 6. Curva desplazamiento horizontal-tensión tangencial de uno de los ensayos de corte directo, que se puede

De acuerdo al ELU en verificación, los valores representativos deben corresponder al valor medio de la propiedad del material en el volumen afectado por el estado límite, por lo que los cálculos deben hacerse utilizando el Caso A "Estimación del valor medio", definido en la Tabla 2, con las dos alternativas referentes al Caso 2 "VX supuesto" y al Caso 3 "VX desconocido".

La Tabla 3 muestra los valores de los parámetros estadísticos usados en los cálculos y los valores característicos obtenidos. Entre los dos valores representativos obtenidos para los Casos A2 y A3, el proyectista debe escoger cuál usar en los cálculos, aunque dicha elección queda fuera del ámbito de este artículo.

| Parámetro | Cohesión (kPa) | | Ángulo de rozamiento (°) | |
|---------------------|----------------|----------------|--------------------------|----------------|
| Número de datos (n) | 6 | | 6 | |
| $X_{ m media}$ | 29,81 | | 29,81 28,79 | |
| Desviación Standard | 19,20 | | 2,71 | |
| Caso | Caso A2 | Caso A3 | Caso A2 | Caso A3 |
| | Vx supuesto | Vx desconocido | Vx supuesto | Vx desconocido |
| N95 // t95, n-1 | 1,645 | 2,02 | 1,645 | 2,02 |
| $V_{\rm x}$ | 0,40 | 0,64 | 0,10 | 0,09 |
| kn | 0,67 | 0,82 | 0,67 | 0,82 |
| X _k | 21,82 | 14,01 | 26,86 | 26,56 |

Tabla 3: Valores estadísticos para la determinación de los valores característicos de c y ϕ

8. CONSIDERACIONES FINALES

Este artículo explica los diferentes nombres y conceptos aplicados a los valores de las propiedades del terreno, de acuerdo al futuro Eurocódigo 7, documento con fecha de publicación prevista alrededor de 2025. Estos nombres cubren el período desde que los valores se obtienen durante la Investigación del Terreno hasta el momento en el que los valores son usados en un modelo de cálculo para verificar un estado límite, ya sea último (ELU) o de servicio (ELS). La cadena de nombres aplicados a los valores son: "Medidos – Derivados – Nominal o característico – Representativo – de Proyecto".

Adicionalmente se describe el procedimiento estadístico incluido en el futuro Eurocódigo 7 para obtener los valores característicos de una propiedad del terreno de una unidad geotécnica a partir de un conjunto de valores derivados.

REFERENCIAS

CEN (2020). Eurocode - Basis of structural and geotechnical design. prEN 1990-Sept-2020-Draft

- CEN (2022). Eurocode 7: Geotechnical design Part 1: General rules. CEN-TC250-SC7_N1565_prEN 1997-1 MASTER v2021.06 to SC7.
- CEN (2022). Eurocode 7: Geotechnical design Part 2: Ground properties. CEN-TC250-SC7 N1567 prEN 1997-2 MASTER v2021.07 to SC7.
- Estaire, J. & Bond, A. (2020). Proyecto de estructuras geotécnicas de acuerdo al futuro Eurocódigo 7. *Revista Geotecnia*, nº 149 – July 2020 (pp. 45-65).
- ISSMGE, (2021). State of the Art: Review on geotechnical property variability and model uncertainty. (http://140.112.12.21/issmge/2021/SOA_Review_on_geotechnical_property_variability_and_model_unc ertainty.pdf)

ANÁLISIS RETROSPECTIVO DEL DESLIZAMIENTO DE LADERA HISTÓRICO DE INZA (NAVARRA, ESPAÑA)

SANZ DE OJEDA, Pablo (1), SANZ PÉREZ, Eugenio (2) y GALINDO AIRÉS, Rubén (3)

 (1) Departamento de ingeniería y Morfología del Terreno
 Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y P. Universidad Politécnica de Madrid
 Pablo.sanzdeojeda@gmail.com

(2) Departamento de ingeniería y Morfología del Terreno Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y P. Universidad Politécnica de Madrid Eugenio.sanz@upm.es

 (3) Departamento de ingeniería y Morfología del Terreno
 Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y P. Universidad Politécnica de Madrid
 Rubenangel.galindo@upm.es

RESUMEN

Se ha realizado una investigación interdisciplinar con la que se ha podido recrear la evolución histórica del gran deslizamiento de ladera de Inza (Navarra), así como su caracterización geomorfológica. El estudio geológico y las características hidrogeológicas del sitio han servido para identificar las causas y los factores determinantes que han originado este deslizamiento. Ha sido importante el análisis de las rogativas por exceso de lluvias para conocer la causa desencadenante de este deslizamiento y el inicio del proceso. El origen de esta rotura está relacionado con el exceso de lluvias que se dio en la Pequeña Edad de Hielo. A partir de la topografía previa a la rotura, se ha estudiado la estabilidad del talud original utilizando un modelo numérico 3D para identificar los factores, causas y mecanismos que controlaron el desarrollo del deslizamiento.

1. INTRODUCCIÓN

Los procesos de ladera son actividades geomorfológicas, pero también manifestación del cambio ambiental y amenaza territorial. Dentro del cambio global, estos procesos responden a factores naturales, pero también a usos y prácticas antrópicas. La litología y

el relieve montañoso, entre otros, son los principales factores condicionantes de la aparición de roturas. Respecto a los factores desencadenantes de los procesos de ladera, en zonas de sismicidad moderada o reducida como esta, el clima ejerce un control de primer orden. En la zona norte de España, la principal causa es la precipitación (Corominas, 2006; Díaz et al., 2012). Analizar y establecer la relación entre eventos de precipitación y la aparición de inestabilidades y su evolución ayudada mediante modelización es también objeto de investigación preferente.

Una modelización retrospectiva puede ayudar también a identificar los factores y las causas que han controlado el desarrollo del deslizamiento (back analysis). Para ello se tiene que recomponer cómo era la topografía inicial antes del deslizamiento.

En la zona montañosa del norte de España, los deslizamientos de ladera son un fenómeno recurrente del que se tiene constancia escrita desde varios siglos atrás. El caso del deslizamiento de Inza de 1714 que aquí se estudia es probablemente el que guarda una documentación histórica escrita más antigua.

Inza es actualmente una pequeña aldea de 60 habitantes perteneciente al municipio de Araiz, al norte de la Comunidad Foral de Navarra (España). Está situada en la ladera septentrional de la Sierra de Aralar, donde se extiende el valle de Araiz, al pie del monte Irumugarrieta (1.427 msnm) y a una altitud de 321 msnm. En el invierno de 1714-15, hace ahora más de 300 años, sufrió las consecuencias de un deslizamiento de ladera.

Este deslizamiento de tipo rotacional se originó al pie de las montañas, el cual genero una colada de tierras de tipo glaciar que fluyo lentamente por una vaguada en la que se situaba un kilómetro y medio más abajo el núcleo principal del pueblo de Inza, que destruyó. Ello obligo a su reedificación en el lugar cercano que ocupa en la actualidad fuera de la vaguada, cambiando totalmente su fisonomía anterior.

Las principales noticias históricas del deslizamiento de Inza fueron reseñadas por Eloségui (1976) y en los trabajos de Aparicio et al. (1987), donde se inició el estudio de este deslizamiento. Partiendo del conocimiento de estos trabajos, se amplían con los resultados de nuevas prospecciones e investigaciones.

Este trabajo tiene los siguientes objetivos:

-Caracterizar este gran deslizamiento desde el punto de vista geomorfológico y analizar las características geológicas e hidrogeológicas del sitio como factores condicionantes del mismo.

-Analizar los factores desencadenantes del deslizamiento y como afectó el clima, estudiando la relación entre el registro histórico de exceso de lluvias, y la aparición del proceso.

-Reconstruir la historia y evolución del deslizamiento de 1714-15.

-Evaluación de la estabilidad de la ladera original donde se formó el deslizamiento usando modelo de elementos finitos a fin de Identificar los factores, las causas y el mecanismo que han controlado el desarrollo del deslizamiento (back analysis).

-Estado de actividad después del deslizamiento de 1714-15.

2. DESCRIPCIÓN DEL SITIO

2. 1. Descripción general

El deslizamiento de Inza se encuentra al pie de la vertiente norte de la Sierra de Aralar (Navarra, España) La masa deslizada rellena actualmente la vaguada del arroyo de Ycibar, que tiene su nacimiento en varios y pequeños manantiales situados en la concha superior del deslizamiento, en el contacto con las calizas de la Sierra (Figura 1). La vaguada de este arroyo confluye un kilómetro y medio más abajo, en el pueblo de Inza.

Al norte de Inza se extiende el valle de Araitz, labrado en los sedimentos margosos del Cretácico. La ladera norte de esta sierra presenta un abrupto frente, cortado por acantilados verticales y fuerte desnivel topográfico, conocido como Las Malloas, roquedos de caliza urgoniana.

El clima es hiperhumedo, con precipitaciones que superan los 2.500 mm, lo que le hace ser una de las zonas más lluviosas de la Península Ibérica y de Europa (Lozano Valencia, 2006).



Figura 1: Mapa geológico del deslizamiento de Inza en la actualidad: 1. Cabecera del deslizamiento de 1714; 2. Deslizamiento y bloques caídos de 1984; 3. Grietas por tracción; 4.
Manantiales (caudal en L/s durante la bajamar de 2018); 5. Lagunas en el cabeza del derrumbe; 6.
Arroyos; 7. Sondeos eléctricos verticales (VES); 8. Estudios de refracción sísmica; 9. Piezómetros; 10. Inclinómetros; 11. Muestreo de bloques en pozos. 12. Masa deslizada; 13. Pizarras y limolitas; 14. calizas; 15. Cabalgamiento; 16. Fallas; 17. Rumbo y buzamiento; 18. Caseríos

2. 2. Geología del sitio:

Toda la ladera norte de la Sierra de Aralar está constituida por limolitas pizarrosas cretácicas del Albense ("Flysch negro"), donde la estratificación predomina como

discontinuidad sobre la esquistosidad (Figura 1). La estratificación tiene dirección 225°-260°, y un buzamiento que oscila entre 50 y 72° al norte, a contrapendiente de la ladera. Por consiguiente, tanto el rumbo como el buzamiento no están a favor del deslizamiento, que baja por la vertiente siguiendo la dirección de una vaguada surnorte.

En la parte superior de la ladera se levanta el acantilado de calizas arrecifales del Cretácico de Las Malloas de Aralar. Las capas de caliza tienen dirección NW-SE y buzan al SW, también en contrapendiente. El contacto es mediante una falla inversa o cabalgamiento, donde las calizas montan sobre las pizarras. Por encima de estas calizas hay otros tres contactos similares entre formaciones de rocas carbonatadas de edad jurásica, a modo de escamas dentro del frente cabalgante.

La zona tectonizada del frente cabalgante presenta en Las Malloas un sistema de grandes fracturas verticales de orientación SE-NW y SW-NE, que en las proximidades del cortado se hayan abiertas. Entre unas capas y otras hay grandes grietas, algunas de las cuales almacenan agua, que dan lugar a vuelcos de estratos.

3. RESULTADOS

3. 1. Investigación histórica:

Hay tres aspectos donde la investigación histórica puede ser una herramienta especialmente útil:

-Averiguar si anteriormente hubo alguna otra inestabilidad predecesora. Es un aspecto secundario porque por geomorfología se deduce que es casi seguro que no hubo durante todo el Holoceno.

-Relatar la cronología de los eventos sobre el origen y evolución del deslizamiento durante 1714-15.

-Conseguir un registro climático de los últimos siglos suficientemente fiable.

Constancias de inestabilidades anteriores a 1714 en Inza

Es muy probable que este deslizamiento sea el único evento de esta envergadura ocurrido en el Holoceno. Ya que este pueblo fue destruido por el mismo, averiguar la antigüedad o fundación de la localidad de Inza nos proporcionaría un periodo mínimo fehaciente de inactividad de este. El origen de Inza podríamos fijarlo no más tarde del siglo XII. Es decir, hay 500 años anteriores en los que no hubo otro deslizamiento en cualquiera de las tres vaguadas que confluyen en el pueblo.

Sobre el origen y evolución del deslizamiento de 1714.

Podemos deducirlo gracias a la interpretación de las fuentes históricas de información. Estas relatan una cronología de eventos, entre los que se puede destacar (ver Figura 2):

-Todo empezó a finales de diciembre de 1714, cuando después de unos meses anteriores muy lluviosos (Elosegui, 1974), se formó un deslizamiento en las laderas de Las Malloas de Inza.

- La masa deslizada originó una depresión en cabecera donde se acumuló el agua del

arroyo formando una laguna y cerró el cauce de un regato afluente que baja de Abate'ko ganbela", donde se formó una laguna lateral que aun hoy queda reducida a una zona encharcadiza de 100x20 m² (Elosegui, 1974).

-El flujo de barro y tierras comenzó el 20 de enero de 1715. Este flujo de barro a modo de glaciar fue avanzando de manera lenta pero continua y rellenando el antiguo valle de Ycibar.

-Sobre el 20 de febrero la situación era esta: gran parte de los caseríos estaban destruidos, por la colada de tierras, empujando las casas hacia adelante y luego sepultándolas.

-El 11 de abril de 1966 se desprendió otra roca enorme de Las Malloas de 6.000 m3 (Elosegui, 1974), produciendo alarma en los caseríos de la zona.

- En 1999 también hubo un pequeño desprendimiento.





Figura 2: Origen y fases de evolución de la lengua de deslizamiento de Inza durante 1714-1715

Sobre la reconstrucción climática en los últimos siglos

A falta de registros pluviométricos históricos de aquella época y siglos anteriores, se trabajó con el registro de las rogativas por sequía o exceso de lluvias de los siglos XVI, XVII y XVIII que constan de los archivos de la catedral de Santo Domingo de la Calzada (Sáez de Ocáriz, 1990).

3. 2. Los depósitos del deslizamiento. Morfología de la superficie

Según los sondeos y prospecciones realizadas, la masa deslizada está constituida por una masa heterogénea en la que predomina los fragmentos de pizarra de tamaño grava mezclados con matriz arcillosa, aunque abundan también los bolos de pizarras, caliza y algún bloque más grande de caliza. El espesor depende sobre todo de la geometría del fondo del valle, aunque esta va aumentando en sentido longitudinal desde la cabecera de la colada, hasta la parte inferior donde supera los 30 m.

La raíz de la cabecera se sitúa a los 600 m, y el frente a 270 m, con un desnivel de 323 m. Siguiendo la terminología de (Dikau et al. ,1996), este gran deslizamiento de ladera tiene 1.450 m de longitud, de los cuales unos 350 m corresponden al deslizamiento rotacional de cabecera propiamente dicho (que tiene una anchura media de 200 m), y 1.100 m a la lengua de tierras que originó después rellenando la vaguada por donde discurrió constreñida, con una anchura media de unos 130 m (Figura 1).

Este deslizamiento de ladera ha involucrado por lo menos a más de 1,5 millones de m³. Tiene una pendiente media de 30° en la cabecera, y de 11-12° en la lengua.

4. 3. Hidrogeología

Desde el punto de vista hidrogeológico, nos encontramos en el borde norte de un gran sistema kárstico que drena de manera general hacia el manantial de Iribas, de unos 1.500 l/s de caudal medio. Sin embargo, en esta zona de periferia, hay flujos locales asociados a las cabeceras de las vaguadas de los barrancos. Aunque no es solo la topografía la que condiciona el flujo: la separación de las calizas por niveles semipermeables, la red de fracturas que las afectan, y su abertura cerca de los cortados por descompresión mecánica, puede originar pequeños acuíferos compartimentados con funcionamiento hidráulico más o menos independiente.

Es muy significativa la concentración de varias surgencias asociadas a una falla NW-SE cercana a la cabecera del deslizamiento de Inza, así como la presencia de una surgencia de unos 4 l/s en el contacto calizas-pizarras dentro de la concha del deslizamiento. Se sabe que tienen un régimen muy variable, típicas de karst desarrollado, pudiendo alcanzar caudales apreciables tras lluvias importantes.

La precipitación es tan elevada que, aunque las limolitas y pizarras son poco permeables, se hayan permanentemente recargadas, y las capas alteradas superiores tienen el nivel freático alto y próximo a la superficie.

Como se ha dicho, en la cabecera del deslizamiento se origina una corriente permanente de agua que tiene su origen en un manantial que drena las calizas karstificadas de Las Malloas. Esta surgencia de agua fue la principal causa de este movimiento de ladera. El nivel freático se encuentra en todo caso muy alto en la zona baja de la concha de deslizamiento donde aflora en forma de pozas y charcas. Esta zona mantiene la humedad en la lengua en su cabecera ya que se transfiere el agua de manera subterránea. A fin de disminuir el movimiento y actividad de la lengua, se han hecho una zanja de drenaje transversal que corta y capta dicho flujo de agua. La oscilación del freático no supera el metro entre años secos y húmedos: se puede decir que la masa de la lengua está saturada de agua en su mayor parte, ya que el material que lo conforma es poco permeable y drena con dificultad.

4.4. Actividad y movimiento del deslizamiento de ladera después de 1714

En lo que respecta a la vaguada y deslizamiento de Inza, y según la secuencia seriada de diez fotografías aéreas que se ha podido disponer desde 1929 hasta la actualidad (1929-1945-1956-1973-1984-1998-2005-2010-2014-2019) (IGN), se ha podido observar que, en la zona del escarpe principal de cabecera en forma de cuchara originado en el evento principal de 1714, se han sucedido a lo largo de este último siglo, al menos seis episodios de deslizamientos menores y superficiales, que indican que esta zona se haya todavía con cierta inestabilidad. Coinciden con episodios lluviosos y con la reactivación del movimiento de la lengua.

En la colada de tierras, los movimientos y la velocidad de este, es variable según las lluvias y con la distancia a la cabecera. Gracias a la secuencia seriada de fotografías aéreas, junto con los datos que se registraron de tres inclinómetro, se ha podido confirmar que desde que se produjo el deslizamiento, se ha notado un movimiento lento, al menos hasta el caserío Orexanea (Figura 1).

4. 5. Reconstrucción de la topografía anterior al deslizamiento

El análisis retrospectivo de un deslizamiento mediante su modelización matemática requiere el conocimiento de la topografía anterior al mismo. Es esta una dificultad característica de deslizamientos históricos como este, ya que en 1714 se carecía de cualquier mapa topográfico.

Para la reconstrucción en cabecera del deslizamiento, que es donde se produjo el deslizamiento rotacional, los pasos que se han seguido son los siguientes:

1. La rotura del deslizamiento afectó en su mayor parte a las pizarras. Las laderas labradas en pizarras alrededor del hueco de arriba están aquí bastante regularizadas, con pendiente. Se reconstruyó la topografía del deslizamiento extrapolando las curvas de nivel de las laderas de ambos lados del escarpe de cabecera del deslizamiento.

2. Para esta extrapolación se ha tenido en cuenta el volumen cubicado de la masa deslizada (1.2 Mm3), que se ha calculado en el paso 4 siguiente, previo al presente ajuste. El relleno del hueco por la compensación de tierras efectuada coincide muy bien con la extrapolación de las curvas de nivel topográficas de las laderas que se conservan originales en ambos lados.

Para la reconstrucción de la topografía de la vaguada por donde discurrió la lengua deslizada, se han seguido los siguientes pasos:

3. Gracias a los datos de los sondeos y prospecciones geofísicas, no ha sido difícil reconstruir la topografía de la vaguada oculta bajo la masa deslizada que, como se ve, sigue la tónica general de las colindantes.

4. De la diferencia entre esta topografía y la actual resulta el mapa de espesores de la masa deslizada. Este volumen resulta 1.5 Mm³, que multiplicado por un coeficiente reductor de 0.8 (típico de terraplenes procedentes de desmontes), es el que se ha sido utilizado para compensar el hueco de arriba.

4. 5. Modelo retrospectivo

4.5.1. Caracterización geomecánica de las arcillas de la base

Los valores de la cohesión y ángulo de rozamiento tienen un rango de variación por lo que su combinación permite un adecuado análisis a posteriori de la estabilidad en el cálculo numérico.

La masa de deslizamiento está formada por una masa heterogénea en la que predominan fragmentos de pizarra de tamaño grava mezclados con una matriz arcillosa, aunque también hay calizas y algunos bloques calizos de mayor tamaño. La granulometría de las muestras corresponde a un porcentaje de finos entre el 20 y el 60%. De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS), se utilizó la tabla de plasticidad para clasificar las muestras. Teniendo en cuenta que las muestras se obtuvieron a diferentes profundidades (entre 2 y 20 m), los resultados de la USCS tienen varios "puntos" en la tabla de plasticidad, siendo principalmente en todos los casos arcillas

limosas de baja plasticidad (CL). Los resultados de los ensayos geotécnicos sobre muestras inalteradas de la masa de deslizamiento se resumen en la Tabla 1.

Vale la pena señalar que la prueba de corte directo se realizó en una muestra no alterada ubicada a una profundidad de 5 m. Dadas las grandes deformaciones esperadas en la masa deslizante, se adoptó el valor residual del ángulo de fricción. Finalmente, las características geotécnicas consideradas para la modelación numérica se indican en la Tabla 2.

| | Límite líquido (%) | Índice de Plasticidad (%) | Contenido en agua (%) | Densidad aparente (KN/m ³) | Finos (%) | Cohesión (KN/m³) | Ángulo rozamiento pico (°) | Ángulo rozamiento residual (°) |
|------------------|--------------------------|---------------------------------|--------------------------|--|--------------|---------------------|----------------------------------|--------------------------------------|
| Valor medio | 38 | 13 | 29 | 20 | 44 | 25 | 18 | 16 |
| Valores extremos | 21-50 | 9-22 | 16-40 | 19-20.4 | 20-60 | | | |

Tabla 1: Resultados de los ensayos geotécnicos sobre muestras inalteradas de la masa del

deslizamiento

| UNIDAD ESTRATIGRÁFICA | Densidad aparente γ (KN/m³) | Cohesión efectiva c (KN/m²) | Ángulo rozamiento efectivo φ (°) |
|--------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--|
| Masa deslizada | 20 | 25 | 16 |
| Sustrato rocoso | 26 | 120-200 | 34-40 |

Tabla 2: Parámetros geotécnicos de las diferentes litologías utilizadas el modelo matemático

4.6.2 Simulación numérica

La simulación numérica se realizó utilizando dos modelos 3D con el software geotécnico FLAC 3D:

• El primer modelo simula el deslizamiento de tierra original de 1714 que ocurrió en la escarpa principal.

• El segundo modelo representa el flujo de tierra sobre el Valle de Araiz derivado de la masa deslizante original.

Todos los materiales se modelaron con un criterio de rotura de Mohr-Coulomb, con parámetros asignados de acuerdo con la Tabla 2.

Para las condiciones de contorno, se consideraron las restricciones horizontales para los contornos laterales y las restricciones horizontales y verticales para el límite inferior del modelo. En primer lugar, se calcularon los esfuerzos iniciales en condiciones estáticas (solo bajo carga de gravedad vertical), considerando la presión del agua causada por el nivel freático en la cabecera del talud.

La estimación de los esfuerzos efectivos horizontales se realizó con la fórmula de Jaky porque, aunque no se trataba de una configuración de suelo en capas horizontales, se consideró lo suficientemente precisa para esta estimación.

El análisis retrospectivo de la estabilidad permitió obtener un equilibrio estricto para valores de cohesión de 150 kPa y ángulo de fricción de 38°, donde los altos valores de desplazamiento indican que ocurrió la rotura y que se generó el deslizamiento. Como se puede observar del cálculo de estabilidad, se obtuvo una superficie de rotura rotacional con un coeficiente de seguridad muy cercano a la unidad que indica el estricto equilibrio

de la masa considerada en este cálculo. En la Figura 3 se muestra el contorno de la superficie de rotura, incluyendo la dirección del deslizamiento y se marca la salida del pie, lo que denota claramente el carácter rotacional del deslizamiento.



Figura 3: a) Simulación numérica del deslizamiento original de 1714: superficie rotacional de ruptura; b) Simulación numérica del flujo de tierra sobre el Valle de Araiz derivado de la masa deslizada original

5. DISCUSIÓN

Origen del deslizamiento de 1714-1715: un periodo muy húmedo dentro de la Pequeña Edad del Hielo

De la investigación histórica se deduce la inexistencia de deslizamientos importantes que llegasen al pueblo desde al menos los 500 años anteriores. Podríamos llegar a retrasar esta aseveración hacia más atrás en el tiempo, ya que no existen evidencias geológicas o geomorfológicas que hagan pensar que en esta zona hubiera durante el Holoceno otros movimientos en masa importantes.

Sin duda, el origen del deslizamiento está relacionado con la especial ubicación en el punto de descarga más importante de los flujos locales del acuífero calcáreo de la sierra de Aralar en su borde norte, en la zona de Las Malloas.

Sin embargo, la causa desencadenante se debió a las excepcionales condiciones de recarga y descarga del acuífero en cantidad y duración ocurridas en la segunda mitad de 1714, seguramente el año más húmedo de los siglos XV, XVI y XVII, y dentro de un lustro húmedo situado en plena Pequeña Edad del Hielo.

El contexto hidrogeológico particular del nacimiento del arroyo de Ycibar favoreció la inestabilidad general de la ladera: el aporte extraordinario de agua subterránea, concentrada hacia uno o múltiples manantiales colgados a media ladera fue decisivo para que el agua se transfiriera a las margas pizarrosas de la base.

Evolución del deslizamiento en los meses posteriores (Figura 2).

El deslizamiento produjo un vaciado instantáneo de agua almacenada en el acuífero calcáreo, lo que contribuyó a aumentar la humedad del terreno desprendido. Pero, además, se sabe que se acumuló el agua drenada por el manantial en un lago barrera que formo el lóbulo desprendido. El agua no podía salir evacuándose por las vaguadas colindantes, por lo que se filtraba en la masa margosa deslizada, que se embebió en agua,

aumentando su fluidez y peso específico. El caso es que cuando se superaron los límites de plasticidad, aproximadamente a los 20 días, la masa fluida, ayudada por la pendiente, se recondujo como un flujo de barro margoso invadiendo el valle de Inza.

Esta colada rellenó el fondo de la vaguada hasta media ladera en una altura de entre 10 y 30 m, pero sin desbordar las divisorias. El flujo discurrió con una velocidad rápida (más de 50 m/día) hasta primeros de febrero de 1715 donde había llegado a cubrir algo menos de la mitad del recorrido. Después siguió con una velocidad moderada en torno a 22,5 m/día hasta primeros de marzo, donde ya había llegado al pueblo. Hasta finales de abril que el movimiento cesó por completo, la velocidad fue disminuyendo progresivamente (3.6 m/dia-0.83 m/día) en un movimiento lento y muy lento.

Actividad actual residual y reactivaciones

Después de aquel evento, el deslizamiento ha permanecido dormido, aunque con una actividad residual constante y en permanente movimiento, experimentando aceleraciones tras periodos de lluviosos. Tras lluvias, la lengua del deslizamiento sigue su movimiento perceptible superficialmente en los lindes de prados y fincas.

A fin de disminuir el movimiento y actividad de la lengua, se han hecho una zanja de drenaje transversal que corta y capta dicho flujo de agua.

Periodos húmedos y actividad de grandes deslizamientos

La lluvia es la causa más frecuente de la reactivación de deslizamientos latentes y de la aceleración de los ya activos (Corominas, 2006). Muchas primeras roturas son más bien el resultado de un proceso evolutivo de la ladera a largo plazo que la respuesta a un desencadenante concreto. El análisis del comportamiento de los grandes deslizamientos necesita tener en cuenta otros factores y, en este sentido, se ha podido conocer suficientemente el contexto hidrogeológico particular de Inza, que es el que ha originado una rotura de nueva generación, aunque asociado a un periodo húmedo de larga duración. No es de extrañar pues, que uno de los principales periodos de actividad de desprendimientos en el pasado, tuvo lugar durante la Pequeña Edad de Hielo (Grove, 1972). Inza no es un caso único en esta zona, la disposición de materiales muy permeables sobre impermeables se repite en buena parte de las sierras que configuran la Cuenca Vasco-Cantábrica en las que también hay constancia de grandes deslizamientos a partir de un desprendimiento masivo (por ejemplo: Ormaetxea et al., 2013 y 2017).

5. CONCLUSIONES

- Gracias a métodos interdisciplinares que incluyen documentación histórica, reconocimiento geológico, geomorfológico e hidrogeológico, fotografías aéreas, prospección geofísica, inclinómetros y simulación numérica se ha podido comprender las causas de este deslizamiento histórico y reconstruir su evolución durante las semanas siguientes.
- El deslizamiento de Inza (Navarra, España) es un evento histórico ocurrido en diciembre de 1714 después de un periodo excepcionalmente húmedo dentro de la Pequeña Edad del Hielo, y asociado a una zona de descarga de agua subterránea que afecto principalmente a las margas pizarrosas y secundariamente a las calizas suprayacentes.

- Se clasifica como deslizamiento rotacional con superficie de rotura en forma de cuchara, y que debido al tipo de suelo y el alto contenido en agua del depósito del lóbulo del pie, generó al cabo de 20 días un flujo de arcillas y tierras.
- Dicha colada de barro y tierras se encauzo por el valle por donde circulaba el arroyo que brotaba en el punto del deslizamiento, recorriendo una distancia de 1400 m hasta la población de Inza, destruyendo la iglesia y 36 casas, sin causar víctimas. Esta colada invadió el valle que casi colmató, con espesores medios de 20 m, y moviéndose con una velocidad media de entre 20 y 40 m/día (media estimada contando la velocidad de la colada durante todas sus fases), y expandiéndose en la intersección con otros dos valles, donde se acumuló un espesor de tierras de más de 30 m.
- Actualmente, este deslizamiento presenta una actividad residual que se refleja en primer lugar en deslizamientos menores de retoque y reculamiento de la zona de cabecera. Y en segundo lugar en un pequeño movimiento de la colada de tierras de no más de 50 mm/mes, aumentado con lluvias, constante en profundidad.

REFERENCIAS

- Aparicio, V.; Ayala, F.J.; Sanz, E. (1987). Análisis del deslizamiento de Inza (Navarra) de 1714-15. Boletín Geológico y Minero, 96 (3), 112-122.
- Corominas, J. (2006). El clima y sus consecuencias sobre la actividad de los movimientos de ladera en España. Cuaternario y Geomorfología, 20 (3-4), 89-113.
- Díaz E, Sáenz de Olazagotia A, Ormaetxea O, Ibisate A (2012) Análisis de factores de desestabilización de laderas en dos cuencas del ámbito atlántico: Sollube-Mape (Bizkaia) y Ramaio (Alava). Cuaternario y Geomorfología 26(1–2):171–190
- Dikau R, Brunsden D, Schrott L, Ibsen ML (1996) Landslide recognition. Identification, movement and causes. In: International Association of Geomorphologists, Publication 5. Wiley, Chichester
- Eloségui, J., (1976) El "terremoto" de Inza (1717-1715). Cuadernos de Etnología y Etnografía de Navarra, 24, 373-404.
- Grove, J.M. (1972). The incidence of landslides, avalanches and floods in Western Norway during the Little Ice Age. Artic and Alpine Research, 4,131-138.
- IGN (Instituto Geográfco Nacional) (1929,1945,1956,1973,1998, 2005, 2010, 2014, 2019) Fotografías aéreas a escala 1:33.000 y 1: 5.000. https://www.ign.es/web/ign/portal
- Lozano Valencia, P.L. 2006. Régimen precipitacional en el norte de Navarra y Guipúzcoa: ¿record peninsular y europeo?. Nimbus: Revista de climatología, meteorología y paisaje 17-18: 125-144.
- Ormaetxea, O.; Sáenz de Olazagoitia, A.; Díaz, E.; Ibisate, A. 2013. A complex and multiphase landslide: the study case of Andoin, Entzia range (Basque Country, Spain).
 8th International Conference (AIG) on Geomorphology. Abstracts Volume. pp. 650.
- Ormaetxea, O. ; Barroso, J.C. ; Sáenz de Olazagoitia, A. (2017). Geomorphological characterization and analysis of rotational landslide evolution at Andoin, Sierra de Entzia (Basque Country). Cuaternario y Geomorfología, 31 (3-4), 7-26 https://doi.org/10.17735/cyg.v31i3-4.55240
- Sáez de Ocáriz M (1990) Climatología y régimen de lluvias en La Rioja Alta, siglos XVI al XIX. Zubia 8:129–178

ANÁLISIS RETROSPECTIVO DEL PALEOMEGADESLIZAMIENTO DE LADERA DEL CASTILLO DE VINUESA (SIERRA DE CEBOLLERA, COORDILLERA IBÉRICA, ESPAÑA)

Sanz de Ojeda. Pablo (1), Sanz Pérez, Eugenio (2), Galindo Airés, Rubén (3), Menéndez-Pidal, Ignacio (4) y Jose Ignacio Escavy (5)

 (1) Departamento de ingeniería y Morfología del Terreno
 Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y P. Universidad Politécnica de Madrid
 Pablo.sanzdeojeda@gmail.com

(2) Eugenio.sanz@upm.es

(3) Rubenangel.galindo@upm.es

(4) Ignacio.menendezpidal@upm.es

(5) ji.escavy@upm.es

RESUMEN

La combinación de métodos multidisciplinares complementarios (análisis geológico, geomorfológico, caracterización geomecánica e hidrogeológica, geofísica, simulación matemática retrospectiva y dataciones absolutas), ha permitido explicar el mecanismo de rotura de un megadeslizamiento histórico y establecer su cronología aproximada. Se trata de un único evento de inestabilidad ocurrido no mucho antes de los 1.600 BP, donde una capa de conglomerados muy duros que formaban el antiguo Pico del Castillo de Vinuesa (más de 2.100 m de altitud y 30.106 m³ de volumen) deslizó sobre una capa arcillosa con buzamiento de 12° a favor de la pendiente según el modelo de deslizamiento traslacional. Los condicionantes hidrogeológicos fueron importantes ya que este nivel infrayacente de arcillas se hallaba humedecido al constituir la base impermeable del acuífero que formaban los conglomerados superiores.

1. INTRODUCCIÓN

Como se sabe, el estudio de los grandes deslizamientos históricos o prehistóricos constituye una línea de investigación de gran interés científico y práctico. La investigación de la distribución espacial, cronología y periodos de retorno de deslizamientos de gran magnitud es importante, por ejemplo, para conocer el riesgo de inestabilidades en la planificación del terreno, y en el desarrollo de infraestructuras (por

ejemplo: Blais y Septer, 2008). Por otra parte, la relación de la frecuencia potencial de deslizamientos con el clima para determinadas aéreas de geología parecida necesita conocer la edad de estos. Con ello se persigue valorar el riesgo a deslizamientos en el uso del territorio. Algunos autores sugieren, por ejemplo, que la frecuencia de avalanchas de roca puede haber sido mayor durante el principio del Holoceno ya que tenía condiciones climáticas más húmedas (Ochs et al. 2009).

La identificación, reconocimiento, inventario y estudio pormenorizado de estos movimientos nos pueden informan sobre los mecanismos de rotura y las causas que los generaron (Zarroca et al. 2014). En algunos casos los sismos son muchas veces el factor inductor, y una modelización retrospectiva puede ayudar a conocer los parámetros de terremotos antiguos no catalogados (por ejemplo, Keefer DK, 2002 y Sanz et al., 2016). Cuando se hacen estas modelizaciones se tiene que recomponer como era la topografía inicial antes del deslizamiento. En este sentido, la reconstrucción tridimensional de la topografía pre-deslizamiento ha sido realizada por varios autores utilizando diferentes metodologías o aplicando distintos criterios (por ejemplo: Strurzenegger et al., 2014). Una buena caracterización de un deslizamiento incluye una adecuada investigación de la arquitectura interna y la hidrogeología, y en los trabajos de Dortch et al. (2009), Yong Zhao et al. (2015), Sturzenegger et al. (2015), Zarroca et al. (2014), podemos encontrar buenos ejemplos de estudios monográficos de grandes deslizamientos y de las diferentes metodologías seguidas.

En España hay varios estudios sobre grandes deslizamientos reseñados por Corominas (1989) y Gutiérrez Elorza (2008). En la Cordillera Ibérica se ha estudiado uno que afecto a la cumbre de la Sierra del Pico de Navas (Burgos) (Sanz et al. 2016), y que se haya próxima a la Sierra de Cebollera, que es nuestra zona de estudio. En las Sierras de Cebollera y Urbión, Sanz et. al. (2017) describen algunos ejemplos notables de deslizamientos asociados a los depósitos morrénicos y áreas de cumbres, tal como flujos y avalanchas de derrubios, deslizamientos traslacionales, así como los efectos secundarios y depósitos provocados o inducidos por deslizamientos.

Los objetivos que se persigue en este trabajo son los siguientes:

- Caracterizar este gran deslizamiento desde el punto de vista geológico y geomorfológico.
- Reconstrucción de la ladera original y, previa caracterización geomecánica de los materiales geológicos y condiciones hidrogeológicas para el posterior análisis de la rotura mediante un adecuado modelo numérico a fin de Identificar los factores y las causas que han controlado el desarrollo del deslizamiento (back analysis).
- Estudio de la edad y estado de actividad actual del deslizamiento.

2. METODOLOGÍA

La metodología que se ha seguido ha sido la siguiente:

• Estudio geológico: Levantamiento de una cartografía geomorfológica y geológica a escala 1:10.000 y 1:5.000 realizada mediante interpretación de fotografía aérea, y un intenso reconocimiento de campo. Los trabajos de campo

han incluido la descripción en detalle de las características morfológicas de la masa deslizada y de las fracturas de cabecera, medidas de espesores en afloramientos, realización de una columna estratigráfica a fin de identificar los niveles resbaladizos de la base del deslizamiento, y toma de muestras de estas capas para su caracterización geomecánica en laboratorio.

- En relación con los métodos de datación, se ha empleado el método de radiocarbono que requiere materia orgánica dentro o asociada al depósito. Ha servido mucho la datación por C14 de los sedimentos orgánicos superpuestos al paleodeslizamiento del Castillo de Vinuesa de una turbera que rellenaba una depresión (Laguna Verde) (Figura 1), y que nos ha permitido conocer la edad mínima del mismo. Para valorar su actividad más reciente, se ha estudiado así mismo la antigüedad del bosque de *pinus silvestris* y *pinus uncinata* que cubre este deslizamiento.
- Para conocer las condiciones hidrogeológicas actuales del deslizamiento, se ha realizado un inventario de los puntos de agua existentes (manantiales, lagunas y arroyos con agua permanente, así como corrientes y puntos efímeros y sumideros dentro de la zona deslizada y su entorno). También se han hecho observaciones hidrogeológicas en las masas de conglomerados de la zona, para inferir las condiciones iniciales antes de la rotura de este deslizamiento.
- Se ha propuesto una metodología para reconstruir la topografía predeslizamiento en 3D que se aproxima con suficiente detalle a los fines de la modelización.
- Ensayo de corte directo y parámetros geotécnicos. La cohesión y el ángulo de fricción se obtuvieron mediante ensayos de corte directo en el laboratorio de Geotecnia de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid, siguiendo el estándar UNE 103401.
- Recreada la topografía inicial antes del deslizamiento es posible obtener una adecuada predicción de la realidad (afín de identificar las posibles causas y factores que han intervenido en él) mediante un modelo 3D usando el programa de cálculo geotécnico FLAC 3D.
- Los valores de los parámetros geomecánicos de los conglomerados y sustrato arcilloso-arenisca están modelados con un criterio de rotura de Mohr-Coulomb, con parámetros asignados de acuerdo con la Tabla 1, donde han sido usados los valores promedio propuestos por Serrano (1997) para los conglomerados y para las arcillas-areniscas.

El sustrato de menor resistencia corresponde a arcillas, donde la inestabilidad es predecible. Sus características geotécnicas se estiman a partir de las muestras tomadas en campo, donde más tarde se han podido ensayar en el laboratorio.

3. DESCRIPCIÓN DEL SITIO

Descripción general

El deslizamiento del Castillo de Vinuesa está localizado en la vertiente occidental del

Pico mismo nombre (2.088 m), dentro de la Cuerda del Castillo, en el sector occidental de la Sierra de Cebollera, en el norte de la Cordillera Ibérica (España). Este Pico se denomina "castillo" porque presenta un resalte prominente a modo de fortaleza medieval debido a la presencia de conglomerados duros. De hecho, este tipo de litología genera, por la erosión diferencial, este tipo de morfologías tan características y relativamente frecuentes en la región (Sanz et al, 1997), y a todas ellas se les llama "castillos.

Las laderas de estas montañas están cubiertas de un bosque de pinos (*pinus silvestris y pinus uncinata*) que se extiende por esta región de Soria, La Rioja y Burgos, constituyendo el pinar más grande de España (Franco et al., 2001).

Respecto al clima actual, y según se describe en Camarero y Gutierrez, (2008) apoyándose en los datos de las estaciones cercanas de Vinuesa, Vinuesa-Quintanarejo y San Inés, las masas de aire atlántico de origen NO y la altitud de la Sierra de Cebollera hacen que esta pueda recibir más de 1.400 mm anuales de precipitación.

Geología del sitio

Desde el punto de vista geológico, los materiales de la zona de estudio pertenecen a la facies Purbeck-Weald de la Sierra de Cameros, dentro del sector norte de la Cordillera Ibérica. En la constitución geológica del Pico del Castillo de Vinuesa intervienen dos grupos de la mencionada facies denominados Grupo Oncala, y Grupo Urbión (IGME 1982) (Figura 1).

El grupo Oncala está formado por 50 m de arcillas rojas amoratadas y verdes oscuras con muy pocos estratos intercalados de arenisca. En la base del Pico este conjunto no es tan arcilloso, y se resuelve con una alternancia de niveles de arcillas verdes oscuras y rojas de color vino tinto de entre 3 a 10 m de espesor, con niveles de areniscas que tienen de ordinario menos de 3 m de potencia. Por encima se dispone un nivel de conglomerados muy duros que constituyen la base del Grupo Urbión. En el Pico de Vinuesa son conglomerados masivos con estratificaciones cruzadas, y presentan una base neta con el nivel arcilloso y de limolitas inferior sobre el que se apoyan. Están constituidos por clastos redondeados de cuarzo de hasta 10 cm y cemento silíceo. En el entorno del Pico de Vinuesa ha sido medido un espesor de unos 120 m.

En la Figura 1 se cartografían los tres tipos de litologías existentes a efectos geomecanicos: conglomerados duros, areniscas y arcillas-limolitas, y se presenta una columna estratigráfica en la que se ha identificado que el nivel resbaladizo podría tener una potencia de unos 10 m. Un corte geológico de dirección Este-Oeste dibuja un relieve estructural perfecto, donde las capas buzan 12º hacia el Oeste. Se observa también como el deslizamiento está en cierta manera limitado por dos fallas NE-SO, donde la situada más al sur es de tipo normal, y pone en contacto los conglomerados del Grupo Urbión con un conjunto de areniscas con niveles microconglomeraticos de entre 80-100 m de espesor que se sitúa encima de los conglomerados, estratigráficamente hablando.

3. RESULTADOS

3.1. Morfología de superficie

Siguiendo la terminología de Dikau et al. (1996), este gran deslizamiento de ladera fósil tiene 1.4 km de longitud y 0.9 km de anchura media y ha involucrado a más de 30 millones de m³ (Figura 1). Se sitúa en la vertiente occidental del Pico de Castillo de Vinuesa (2.086 m). La raíz de la cabecera se sitúa a los 2.040 m, y el frente a 1700 m. Su desarrollo longitudinal es de 1.400 m y su anchura máxima de unos 1.000 m. El volumen es de unos 30-40.10⁶ m³ si consideramos una profundidad de no más de 10 m. Aunque tiene una pendiente media de 12°, el perfil transversal es ligeramente convexo hacia arriba.

3.2. Reconstrucción de la topografía anterior al deslizamiento

Se propone una metodología para reconstruir la topografía predeslizamiento en 3D que, aunque tiene cierto grado de subjetivismo, creemos se aproxima con suficiente detalle a los fines propuestos. Los pasos que se han seguido para la reconstrucción del perfil topográfico y geológico son los siguientes:

-Se asume que la pendiente predeslizamiento en los afloramientos geológicos de la Facies Oncala eran como los de las laderas de pendiente regularizada de esta montaña a uno y otro lado del deslizamiento. El ángulo de esta pendiente es de 12°, que además coincide de manera aproximada con el de la estratificación

-Se asume que el relieve anterior de la capa de conglomerados es la continuación de esta con el buzamiento de la estratificación de 12º a partir del frente de cuesta que todavía se conserva en la cima de esta. El perfil de la Figura 2 representa la prolongación de esta capa hasta una determinada distancia. Esta distancia en la que terminan los conglomerados ha sido estimada ajustando en 3D el volumen de los bloques de conglomerado del deslizamiento. Este volumen ha sido calculado a partir de la cubicación de los bloques que de manera detallada han sido cartografiados sobre todo con fotografía aérea a escala 1:1000 y por la observación de potencias en afloramientos. En base a las estimaciones de espesor citadas, se ha considerado que la base de esta masa de bloques esta solo 3-5 m por debajo de la topografía actual. Por otro lado, la terminación del relieve hacia el oeste se ha hecho mediante una ladera subvertical. Se ha hecho así porque se ha observado que ocurre lo mismo en los numerosos relieves de las cumbres de la zona, como la Mesa del Pico de Urbión (2.228 m), Castroviejo (1600 m), Santosonario (2000 m), Las Calderas de la Sierra de Neila (1900 m), (Sanz, 1997; Sanz et al. 2001).

Teniendo en cuenta todas estas consideraciones, se ha reconstruido la configuración geométrica hipotética antes del deslizamiento. De esta manera las condiciones de deslizamiento pueden ser reproducidos cuando se realiza un análisis de estabilidad partiendo de la geometría original.

3. 3. Cronología del deslizamiento de ladera

Se ha tenido la oportunidad de datar la turbera de la Laguna Verde del paleo deslizamiento del Castillo de Vinuesa. Esto ha sido muy importante para diferenciar
si se trataba de un glaciar rocoso perteneciente a la última glaciación, tal como había sido inicialmente clasificado por Sanz (2001), o de un movimiento en masa, ya que las características geomorfológicas no permitían a priori y en fotografía aérea diferenciar su verdadero origen.

Otras características que nos pueden informar sobre la antigüedad del movimiento son: relieve lobulado, escarpes vegetados suaves salvo el de cabecera, depresiones cerradas y sin drenaje. La vegetación es diferente de las zonas adyacentes: pinos silvestres más viejos, y de tipo *uncinata* dentro de la masa deslizada. Hay un arroyo que aprovecha el límite meridional de un flanco, pero hay sin embargo otro cauce permanente sobre la masa deslizada en su parte inferior, que tiene su origen en un manantial dentro del deslizamiento.

Según clasificación de Keaton y De Graff 1996, estas características parecen indicar que se trata de un deslizamiento inactivo (100-5.000 años) (Holoceno superior) (No presenta movimiento actualmente), aunque también presenta rasgos de deslizamiento tipo fósil o antiguo (5000-10000 años Holoceno inferior, inactivo desde hace miles de años, pero donde se le reconoce el relieve).

3. 4. Contexto hidrogeológico

Actualmente, la masa deslizada constituye un acuífero superficial muy permeable ya que está constituido por grandes bloques a modo de pedraplén, con gravas y arenas en los intersticios. Al apoyarse en la capa arcillosa inferior, se drena cuando esta aflora, como en el escarpe secundario de la Laguna Verde, lo cual origina los manantiales que la alimentan y el nacimiento del arroyo del sur, que pasa por medio del deslizamiento.

Es importante considerar que esta capa de arcilla es la que actuaba también como base impermeable antes de producirse el deslizamiento. Este acuífero se alimenta de la infiltración del agua de lluvia y nieve.

3.5. Caracterización geotécnica de los conglomerados, areniscas y de las arcillas de la base.

3. 5. 1. Clasificación del suelo de las arcillas de la base

Se han realizado unas catas excavadas manualmente en la capa de arcillas resbaladiza, resbaladiza de la base que todavía queda in situ en una de las laderas altas. De ellas se han tomado muestras y se han ensayado en laboratorio.

3. 5. 2. Ensayo de corte directo en las arcillas de la base.

El ensayo de corte directo de las muestras de suelo en estado natural, con dos estados diferentes de compactación, permite conocer los valores de los parámetros resistentes de cohesión y ángulo de fricción.

3. 5. 3. Caracterización geotécnica de los conglomerados, areniscas y de las arcillas de la base.

La caracterización geomecánica, permite distinguir tres unidades bien diferenciadas: conglomerados en la parte superior con unos 80 a 120 m de espesor,

arcillas y limolitas de la base de los conglomerados de unos 10 m de potencia y limolitas con intercalaciones de areniscas en la parte inferior. El nivel superior de limolitas tiene las propiedades geotécnicas más bajas, y es donde previsiblemente se desarrolló la superficie de rotura.

Todos los materiales se modelizan con un criterio de rotura tipo Mohr-Coulomb, con unos parámetros asignados según la Tabla 1, donde los valores de los conglomerados y del nivel de limolitas y areniscas se han estimado razonablemente, mientras que el nivel crítico, por donde es previsible la inestabilidad se estima a partir de muestras remoldeadas tomadas en campo y en las que se han dado diferentes grados de compactación. Por tanto, es aconsejable realizar un estudio de sensibilidad para estudiar la estabilidad global con diferentes parámetros resistentes que definen el nivel de limolitas.

3. 5. 4. Back analysis

Para realizar los cálculos de estabilidad, es necesario iterar la posición máxima del nivel freático sobre las limolitas que desestabiliza dicho talud, considerando las presiones de agua causadas por dicho nivel freático. De esta manera la superficie de rotura 3D es la obtenida en la Figura 5 para los diferentes cálculos realizados (indicados en la Tabla 2).

Una sección principal permite analizar la superficie de rotura (Figura 6). De esta manera, la situación geométrica actual es obtenida usando los parámetros geotécnicos indicados y ensayados para el nivel de limolitas. Se obtiene así una superficie de rotura con un coeficiente de seguridad unitario que indica el equilibrio estricto de la masa considerada en este cálculo.

4. DISCUSIÓN

4. 1. Tipo de deslizamiento, mecanismo y evolución de la rotura

Algunas características de la morfología de este deslizamiento podrían inducir inicialmente a confundirlo como correspondiente a un glaciar rocoso fósil: crestas y surcos subparalelos, depresiones cerradas, talud terminal. Sin embargo, un análisis comparativo con los glaciares rocosos de esta misma sierra y la vecina de Urbion (Ortigosa, 1989) hacen resaltar diferencias importantes: en primer lugar, los glaciares rocosos suelen tener un circo de glaciar blanco en cabecera, al menos en todos los de las mencionadas montañas. En segundo lugar, los glaciares rocosos se dan sobre todo allí donde se ha formado permafrost, preferentemente en suelos; y no en una masa de conglomerados duros como el del Castillo de Vinuesa. Tercero: las depresiones cerradas o cuasi cerradas no son debidas a la fusión de núcleos de hielo, si no que están relacionadas con las típicas depresiones de la cabecera de deslizamientos rotacionales, en este caso subsidiarios y dentro y coetáneos con el deslizamiento principal. Pero la razón definitiva y concluyente es la datación del deslizamiento cerca de los 1.600 BP, por lo que se haya muy alejado del periodo glaciar de ámbito de formación de los glaciares rocosos de estas sierras (Ortigosa, 1985; Sanz, 2001).

Según Varnes (1978) y la USGS (2004), este tipo de movimiento podría clasificarse como de un deslizamiento traslacional con desplazamiento lateral, aunque con una superficie de rotura que, arrancando en cabecera con su forma curva característica, continúa hacia ladera abajo alcanzando poca profundidad

La alta fracturación inicial del macizo favorecía la recarga de lluvia y fusión de nieve, por un lado, así como la disgregación en bloques de la capa, los cuales habrían sufrido desplazamientos diferenciales, fluencias, vuelcos y deslizamientos más pequeños dentro del conjunto caótico de la masa deslizada.

4. 2. ¿Cómo eran las condiciones hidrogeológicas anteriores al deslizamiento?

Según hemos podido ver, la capa arcillosa haría de base impermeable, y el conglomerado, aunque no tan fracturado como ahora, estaría sin duda muy fracturado (como se observa en los afloramientos de la zona y alrededores in situ) y en parte individualizado en bloques separados por fracturas abiertas sobrealimentado de la recarga de nieve y lluvia, con la consiguiente oscilación del nivel freático. Al pie de estos relieves de conglomerados de la zona, hay siempre fuentes y nacimientos de arroyos, como es el nacimiento del rio Duero, en el Pico de Urbión. Las oscilaciones actuales del nivel freático son también importantes, tal como se ha podido constatar en campo después de deshielos. Así pues, los condicionantes hidrogeológicos serian determinantes ya que este nivel infrayacente debía hallarse humedecido al constituir la capa de conglomerados un acuífero libre de permeabilidad por fracturación.

4. 3. Cronología del deslizamiento de ladera del Castillo de Vinuesa

Como se ha dicho, la datación mediante C14 de muestras tomadas del fondo de la turbera de la Laguna Verde delata que la edad mínima del deslizamiento es de 1.600 ± 30 BP. Esta edad está muy acorde con la tasa de sedimentación de las turberas de relleno de las lagunas de origen glaciar de la zona (Ruiz et al. 2002).

4. 4. Actividad del deslizamiento

Por otra parte, es de señalar que el deslizamiento es estable desde al menos aquella época, porque se admite que estos depósitos orgánicos sólo se pueden formar en estas depresiones cerradas durante periodos de estabilidad relativa. Esta inactividad del movimiento queda confirmada también en el hecho que los pinos cortados con más de 500 años, no se han movido.

5. CONCLUSIONES

Este trabajo ilustra como la combinación de métodos multidisciplinares complementarios tales como observaciones de campo, análisis geológico y geomorfológico que ha permitido la identificación en primer lugar de un gran deslizamiento. La caracterización geotécnica, dataciones absolutas y una primera simulación matemática retrospectiva han permitido después explicar su mecanismo de rotura, y establecer su cronología aproximada.

Se trata de un único evento de inestabilidad que ha originado uno de los deslizamientos históricos más grandes de la Cordillera Ibérica, y el primero que sepamos que ha sido

datado en España con métodos de C14 procedente de turberas.

Es un paleomegadeslizamiento extenso que afecta a una superficie de casi 1 km^2 de superficie, e involucra un volumen de unos 30.10^6 m^3 . Este tipo de movimiento podría clasificarse como de un deslizamiento traslacional, donde la superficie de resbalamiento, muy superficial, ha estado controlada por la posición estratigráfica de un nivel de arcillas del Grupo Oncala de la facies Purbeck-Weald, que se sitúa debajo de una capa de conglomerados muy duros de unos 100 m de espesor. Esta capa arcillosa buza 12º a favor de la pendiente, y por ella deslizo el antiguo Pico del castillo de Vinuesa, constituido por un agreste relieve de conglomerados del Grupo Urbion.

Los condicionantes hidrogeológicos han sido importantes ya que este nivel infrayacente se hallaba humedecido al constituir la capa de conglomerados un acuífero libre de permeabilidad por fracturación, y donde las oscilaciones del freático determinaron finalmente la rotura de la ladera. Esta alta fracturación inicial favorecía la recarga de lluvia y fusión de nieve, por un lado, así como la disgregación en bloques de la capa, los cuales han sufrido desplazamientos diferenciales, fluencias, vuelcos y deslizamientos más pequeños dentro del conjunto caótico de la masa deslizada.

Se ha podido conocer la edad mínima de movimiento gracias a la datación de depósitos turbosos superpuestos al mismo, y localizados en depresiones cerradas originadas durante el movimiento. Según estas dataciones, este deslizamiento se produjo en los siglos III-IV d.C, muy alejados del periodo correspondiente a la última glaciación.



8. FIGURAS

Figura 1. Mapa geomorfológico del deslizamiento del Castillo de Vinuesa.

 Conglomerados de la Facies Urbión; 2- Limolitas con niveles de areniscas intercaladas; 3-Arcillas del grupo Oncala; 4- Buzamiento; 5- Falla 6. Escarpe de cabecera del deslizamiento
 7. Depresiones cerradas. 8 Cicatrices de antiguos deslizamientos rotacionales secundarios. 9. Mar de bloques de conglomerados reconocidos en fotografía aérea; 10- Área de influencia de bloques dispersos de conglomerados (zona cubierta de bosque); 11- Sector arenoso del deslizamiento sin bloques de conglomerados (zona cubierta de bosque) 12- Alineaciones de megabloques13.- Talud del deslizamiento; 14- Troncos de pinos secos de más de 500 años; 15- Turbera de la Laguna Verde. 16. Curso de agua permanente. 17. Curso de agua efímero. 18. Sumidero. 19. Manantial. 20. Línea de flujo subterránea.



Figura 3. Perfil del deslizamiento del Castillo de Vinuesa y situación del plano de resbalamiento en la columna estratigráfica.







Figura 6: Sección principal de la rotura para los diferentes cálculos indicados en la Tabla 2

9. TABLAS

| Unidad estratigráfica | γ (t/m3) | c (t/m ²) | φ (°) | E (t/m ²) | v |
|-----------------------|----------|-----------------------|-------|-----------------------|-----|
| Conglomerado | 2 | 2 | 43 | 15000 | 0.3 |
| Limolitas | 1.8 | 0.5-1.5 | 18-22 | 2000 | 0.3 |
| Limolitas y areniscas | 2.2 | 5 | 38 | 30000 | 0.3 |
| | | | | | |

Tabla 1: Parámetros geomecánicos de los diferentes niveles estratigráficos

| Cálculos | c (t/m ²) | φ (°) | Altura de agua | Factor de |
|-----------|-----------------------|-----------|----------------|-----------|
| | limolitas | limolitas | (m) | seguridad |
| Cálculo 1 | 0.5 | 18 | 12 | 1 |
| Cálculo 2 | 1 | 20 | 19 | 1 |
| Cálculo 3 | 1.5 | 22 | 27 | 1 |

 Tabla 2: Cálculos realizados para diferentes parámetros de las limolitas obteniendo la posición del nivel freático sobre las limolitas para el equilibrio estricto.

REFERENCIAS

- Blais-Stevens A, Septer D (2008) Historical accounts of landslides and flooding events along the Sea to Sky Corridor, British Columbia, from 1855–2007. Geological survey of Canada open file 5741. Geological Survey of Canada, Ottawa, 119 p
- Camarero JJ, Gutierrez E (2008) La respuesta del crecimiento de Pinus Uncinata al clima en poblaciones relictas del Sistema Ibérico. Zubia Monográfico 20:61–96
- Corominas J (1989) Clasificación y reconocimiento de los movimientos de ladera. Monografías Soc Esp Geomorfología 3:1–30
- Dikau R, Brunsden D, Schrott L, M-L Ibsen (1996) Landslide recognition. Identification, movement and causes. International Association of Geomorphologists, Publication 5, John Wiley and Sons, Chichester, 251 p
- Dortch JM, Owen LA, Haneberg WC, Caffee MW, Dietsch C, Kamp U (2009) Nature and timing of large landslides in the Himalaya and Transhimalaya of northern India. Quatern Sci Rev 28:1037–1054. https://doi.org/10.1016/j.quascirev.2008.05.002
- Franco F, García M, Maldonado J, Morla C, Sainz H (2001) The Holocene history of Pinus forests in the Spanish Northen Meseta. The Holocene 11(3):343–358. https://doi.org/ 10.1191/095968301669474913
- Gutiérrez-Elorza M (2008) Geomorfología. Pearson. 898 págs
- Keefer DK (2002) Investigating landslides caused by earthquakes—a historical review. Surv Geophys 23:473–510. https://doi.org/10.1023/A:1021274710840
- Keaton JR, De Graff JV (1996) Surface observation and geologic mapping. En: Landslides. Investigation and mitigation. Transportation Research Board. Spec. Rep 247. Turner and Schuster EdsChapter 9
- Ochs S, Kerschner H, Maisch M, Christl M, Kubik P, Schlu C (2009) Latest Pleistocene and Holocene glacier variations in the European Alps. Quat Sci Rev 28:2137–2149. https://doi.org/10.1016/j.quascirev.2009.03.009
- Ortigosa L (1985) Los glaciares rocosos de la Sierra de Cebollera. Actas del I Coloquio sobre Geografia de La Rioja, Logroño, pp 55–67
- Ruiz MB, Gil MJ, Dorado M, Valdeolmillos A, Vegas J, Pérez A (2002) Clima y Vegetación Durante el Tardiglaciar y el Holoceno en la Sierra de Neila (Sistema Ibérico Noroccidental). Cuaternario Geomorfología 16(1–4):9–20
- Sanz E, Meneses JM, Molina JI (1997) El relieve de los conglomerados en los espacios

naturales de la Sierra de Urbión y Neila (Burgos y Soria). III Reunión Nacional de la Comisión de Patrimonio Geológico. Universidad de Girona. Girona (Spain). 16-18 sep. (1997). Libro de comunicaciones. Vol. 1: 81–86

- Sanz E (2001) Las Montañas de Urbión, Cebollera y Cabrejas. Geomorfología y Patrimonio Geológico. Ed. Diputación Provincial de Soria. Soria. Spain. Colección Temas Sorianos. Vol. 43. 244 p
- Sanz P, Sanz E, Menéndez-Pidal I, Galindo R (2017) Los movimientos en masa asociados a los depósitos morrénicos y áreas de cumbres de la Sierra de Urbión (Cordillera Ibérica). IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Santander, junio 2017 ed. E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlmann (eds.) CIMNE, Barcelona. Libro de Comunicaciones, 1120-1129. http://oa.upm.es/50732/. Accessed 20 Nov 2018
- Sanz E, Menéndez-Pidal I, Galindo R, López-Querol S, Pascual-Arribas C (2016a) Historical earthquake parameters by geological and seismic site analysis: the 1908 Cerbón earthquake (Spain). Bull Eng Geol Environ 75:1251–1271. https://doi.org/10.1007/ s10064-016-0864-8
- Sanz E, Menéndez-Pidal I, Lomoschitz A, Galindo R (2016b) The Pico de Navas slump (Burgos, Spain): a large rocky landslide caused by underlying clayey sand. J Iber Geol 42(1):55–68. https://doi.org/10.5209/rev_JIGE.2016.v42.n1.49120
- Serrano A (1997) Mecánica de rocas I y II. Publicaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos. Canales y Puertos de Madrid, Madrid 852 p
- Sturzenegger M, Stead D, Gosse J, Ward B, Froese C (2014) Reconstruction of the history of the Palliser rockslide based on 36Cl terrestrial cosmogenic nuclide dating and debris volume estimations. Landslides 12:1097–1106. https://doi.org/10.1007/ s10346-014-0527-4
- USGS (2004) Landslide types and processes. U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey, 4 pp
- Varnes DJ (1978) Slope movements, types and processes. In: Schuster RL, Krizck RJ (eds) Special Report 176: landslides: analysis and central. Transportation Research Board. National Academy of Sciences, Washington, pp 11–33
- Zarroca I, Linares R, Roqué C, Rosell J, Gutiérrez F (2014) Integrated geophysical and morphostratigraphic approach to investigate a coseismic (?) translational slide responsible for the destruction of the Montclús village (Spanish Pyrenees). Landslides (2014) 11:655–671. https://doi.org/10.1007/s10346-013-0427-z
- Zhao Y, Xu M, Guo J, Zhang Q, Zhao H, Kang X, Xia Q (2015) Accumulation characteristics, mechanism, and identification of an ancient translational landslide in China. Landslides 12:1119–1130. https://doi.org/10.1007/S10346-014-0535-4

¿CUÁNTO GRANDE ES "GRANDE" EN LOS MOVIMIENTOS DE LADERA? ENCUESTA SOBRE LA IDEA DE MAGNITUD Y SU COMUNICACIÓN

Marc Janeras ^(1, 2), Pere Buxó ⁽¹⁾, Jordi Marturià ⁽¹⁾, Marcel Barberà ⁽¹⁾ y Jordi Ripoll ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Área de Ingeniería Geológica Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC) Marc.janeras@icgc.cat

⁽²⁾ Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental Grupo de investigación EGEO en ingeniería geomática Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

RESUMEN

La idea de magnitud de un fenómeno de ladera parece muy evidente, pero sometida a análisis no resulta tan simple. Además, carecemos de una escala de referencia para su valoración cualitativa. Esta indefinición en la magnitud se traslada al concepto de peligrosidad, lo cual dificulta la comunicación, incluso entre técnicos, y más aun con públicos más amplios, quienes resultan imprescindibles aliados para la implementación efectiva de estrategias de mitigación del riesgo.

Esta preocupación por la comunicación de la idea de peligrosidad ha orientado en todo momento la elaboración de la guía técnica para la elaboración de Estudios de Identificación de Riesgos Geológicos (EIRG) por parte del ICGC. Esta figura resulta una pieza clave para la consideración de los riesgos geológicos en el urbanismo en Cataluña y hacer efectivo el mandato legislativo en la materia.

A raíz de estos trabajos se ha desarrollado una escala de magnitud que pretende ser de la máxima simplicidad y claridad para lograr una comunicación adecuada del riesgo. En esta comunicación pretendemos realizar un test de viabilidad de la escala mediante una encuesta participativa a las personas participantes al simposio.

1. INTRODUCCIÓN

A menudo, en la práctica profesional en el campo de los movimientos de masa en taludes y laderas, se constata la falta de una escala de referencia clara para la determinación de la magnitud de estos fenómenos. En una conversación entre técnicos el término "grande" aplicado a movimientos de ladera puede variar mucho según el contexto, ya sea compartido en el proyecto que tratan, como propio de la experiencia personal de cada cual.

La idea de magnitud de un fenómeno de ladera parece muy evidente, pero analizada con atención admite sus matices e incluso termina siendo menos intuitiva que su pareja de baile: la frecuencia de ocurrencia. Esta indefinición en la valoración de la magnitud repercute al término peligrosidad, y es precisamente aquí donde se necesita gran claridad comunicativa para trasladar las valoraciones a

terceros, ya sean técnicos de otros ámbitos como el urbanismo, políticos, gestores privados o públicos, la población afectada, etc.

En el desarrollo de las funciones del ICGC de tutela de la geoinformación oficial, incluida la de riesgos geológicos y como agencia de soporte técnico a la administración pública catalana en la materia, hemos constatado las dificultades que a menudo comporta la noción de peligrosidad a terceros. En contraste, observamos que, en otros fenómenos, como es el riesgo sísmico o de aludes de los que el ICGC es gestor competente en Catalunya, existen escalas bien establecidas y se consigue mejor capacidad comunicativa a la población.

2. EIRG: ESTUDIO DE IDENTIFICACIÓN DE RIESGOS GEOLÓGICOS

Las reflexiones sobre la magnitud y la peligrosidad que se exponen en este artículo son fruto de la re-elaboración de la guía técnica para la elaboración de Estudios de Identificación de Riesgos Geológicos (ICGC, 2021). La legislación catalana en materia de urbanismo a partir de 2006 introdujo por primera vez de forma explícita pero genérica, la consideración de los riesgos geológicos en el planeamiento de usos del suelo (GenCat, 2006), posteriormente consolidada por la Ley 3/2012, de 22 de febrero, de modificación del texto refundido de la Ley de urbanismo, aprobado por el Decreto Legislativo 1/2010, de 3 de agosto. El reglamento derivado no establece forma ni criterio de análisis de los riesgos, sólo el precepto de su consideración. Para darle forma, desde el ICGC se definió un tipo de estudio geológico con el objeto de identificar los riesgos presentes y a ser considerados por parte del planeamiento (EIRG), que heredaba la función que ya venían haciendo unos estudios denominados "dictámenes preliminares de riesgos geológicos" desde el final de siglo XX. Una guía técnica definía este estudio y los requisitos en su contenido exigible, que tuvo algunas revisiones menores (IGC, 2011 y ICGC, 2017).

A pesar de su carácter preceptivo no vinculante, progresivamente se ha conseguido generalizar su elaboración e inclusión en los expedientes urbanísticos. Aunque un estudio pueda cumplir con una formalidad en cuanto a contenido y metodología, eso no garantiza ser asertivo en trasladarlo a urbanismo, con lo que no resulte efectivo al cometido original. En cierta medida observábamos que sólo se conseguía cumplir el trámite de incluir estos estudios en la documentación del expediente, pero costaba mucho más que se reflejara en el planeamiento urbanístico de forma efectiva en pro de la prevención y mitigación del riesgo. Así mismo, constatábamos una frontera comunicativa entre el experto en riesgos geológicos y el urbanista y más aún el promotor público o privado. En particular, el concepto peligrosidad es concebido desde perspectivas muy distintas.

Estas disfunciones nos llevaron a una profunda revisión de la guía técnica de los EIRG a partir de 2019. La reflexión sobre el sentido de la peligrosidad en plena conexión con la sociedad, sobre la cual genera riesgo, nos llevó a identificar una disparidad en la concepción y valoración de la magnitud. Quizá aún más que en la frecuencia, donde a priori esperábamos mayor incertidumbre. Estos trabajos nos condujeron a la creación de una escala de magnitud para su aplicación al EIRG, pero con intención de poder ser extendida a todo ejercicio de valoración cualitativa de peligrosidad.

En esencia, la labor del EIRG de resume en dos etapas:

- <u>Identificación de riesgos</u>: determinar de forma clara y binaria cuales de los 5 fenómenos en consideración (deslizamientos, flujos, caídas, aludes, hundimientos) afectan o pueden afectar el ámbito de planeamiento en base a la información propia de este nivel de estudio.
- <u>Valoración cualitativa de la peligrosidad</u>: de aquellos que se han identificado, valorar el grado de peligrosidad de forma cualitativa en base a unos criterios que la guía técnica (ICGC, 2021) intenta pautar para una uniformidad de valoraciones en todos los estudios. La escala de magnitud es una herramienta clave en esta valoración.

En el flujo de procedimiento del EIRG en el trámite urbanístico (Figura 1) se bifurca entre: por un lado, las situaciones de baja peligrosidad, en las cuales las valoraciones cualitativa del EIRG ofrecen un análisis técnico suficiente para orientar unas recomendaciones preventivas y si es preciso correctivas a considerar en el planeamiento, para una adecuada mitigación de los riesgos; por otro lado, las situaciones con peligrosidad mediana o alta, en las cuales es preciso un análisis cuantitativo de la peligrosidad en los elementos de interés o una zonificación de ésta dentro del ámbito de planeamiento.



Figura 1: Esquema del flujo de decisiones y razonamiento en la traslación del EIRG al planeamiento urbanístico.

Es en este sentido que distinguimos 3 herramientas complementarias para la ordenación territorial y urbana acorde al precepto legal de considerar los riesgos geológicos (Figura 2). Para un planeamiento territorial, típicamente a escalas 1:50.000 a 1:100.000, se requiere un análisis multipeligrosidad extensivo que se consigue mediante el mapa para la prevención de riesgos geológicos MPRG a escala 1:25.000 del ICGC (Oller *et al.*, 2011; González *et al.*, 2016). En cambio, a escala local, aunque este producto territorial aporta un contexto muy valioso, no puede resolver al detalle de la planificación urbana, que reglamenta usos del suelo a escalas del orden de 1:1.000. Es aquí donde entra en juego el EIRG y, si corresponde, seguido por estudios de zonificación y cuantificación de la peligrosidad. Más allá, pueden seguir otros recursos orientados a la mitigación y gestión del riesgo: análisis cuantitativos del riesgo (QRA) en todas sus componentes, proyectos de ingeniería de protecciones, planes de protección civil con sistemas de alerta, etc. Este es el esquema funcional con el que actúa el ICGC en la materia (Marturià *et al.*, 2017a; Marturià *et al.*, 2017b).



Figura 2: Esquema de las herramientas de prevención de riesgos geológicos a escala territorial y urbana.

3. ¿QUÉ SIGNIFICA EXACTAMENTE MAGNITUD?

La magnitud es más que simplemente el tamaño. En movimientos gravitacionales de ladera, el sentido común de tamaño es el volumen de terreno involucrado en el movimiento, aunque sería más adecuado hablar de la masa, ya que es sobre esa que actúa la gravedad. Como la densidad no es muy variable en comparación con otros factores (de ligeramente por debajo las 2 tn/m³ en la mayoría de los suelos hasta cercana a las 3 tn/m³ en algunas rocas), resulta más práctica la valoración visual que permite el volumen para hablar del tamaño, y solo considerar la densidad y la masa para cálculos de energías y presiones. En general, la incertidumbre en la cuantificación del volumen (por ejemplo, por la profundidad en la que se sitúa la superficie de deslizamiento y su geometría), supera con creces la incertidumbre en la densidad.

En este punto, nos preguntamos, por ejemplo en un problema de caída de rocas, ¿qué es más peligroso?:

- Un gran bloque (10 m³) que justo se inclina y vuelca apenas unos metros sobre un plano en su base.
- Un bloque menor (1 m³) cayendo y rodando ladera abajo con gran velocidad y a lo largo de una gran distancia.

Antes de responder a esa pregunta hay que tener presente que la valoración de la peligrosidad se realiza desde un punto de vista global de la ladera, y es desde esta visión que considera ambos: magnitud y frecuencia (o recurrencia). Un escenario de peligrosidad en la ladera bajo estudio está definido por un evento representativo de cierta magnitud, al cual le corresponde cierta frecuencia de ocurrencia. Magnitud y frecuencia son ambas variables escalares únicas para este escenario y relacionadas por la peligrosidad en el conjunto de la ladera. En contraste, podemos usar el término "peligro" para la forma específica que toma la peligrosidad en un punto del espacio y un momento

de determinadas condiciones. Es así un doble campo escalar correspondiente a la intensidad y la probabilidad de afectación del fenómeno (Figura 3). Consecuentemente, el mismo bloque rocoso cayendo en distintas morfologías de ladera puede comportar eventos con distinta extensión e intensidad de daño potencial. Regresando al ejemplo planteado, a pesar de reducir el tamaño de la masa en movimiento, si la dinámica de propagación amplía suficientemente la intensidad y extensión, la magnitud puede resultar superior. Y es este el sentido pleno de la magnitud.

La variable física que mejor representa el concepto de magnitud es el total de energía disipada o el trabajo desarrollado, de forma análoga al riesgo sísmico. Así, la magnitud puede dar una idea global sobre el potencial de destrucción del movimiento de ladera (Corominas *et al.*, 2003).



Figura 3: Esquema conceptual de la peligrosidad en un caso de desprendimientos. La magnitud del evento es el tamaño desprendido y su propagación por la ladera. CoM es el centro de masa en su posición inicial y final.

4. ESCALAS ANÁLOGAS EN MOVIMIENTOS DE LADERA

Esta cuestión que nos planteamos sobre la magnitud ya fue resuelta para aludes de nieve con la misma idea por parte de la escala canadiense (McClung & Schaerer, 1980). Esta escala del tamaño de avalanchas fue adoptada en 2018 como estándar por parte de la European Avalanche Warning Services (EAWS) con el objetivo de estandarizar la información clave para la comunicación al público general en los boletines de predicción del peligro de aludes (Moner *et al.*, 2013). Similarmente, para los flujos de detritos o *debrisflow* existe una escala de magnitud con una aproximación análoga (Jakob, 2005), la cual invita a una extensión al resto de tipos de deslizamientos de terreno, con especial facilidad para los de alta movilidad como son es la caída de rocas.

La escala que planteamos pretende cubrir de forma común todo tipo de movimiento gravitacional de ladera, pero si es posible también los hundimientos de terreno. Su formulación en base al potencial destructivo, como veremos a continuación, mantiene un buen encaje con estas escalas precedentes de avalanchas y flujos. De esta forma obtenemos una escala común para los cinco riesgos objeto de consideración en los EIRG: deslizamientos, flujos, caídas, aludes y hundimientos.

5. ESCALA DE MAGNITUD

Durante la elaboración de la nueva guía técnica para los EIRG realizamos múltiples tentativas para parametrizar la magnitud de cada fenómeno, hasta darnos cuenta de la importancia de obtener una escala de magnitud común para todos los 5 riesgos geológicos que debe considerar el EIRG. Y la idea del potencial destructivo es la que lo permitía. Este fue un hito fundamental en la nueva guía que nos abrió la puerta a un discurso sobre la peligrosidad mucho más próximo a los gestores públicos de las materias de urbanismo e incluso protección civil.

Así, los requerimientos con los que hemos planteado esta escala de magnitud (Tabla 1) son los siguientes: que permita una rápida clasificación de un evento, de forma cualitativa, sin precisar cálculo o a penas datos; al contrario, que se pueda valorar de forma intuitiva por ambas partes, quien informa y quien recibe la información. Se trata de una aproximación holística, con el principal valor de transmitir una visión global de la entidad del fenómeno.

| Magnitud | Potencial destructivo | | | | | |
|-----------|--|--|--|--|--|--|
| M1 | Puede herir una persona en espacio abierto. Puede causar daños menores no-estructurales | | | | | |
| | en edificios y puntualmente a un vehículo ligero. Constituye un obstáculo de fácil | | | | | |
| | retirada. Su huella en el entorno natural es prácticamente imperceptible. | | | | | |
| M2 | Las personas están resguardadas dentro de los edificios, los cuales pueden sufrir daños | | | | | |
| | estructurales menores. Puede obstruir un carril de carretera e impactar severamente un | | | | | |
| | vehículo ligero. Deja una huella pequeña y de corta duración en el entorno natural. | | | | | |
| M3 | Las personas dentro de los edificios están en riesgo, a pesar de que les puede ofrecer | | | | | |
| | cierta protección, ya que puede causar daños estructurales moderados o incluso puede | | | | | |
| | destruir una construcción ligera. Puede causar daño a las infraestructuras que limite su | | | | | |
| | uso hasta su reparación. Deja una huella clara en el entorno natural. | | | | | |
| M4 | Los edificios no proveen de protección efectiva a sus ocupantes, ya que puede causar | | | | | |
| | daños estructurales severos, incluso a distintos edificios y llegar a destruir alguno. Puede | | | | | |
| | causar daño y bloquear infraestructuras que impida su uso hasta su reparación costosa. | | | | | |
| | Deja una huella perdurable en el entorno natural. | | | | | |
| M5 | La supervivencia de las personas depende de circunstancias fortuitas porque puede | | | | | |
| | destruir áreas construidas. Puede destruir o causar daño irreparable en infraestructuras. | | | | | |
| | Puede transformar el paisaje con destrucción de bosques o creación de nuevas | | | | | |
| | morfologías del terreno. | | | | | |

Tabla 1: Escala de magnitud acorde al potencial destructivo, apta para su uso en multi-peligrosidad.

Es preciso realizar unos comentarios sobre esta escala:

- La tabla refleja el potencial destructivo a escala humana. Así, podemos denominar magnitud M0 la que no puede dañar ninguna construcción humana mínimamente firme y no puede dañar seriamente las personas o esas se pueden autoproteger fácilmente, por ejemplo, usando un casco que protege de pequeñas caídas de rocas en escalada o ámbito laboral.
- Se trata de una escala no aritmética, sino geométrica. Eso quiere decir que el potencial destructivo no crece por adición uniforme sino por multiplicación con un factor uniforme. El daño potencial de M4 sobre el M3 responde a la misma proporción que M3/M2. Dicho de otra forma, la numeración de los grados tiene sentido logarítmico sobre una base indeterminada.
- Se trata de una escala abierta, como consecuencia del punto anterior. En el límite inferior, por debajo de M0 se puede considerar magnitudes negativas, que serán fenómenos irrelevantes a escala humana, pero no dejan de ser físicamente posibles y presentes en la naturaleza, como sería por ejemplo el hundimiento de un hormiguero.
- En el límite superior puede haber tantos grados como se precise. Para la aplicación en los EIRG en Catalunya y sus condiciones geodinámicas actuales, hemos detallado hasta el grado

M5, que nos permite cubrir las consideraciones necesarias para la prevención de riesgos en urbanismo. Pero existe registro de grandes deslizamientos en los Pirineos en el contexto de retirada glacial que corresponderían a M6. A escala mundial vemos ejemplos recientes de inestabilidades de ladera de magnitud superior en grandes cordilleras montañosas, aunque es de esperar cierto límite físico planetario.

- Finalmente, en su aplicación a eventos ocurridos es fundamental distinguir este potencial destructivo de los daños realmente ocasionados. Estos dependen no solo de la magnitud del fenómeno, sino también de la exposición realmente existente en el lugar y momento.

En consecuencia, en la determinación de la magnitud, ya sea para un evento ocurrido o en un escenario imaginado representativo de cierto periodo de tiempo para la descripción de la peligrosidad, debemos aplicar esta tabla sobre una situación tipo de exposición. Debemos proceder de la siguiente forma: plantearnos qué daño puede o podría ocasionar en caso de estar una edificación tipo en su área de propagación, o estar cruzada por una infraestructura convencional. También en relación con los elementos móviles y la ocupación de personas.

Esta escala de magnitud resulta aplicable a:

- Inventarios de fenómenos, de modo que un campo común de magnitud multi-peligrosidad permita una visión conjunta, especialmente con relación a su incidencia social. A parte, puede haber todos los campos descriptivos ya específicos de cada fenomenología.
- Análisis de magnitud frecuencia derivados de los anteriores, especialmente a escala regional con heterogeneidad en la calidad de los datos, dónde una escala de 5 grados facilita su tratamiento.
- Análisis de los Episodios Regionales de Movimientos de Ladera (ERML) o Multiple Occurrence Regional Landslide Events (MORLE), y la caracterización de la actividad ocasionada (Buxó *et al.*, 2021 y Buxó *et al.*, 2022)
- Para la definición de escenarios de peligrosidad en estudios de zonificación o análisis cuantitativos de riesgo.

6. VALORACIÓN Y COMUNICACIÓN DE LA PELIGROSIDAD

Esta escala de magnitud nos permite un uso más estandarizado de las matrices de peligrosidad, ya que establece un criterio de valoración de una de las dos entradas. La otra variable de la peligrosidad es la frecuencia de ocurrencia, o recurrencia. En la mayoría de los casos falta información para una determinación cuantitativa precisa de la frecuencia, pero en el EIRG se pide una valoración cuantitativa en base a los indicios y toda la información antecedente de actividad que permita distinguir 3 grados fundamentales:

- Frecuencia alta: Consta como una actividad continuamente recurrente en las distintas fuentes de información, tales como encuestas y en los indicios de terreno.
- Frecuencia media: Se identifica una recurrencia ocasional que podríamos situar orientativamente entre los 30 y 100 años de periodo de retorno.
- Frecuencia baja: En general solo consta una única ocurrencia excepcional o si existe reiteración es con separación superior a centenaria.

| Peligrosidad | | Magnitud | | | | |
|--------------|-------|----------|-------|-------|-------|------|
| | | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| Frecuencia | Alta | Baja | Media | Media | Alta | Alta |
| | Media | Baja | Baja | Media | Alta | Alta |
| | Baja | Baja | Baja | Media | Media | Alta |

Tabla 2: Matriz de valoración cualitativa de la peligrosidad.

La combinación de ambas valoraciones cualitativas (Magnitud y frecuencia) permiten determinar 3 grados de peligrosidad, mediante la matriz establecida para los EIRG (Tabla 2). Conseguimos así una claridad en la definición de la peligrosidad y en la comprensión por parte de los otros agentes implicados en la mitigación del riesgo.

- Una ladera de peligrosidad <u>alta</u> es aquella en la cual pueden ocurrir fenómenos de magnitud M5 o de M4 con frecuencia inferior a centenaria.
- Una ladera de peligrosidad <u>baja</u> es aquella en que sólo pueden ocurrir fenómenos de magnitud M1 o de M2 con frecuencia ocasional o inferior.
- Una ladera de peligrosidad <u>mediana</u> será el resto intermedio. En particular, siempre que se identifiquen posibles fenómenos de magnitud M3, ya será por lo menos una peligrosidad mediana.

7. PARTICULARIDADES PARA TIPOS DE MOVIMIENTOS DE LADERA

A pesar de que la escala de magnitud está definida por el potencial destructivo para cualquier tipo de riesgo geológico gravitacional, se puede particularizar para cada tipo de fenómeno considerando sus propiedades físicas comunes. Por ejemplo, para caída de rocas, ciertos rangos de valores de masa desprendida, ya sea total o de los bloques fragmentados, del desnivel recorrido y de las velocidades máximas alcanzadas, conllevarán un grado de magnitud correspondiente. En las situaciones típicas, las variables de dimensión y propagación crecen paralelamente, acorde a la constatación general que a mayor tamaño mayor capacidad de propagación, pero se cumple únicamente bajo unas mismas condiciones de los otros factores como el relieve. Así, pueden tener similar baja magnitud un pequeño bloque con bastante propagación que un bloque mayor con propagación corta. Una magnitud mediana podría ocasionarla unos bloques medianos de tamaño con una trayectoria energética de saltos y rebotes o un gran bloque de corta y lenta propagación. Finalmente, para una magnitud alta, ya se precisa cierto nivel de ambas variables, tanto dimensión como propagación, pero con combinaciones internas múltiples.

Similarmente, para los flujos, ya sean de derrubios o de barro, la magnitud implica variables como la dimensión de la masa movilizada, junto con el recorrido expresado en planta o alzado, lo que lleva a desarrollar unas velocidades y presiones de flujo que, con el calado o altura del flujo, determinan la acción destructiva potencial. En el caso de los deslizamientos, su capacidad destructiva depende igualmente de la dimensión, aunque de forma muy variable, ya que, si el movimiento es en bloque, la potencialidad de daño se concentrará en los contornos y zonas de deformación de corte o movimientos diferenciales. En la medida que sea un movimiento lento, el daño potencial a las personas se reduce, en tanto que son elementos móviles que pueden eliminar la exposición a un ritmo superior a la producción del daño.

8. ANALOGÍA CON LA MAGNITUD EN SISMOLOGÍA

Detrás de estas variables físicas de la dinámica de los fenómenos de ladera (dimensión de la masa en movimiento y recorrido efectuado) hay el concepto del total de energía potencial disipada o trabajo realizado (véase de nuevo la Figura 3). Esta formulación de la magnitud basada en la energía disipada es equivalente a la magnitud de momento *Mw* para terremotos (Hanks & Kanamori, 1979), cuyo valor se obtiene mediante medición instrumental de los sismógrafos. Los atributos de la escala son equivalentes a la que se presenta, ya que se trata de una escala logarítmica abierta. Por la precisión de esta medición instrumental, una cifra decimal corresponde adecuadamente al valor de *Mw*. En la escala cualitativa por potencial destructivo que planteamos, el máximo detalle razonable sería el uso de medios grados. Así, por ejemplo, en una situación en que percibimos mayor potencial destructivo que el descrito para M2 (Tabla 1) y menor que M3, se podría utilizar el término M2,5. Pero este recurso puede incurrir en dificultades de explotación posterior de inventarios de fenómenos si esta variante no está muy bien establecida como criterio en la toma de datos. Un adecuado uso de decimales en el grado de magnitud se conseguirá mediante una definición cuantitativa en base a la energía disipada, actualmente en desarrollo.

Finalmente, en la analogía con la escala de magnitud sísmica y a pesar de ser ambas abiertas, se espera cierto límite físico planetario por las propias dimensiones y características de la Tierra, como se indicó anteriormente. En sismología podría ser improbable la ocurrencia de terremotos superiores a Mw = 10, porque en su preparación ya libera energía con sismos parciales. Similarmente, las laderas tienen una cota superior de magnitud, acorde a su relieve y a la estructura del terreno.

9. ENCUESTA EN EL SIMPOSIO

En la presente comunicación a este simposio se pretende hacer un test de prueba de la comprensibilidad de la escala y de la idea de magnitud asemejada a potencial destructivo. El objetivo es constatar la dispersión que existe en la idea de magnitud y en el empleo de los términos "grande / pequeño" aplicados a los movimientos de ladera, así como sondear la facilidad y rapidez con la que se puede comprender la escala planteada.

El Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables es un escenario ideal para la realización de este test, debido a su capacidad de congregación de una amplia representación de técnicos implicados en la materia a escala española e incluso con alguna participación cercana como Andorra, o de habla hispánica. Además, los asistentes cubren un amplio espectro de profesionales de la materia, desde la academia y la investigación, a empresas de ingeniería, construcción, fabricantes y administraciones públicas.

Para lograr este objetivo la comunicación se plantea como un taller práctico en que necesitamos de la participación del público, al que le pedimos rellenar una encuesta en formato telemático durante la propia sesión. Pensamos en un doble ejercicio: una primera ronda sin explicación previa para valorar la dispersión que puede haber a priori en la concepción de magnitud en la audiencia; a continuación, se expondrá la propuesta de escala y sus claves; finalmente una segunda ronda del mismo ejercicio para ver si hay una convergencia en la valoración de los eventos.

En esta ocasión, el test lo realizamos cubriendo los tres tipos fundamentales de movimientos de ladera: deslizamientos (*slide*), flujos (*flow*) y caída (*fall*). Un ejercicio similar pero únicamente con ejemplos de caída de rocas (Tabla 3) se ha planteado para el 7th Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection celebrado en junio de 2022 en Sapporo, Japón (Janeras *et al.*, 2022). Ambos resultados serán publicados en un artículo que ya está en elaboración para la presentación del desarrollo y aplicación de esta escala de magnitud.

| M1 | | Sitio: Fecha: Descriptores: Daño: | Carretera C-16 (Nou de Berguedà) 2018/06/30 $M = 10^2 \text{ kg}; m = 2.5 \cdot 10^1 \text{ kg}; H = 15 \text{ m}$ Pequeños obstáculos en un carril, impacto de una piedra al cristal de un coche y al conductor. |
|----|--|--|---|
| M2 | | Sitio: Fecha: Descriptores: Daño: | Ferrocarril Lleida – La Pobla (Àger) 2006/01/23 $M = 10^4$ kg; $m = 4 \cdot 10^3$ kg; $H = 8$ m Vía única bloqueada, daño ligero a los raíles. |
| М3 | | Sitio: Fecha: Descriptores: Daño: | Carretera C-17z (Montesquiu) 2016/11/27 $M = 8 \cdot 10^4$ kg; $m = 10^4$ kg; $H = 40$ m Carretera de 2 carriles bloqueada y daño en el pavimento a reparar. |
| M4 | 915m (wall tot) 335m (sear) 735m (wall bottom) 525m (coat) 665m (coat) | Sitio: Fecha: Descriptores: Daño: | Parquin monasterio (Monistrol de Montserrat) 2008/12/28 $M = 2.3 \cdot 10^6$ kg; $m = 10^5$ kg; $H = 220$ m Cierre de la carretera durante varias semanas y del ferrocarril 3 meses; trabajos de protección costosos. |
| M5 | | Sitio: Fecha: Descriptores: Daño: | Sierra del Cadí (Vilanova de Banat) 2011 $M = 2.5 \cdot 10^7 \text{ kg}; m = 7.8 \cdot 10^4 \text{ kg};$ H = 265 m Transformación permanente del paisaje con desforestación, nuevo depósito de canchal y superficie de pared rocosa. |

 Tabla 3: Ejemplos representativos de los grados de magnitud para caída de rocas. Parámetros básicos descriptivos de la energía disipada y descripción del daño potencial materializado.

10. CONCLUSIONES

Proponemos una escala de magnitud para todo tipo de movimientos de ladera acorde al concepto de potencial destructivo, lo cual nos permite una visión transversal multi-peligrosidad para la gestión del riesgo y su comunicación efectiva a públicos no especializados. Esta escala de magnitud ayuda a mejorar los estudios de identificación de riesgos para el planeamiento urbanístico, en la medida que homogeneiza la valoración cualitativa de la peligrosidad.

REFERENCIAS

- Buxó, P., Oller, P., Xifré, D., Fabregat, I., Marturià, J., Janeras, M., 2021. Identification, validation and assessment of Multiple Occurrence Regional Landslide Events (MORLE) in Catalonia (Spain) during the last century. In: EGU General Assembly 2021: 6171. https://doi.org/10.5194/egusphere-egu21-6171
- Buxó, P., Oller, P., Xifré, D., Marturià, J., Fabregat, I., 2022. Magnitud y frecuencia de los Episodios Regionales de Movimientos de Ladera (ERML) en Catalunya. In: M. Hürlimann, N. Pinyol (Editores) X Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables, Granada. CIMNE, in press.
- Corominas, J., Copons, R., Vilaplana, J.M., Altimir, J. and Amigó, J., 2003. Integrated landslide susceptibility Analysis and hazard assessment in the Principality of Andorra. *Natural Hazards*, 30: 421-435.
- GenCat, 2006. *Text refós i reglament de la llei d'urbanisme*. Generalitat de Catalunya, Departament de Política Territorial i Obres Públiques. Quaderns de legislació, 36, 533pp. ISBN 84-393-7185-3.
- González, M., Pinyol J., Oller, P. (2016). The geological multi-hazard map of Catalonia. A user-friendly tool for land-use and management risk. In: S. Aversa, L. Cascini, L. Picarelli, C. Scavia (Editores) *Prooccedings of the 12th International Symposium on Lanslides*, 12-19 June 2016. Naples, Italy.CRC Press 2016. pp 999–1002. ISBN: 978-1-138-02988-0.
- Hanks, T.C., Kanamori, H. (1979). A moment magnitude scale. *Journal of Geophysycal Research*, 84, B5, pp 2348-2350, DOI: 10.1029/JB084iB05p02348.
- ICGC, 2017. Criteris bàsics per a la realització de l'Estudi d'Identificació de Riscos Geològics (EIRG). Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya, versión Junio 2017.
- ICGC, 2021. Guia per l'elaboració d'Estudis d'Identificació de Riscos Geològics per a urbanisme (EIRG). Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya, código AP-0001/21, versión Abril 2011.
- IGC, 2011. Criteris bàsics per a la realització de l'Estudi d'Identificació de Riscos Geològic (EIRG). Institut Geològic de Catalunya, versión Abril 2011.
- Jakob, M. (2005). A size classification for debris flows. Engineering Geology, Vol. 79, pp 151-161.
- Janeras, M., Buxó, P., Marturià, J. (2022). How big is "big" in rockfall? Test of a magnitude scale feasibility. In: *Prooccedings of the 7th Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection*, 28-30 June 2022, Sapporo, Japans. *In press*.
- Marturià, J., Gonzalez, M., Pinyol, J., Barbera, M., Buxó, P., 2017a. The Role of ICGC on Urban and Territorial Planning: The Geological Hazard in Catalonia. In: M. Mikos, B. Tiwari, Y. Yin, K. Sassa (Editors), *Advancing Culture of Living with Landslides*. WLF 2017. Springer, pp. 891-898.
- Marturià, J., Janeras, M., Buxó, P., 2017b. Suport a la planificació territorial i urbana en matèria de riscos geològics. *Revista Catalana de Geografia*, IV época, Vol. XXII, Núm. 57. http://www.rcg.cat/articles.php?id=422
- McClung, D.M., Schaerer, P.A. (1980). Snow avalanche size classification. In: *Prooccedings of International Snow Science Workshop*, Vol. 3, No. 5, pp 12-30.
- Moner, I., Orgué, S., Gavaldà, J., Bacardit, M. (2013). How big is big: results of the avalanche size classification survey. In: *Prooccedings of International Snow Science Workshop*, Grenoble Chamonix, France, pp 242-246.
- Oller, P., González, M., Pinyol, J., Barberà, M., Martinez, P. (2011). The geological hazard map of Catalonia 1:25.000. A tool for geohazards mitigation. In: *Prooccedings of the Second World Landslide Forum*, 3-7 October 2011, Rome, Italy. pp 473-480.

EVIDENCIAS SOBRE LA DINÁMICA DE PROPAGACIÓN DE LOS DEBRIS AVALANCHES DE TENTENIGUADA Y ABONA, ISLAS CANARIAS, A PARTIR DEL ANÁLISIS SEDIMENTOLÓGICO

Symeon MAKRIS ⁽¹⁾, Matteo ROVERATO ⁽²⁾, Alejandro LOMOSCHITZ ⁽³⁾*,

Paul COLE ⁽¹⁾ e Irene MANZELLA ⁽⁴⁾

(1) School of Geography, Earth and Environmental Science University of Plymouth, Plymouth, UK symeon.makris@plymouth.ac.uk

- (2) Department of Earth Sciences, University of Geneva, Switzerland matteoroverato1809@gmail.com
- (3) Grupo de Geología Aplicada y Regional, GEOGAR Instituto de Oceanografía y Cambio Global, IOCAG Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, España <u>* alejandro.lomoschitz@ulpgc.es</u>

 (4) Department of Applied Earth Sciences (AES),
 Faculty of Geo-Information Science and Earth Observation (ITC), University of Twente, The Netherlands irene.manzella@plymouth.ac.uk

RESUMEN

En este trabajo, se han examinado dos depósitos de debris avalanche (en adelante, DA) de las Islas Canarias, denominados Tenteniguada DA, al Este de Gran Canaria, y Abona DA, al Sudeste de Tenerife. Si bien se sitúan en islas próximas, se produjeron en distintas situaciones, con diferentes procesos desencadenantes, dimensiones y materiales, y sus depósitos sugieren una reología de propagación diferente. En verano de 2021 se realizó un estudio detallado de los depósitos, con un mapeo de facies, de la distribución textural interna y de su sedimentología. Se han empleado técnicas de fotogrametría para generar modelos 3D de alta precisión de los afloramientos y se han establecido ventanas de muestreo para cuantificar la distribución de facies. Los datos obtenidos permiten evaluar los efectos de estos grandes deslizamientos sobre las propiedades de los materiales, del substrato y su geometría, y definir aspectos distintivos de la dinámica de los debris avalanches.

1. INTRODUCCIÓN

Los *debris avalanches* (DA) son extensos deslizamientos caracterizados por largos desplazamientos y alta movilidad de transporte, que presentan alto riesgo para las poblaciones próximas a volcanes.

Los DA involucran volúmenes importantes de rocas (de 0,2 a 20 km3) que son trasportados a gran velocidad (50-70 m/s en el caso de 1980 del Mount St. Helens, Washington) (Voight et al., 1983) y recorren en pocos minutos distancias de kilómetros a decenas de kilómetros. Aunque la mayoría de los DAs ocurren en laderas de volcanes activos (Siebert 1984; Voight 2000), no se desencadenan necesariamente por la actividad volcánica, y pueden iniciarse por actividad sísmica o por la desestabilización de una ladera debido a lluvias o al debilitamiento de laderas o taludes compuestos por materiales volcánicos (Belousov et al. 1999; Capra et al. 2002; Lomoschitz et al. 2008).

Una vez activados, los mecanismos de transporte y depósito son complejos y en detalle las estructuras internas de los depósitos son de difícil interpretación. Esto hace que cada depósito, salvo algunas características comunes, sea muy diferente a los otros.

Aunque se han propuesto varias teorías sobre su excesivo recorrido de transporte (*runout*) y los mecanismos que posibilitan su gran movilidad, hay cuestiones que son controvertidas y están aún sin resolver (Banton et al. 2009; Davies and McSaveney 2012). La dificultad que tienen los modelos y conceptos teóricos para incluir las observaciones de campo, sobre la sedimentología y estructuras internas de los DAs, las convierten en un factor principal para reducir esta separación (Johnson et al. 2014; Perinotto et al. 2015). Por consiguiente, se requiere un mejor conocimiento de los depósitos de DA, en orden a contribuir al desarrollo de modelos referidos a la cinemática y dinámica de la propagación y emplazamiento de los DAs, que sean consistentes con la morfología y estructura de sus depósitos (Cruden and Varnes 1996; Pudasaini and Hutter 2007; Shea and van Wyk de Vries 2008). En este sentido, trabajos recientes (Dufresne and Dunning 2017; Makris et al. 2020) han destacado la importancia de realizar estudios de campo detallados, que permitan una mejor identificación de las facies y de la distribución interna de los depósitos.

2. ANTECEDENTES

Esta comunicación pretende ser un breve anticipo de los trabajos de investigación que está llevando a cabo el primer autor de este trabajo, con el objeto de obtener el título académico de doctor (PhD). Al tratarse de una investigación en curso, por el momento no es posible presentar resultados concretos ni definitivos. Los demás investigadores que le acompañan en sus trabajos proceden de diversas especialidades (Geología, Volcanología e Ingeniería Geológica), cuyas tareas son de ayuda en los trabajos de campo, de redacción y de dirección de la tesis doctoral.

Inicialmente, se estuvieron explorando diversos depósitos de DA en países de Centroamérica, principalmente en Méjico y El Salvador, relacionados con la actividad volcánica o volcanotectónica de diversos volcanes. Posteriormente, se exploraron también otros posibles casos de DA en las Islas Canarias, España, que por sus características pudieran ser objeto de estudio.

Finalmente, orientamos nuestros trabajos al estudio de dos DAs de Canarias que, si bien habían sido caracterizados previamente por otros autores, permitían realizar un estudio desde otros puntos de vista, aplicando métodos complementarios. En concreto, son: 1) el DA de Tenteniguada, en la isla de Gran Canaria, estudiado previamente por Lomoschitz et al. (2008), cuyo trabajo fue publicado en la revista *Landslides*; y 2) el DA de Abona, en la isla de Tenerife, estudiado previamente por Dávila Harris et al. (2011), cuyo trabajo fue publicado en la revista *Geology*.

Se ha planteado como objetivo investigar los procesos de propagación y emplazamiento del DA de Tenteniguada, y evaluar los factores que controlaron el comportamiento del material. La propagación hace referencia al colapso inicial y a la aceleración de la masa deslizada. Mientras que el emplazamiento hace referencia a la deceleración final y deposición ultima del material (Paguican et al. 2021). En el campo, la cartografía de facies se realizó al principio, con el fin de identificar la distribución de facies, texturas y estructuras internas a lo largo del depósito. Esto permitió tener una visión general de la estructura del depósito, y de su evolución longitudinal y vertical, según el método de Bernard and van Wyk de Vries (2017). Después que los afloramientos han sido identificados y caracterizados, hemos examinado la estructura interna del depósito, su estratigrafía y composición litológica, a diferentes escalas. Estas características y su distribución permiten la evaluación de los procesos representados por las diferentes facies y características (Dufresne and Dunning 2017).

3. EL DEBRIS AVALANCHE DE TENTENIGUADA, GRAN CANARIA

El cuerpo del depósito de DA Pleistoceno de la cuenca de Tenteniguada tiene una longitud de 7.1 km y se ha estudiado a partir del trabajo de Lomoschitz et al. (2008) (**Figuras 1 y 2**).







Este depósito se encuentra bien preservado porque fue cubierto por coladas lávicas de basanitas de ca. 276 ka (ka: miles de años), que a través de conductos verticales atravesaron el depósito y se extendieron por encima. El interior del depósito es visible a lo largo del Barranco de San Miguel y en pequeños barrancos tributarios del mismo, pues la erosión lineal ha encajado el curso fluvial dejando expuestos varios tramos del depósito, desde su cabecera, próxima al pueblo de Tenteniguada, hasta su pie, en las casas de Tecén y bajo el barrio de La Barrera.

El depósito tiene facies y estructuras internas distintivas de un *debris avalanche*. Incluye facies de bloques y facies rica en matriz, y superiormente muestra una paleotopografía característica con formas alomadas tipo *"hummocky"* distinguible en su contacto con las lavas de basanita superiores. En este trabajo, se usa el término *"matrix-rich facies"* (Roverato et al., 2011), es decir, facies rica en matriz, en vez del término *"matrix facies"* (Lomoschitz et al., 2008), facies de matriz, porque el material no está siempre completamente mezclado según lo definió Glicken (1991). En cambio, se ha observado un grado variable de mezcla, entre la matriz y los fragmentos.

La existencia de estructuras internas propias de *debris avalanches* volcánicos puede atribuirse a los materiales volcánicos involucrados en el deslizamiento, más que a una erupción volcánica como factor desencadenante. Los factores condicionantes del movimiento pudieron ser estructurales e hidrogeológicos. Por un lado, estructurales, por la presencia de antiguos domos volcánicos de fonolitas, muy resistentes, que se disponen en el contorno del escarpe superior de deslizamiento y, por otro lado, por la confluencia de una reducción de esfuerzos en las rocas, una disminución de la presión efectiva, la erosión activa en la base del barranco y la elevación del nivel freático durante episodios húmedos del Pleistoceno.



Figura 2. Sección longitudinal W-E del debris avalanche de Tenteniguada, Gran Canaria. La sección transversal (B-B') muestra los deslizamientos rotacionales (tipo *slump*) que, con base en el barranco actual, afectan a la parte distal del depósito (Lomoschitz et al., 2008).

Lomoschitz et al. (2008) sugieren que el posible factor desencadenante del deslizamiento pudo ser un terremoto volcánico o tectónico, proveniente de algún lugar próximo.

4. EL DEBRIS AVALANCHE DE ABONA, TENERIFE

Dávila Harris et al. (2011) cartografiaron el extenso depósito de *debris avalanche* que atravesó todo el territorio del actual municipio de Granadilla de Abona, en dirección S-SE, desde el borde de la Caldera de Las Cañadas hasta la costa (≤ 15 km) ocupando un amplio sector del SE de Tenerife, y luego adentrándose en el mar (**Figura 3**).



Figura 3. Mapa del depósito de debris avalanche de Abona, sur de Tenerife. A: La posición aproximada del escarpe de colapso orientado hacia el SE es inferida por la distribución del deslizamiento y de las litologías de los bloques líticos. Curvas de nivel cada 200 m. B: Deslizamientos gigantes del volcán Cañadas, Tenerife (Dávila Harris et al., 2011).

El depósito inicialmente fue descrito como brechas de debris-flow (Bryan et al., 1998) y su posición estratigráfica fue establecida con posterioridad (Brown et al., 2003). El depósito se encuentra dentro de la Formación Helecho del grupo Bandas del Sur, un manto de depósitos piroclásticos que se extiende sobre el flanco sur del volcán Cañadas (Brown et al., 2003) que, en términos generales, se correlaciona con el "Upper Group" de la pared de la Caldera de Las

Cañadas, que incluyen las Formaciones Ucanca, Guajara y Diego Hernández de Martí et al. (1994). Así mismo, la Formación Helecho es una unidad eruptiva delimitada superiormente por un paleosuelo que cubre la Formación Moradas y es subyacente a las Formaciones Lomo Blanco y Arico.

El depósito de debris avalanche, denominado "Abona Member" por Dávila Harris et al. (2011) tiene una edad de ca. 735 ka (ka: miles de años), se encuentra por encima de una ignimbrita Predebris avalanche y debajo de una ignimbrita Post-debris avalanche y una capa de pumitas de génesis pliniana.

El depósito está constituido por una brecha heterolítica masiva, muy pobremente seleccionada, de ≤ 50 m de espesor. Los extensos y diseminados afloramientos sugieren que el depósito cubrió todo el sector S-SE de la isla de Tenerife. En él se encuentran preservadas las texturas típicas de debris avalanche, con facies de bloques y facies mixtas, con bloques y matriz, descritas por Glicken (1998) en los depósitos del Monte St. Helens, Washington, USA.

La facies de bloques comprende dominios, conocidos como "debris-avalanche blocks", de ≤ 12 m de tamaño, cada uno de ellos compuestos por una brecha monolitológica y esqueleto-soportada y localmente envuelta, de forma subordinada, por una matriz de grano fino, heterolítica. Cada bloque de debris avalanche incluye clastos angulosos de tamaño ≤ 2 m, de idéntica litología, así como gravas en estado fresco, o hidrotermalmente alteradas, piroclastos y rocas intrusivas.

La facies rica en matriz constituye una brecha heterolítica muy pobremente seleccionada, con clastos líticos subangulosos, de pocos decímetros a 6 m de tamaño. En este trabajo, se usa el término "*matrix-rich facies*" (Roverato et al., 2011), es decir, facies rica en matriz, en vez del término "*mixed facies*" (Dávila-Harris et al., 2011), facies mixtas o mezcladas, porque el material no está siempre completamente mezclado según lo definió Glicken (1991). En cambio, se ha observado un grado variable de mezcla, entre la matriz y los fragmentos.

Los clastos, de varias litologías volcánicas, están soportadas por una matriz arenosa fina. Esta facies indica fracturación, rotura y mezcla de bloques previas al debris avalanche, particularmente en los de litologías más blandas. Además, una estratificación discontinua, difusa y local, y una sutil imbricación de clastos indican roturas laminares de cizalla durante la deposición.

La importancia de este depósito radica en que constituye un caso excepcional de debris avalanche, que ha podido ser datado con gran precisión (Dávila Harris et al., 2011) y que además preserva evidencias de un factor desencadenante específico, que fue una erupción volcánica.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo, se han examinado dos *debris avalanches* de las Islas Canarias, denominados Tenteniguada DA, al Este de Gran Canaria, y Abona DA, al Sudeste de Tenerife. Si bien se sitúan en islas próximas, se produjeron en distintas situaciones, con diferentes procesos desencadenantes, dimensiones y materiales, y sus depósitos sugieren una reología de propagación diferente. En verano de 2021 se realizó un estudio detallado de los depósitos, con un mapeo de facies, de la distribución textural interna y de su sedimentología. Se han empleado técnicas de fotogrametría para generar modelos 3D de alta precisión de los afloramientos y se han empleado ventanas de muestreo para cuantificar la distribución de facies. Los datos obtenidos permiten evaluar los efectos de estos grandes deslizamientos sobre las propiedades de los materiales, del substrato y su geometría, y definir aspectos distintivos de la dinámica de los *debris avalanches*.

En el depósito de Tenteniguada DA el grado de desagregación es bajo, con grandes porciones del edificio volcánico original bien preservadas, además de su estratigrafía original, aunque desplazados por una deformación frágil. En contraste, Abona DA está mucho más desagregado. Bloques de igual litología están microfracturados y cataclástizados, y la estratigrafía original no está preservada. No hay evidencia de deformación frágil. El material, muy desmembrado, ha sido elongado y fluidificado por la expansión del flujo, alcanzando un extenso recorrido (>25 hasta la costa), sobre un substrato de pumitas. Inversamente, Tenteniguada DA no tuvo una transición completa de un deslizamiento a un flujo y no alcanzó un extenso recorrido (7,1 km) cuando se propagó a lo largo de un barranco fluvial activo.

Aunque los depósitos de DA tienen una compleja estructura interna, varios autores han examinado las características sedimentológicas y de estructura interna de los de'positos, evaluando sus procesos dinámicos, energéticos, de propagación y emplazamiento (por ejemplo, Smyth 1991; Glicken 1996; Roverato et al. 2015; Dufresne et al. 2016; Dufresne and Dunning 2017). Dichos trabajos permiten la reconstrucción de la historia pre- y sin-genética de un *rock avalanche* o *debris avalanche* (Dufresne et al. 2010). Por tanto, estos trabajos cubren el vacio que existia entre los modelos y conceptos teóricos y las observaciones de campo, de sedimentologia y estructura interna de los depósitos de rock/debris avalanche (Perinotto et al. 2015).

En conclusión, el estudio presente destaca que el examen detallado de campo, de las propiedades sedimentológicas, morfológicas y estructurales, es crucial para una completa comprensión de los mecanismos de propagación y emplazamiento de los *debris avalanches*.

REFERENCIAS

- Banton, J., Villard., P., Jongmans, D., Scavia, C., 2009. Two-dimensional discrete element models of debris avalanches: Parameterization and the reproducibility of experimental results. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 114:1–15.
- Belousov, A., Belousova, M., Voight, B., 1999. Multiple edifice failures, debris avalanches and associated eruptions in the Holocene history of Shiveluch volcano, Kamchatka, Russia. *Bulletin of Volcanology*, 61:324–342.
- Bernard, K., van Wyk de Vries, B., 2017. Volcanic avalanche fault zone with pseudotachylite and gouge in French Massif Central. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*. 347:112–135.
- Brown, R.J., Barry, T.L., Branney, M.J., Pringle, M.S., and Bryan, S.E., 2003. The Quaternary pyroclastic succession of southern Tenerife, Canary Islands: Explosive eruptions, related caldera subsidence and sector collapse. *Geological Magazine*, v. 140, p. 265–288.
- Bryan, S.E., Martí, J., and Cas, R.A.F., 1998, Stratigraphy of the Bandas del Sur Formation: An extracaldera record of Quaternary phonolitic explosive volcanism from the Las Cañadas edifi ce, Tenerife (Canary Islands). *Geological Magazine*, v. 135, p. 605–636.
- Capra, L., Macías, J.L., Scot,t K.M., et al., 2002. Debris avalanches and debris flows transformed from collapses in the Trans-Mexican Volcanic Belt, Mexico Behavior, and implications for hazard assessment. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 113:81–110.
- Cruden, D.M., Varnes D.J., 1996. Landslide types and processes. In Turner, AK and Schuster, RL (eds.), Landslides-Investigation and Mitigation. Washington DC, National Academy Press, *Transportation Research Board Special Report* 247, pp. 36-75.
- Davies, T.R. and McSaveney, M.J., 2012. Mobility of long-runout rock avalanches. *Landslides-types, mechanisms and modeling*. Edited by JJ Clague and D. Stead. Cambridge University Press, pp.50-58.
- Dávila Harris, P., Branney, M. J. and Storey, M., 2011. Large eruption-triggered ocean-island landslide at Tenerife: Onshore record and long-term effects on hazardous pyroclastic dispersal. *Geology*, *39* (10), 951-954.
- Dufresne A., Prager C., Bösmeier A., 2016. Insights into rock avalanche emplacement processes from detailed morpho-lithological studies of the Tschirgant deposit (Tyrol, Austria). *Earth Surface Processes and Landforms* 41:587–602.
- Dufresne, A. and Dunning, S., 2017. Process dependence of grain size distributions in rock avalanche deposits.

Landslides 14:1555–1563.

- Dufresne, A., Salinas, S., Siebe, C., 2010. Substrate deformation associated with the Jocotitlán edifice collapse and debris avalanche deposit, Central México. *Journal of Volcanology and Geothermal Research* 197:133–148.
- Glicken, H., 1991. Sedimentary architecture of large volcanic-debris avalanches. In Fisher, R.V., and Smith, G.A. (Eds.), *Sedimentation in Volcanic Settings: Spec. Publ.*—SEPM (Soc. Sediment. Geol.), 45:99–106.
- Glicken, H., 1996, Rockslide-debris Avalanche of May 18, 1980, Mount St. Helens Volcano, Washington: U.S. Geological Survey Open-File Report 96-677, 90 p. 5.
- Glicken, H., 1998, Rockslide-debris avalanche of May 18, 1980, Mount St. Helens Volcano, Washington. *Geological Survey of Japan Bulletin*, v. 49, pp. 55–106.
- Johnson, B.C., Campbell, C.S., Melosh, J.H., 2014. The reduction of friction in long runout landslides as an emergent phenomenon. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 300–316.
- Lomoschitz, A., Hervás, J., Yepes, J. and Meco, J., 2008. Characterisation of a Pleistocene debris-avalanche deposit in the Tenteniguada Basin, Gran Canaria Island, Spain. *Landslides*, Springer-Verlag, 5:227-234.
- Makris, S., Manzella, I., Cole, P., and Roverato, M., 2020. Grain size distribution and sedimentology in volcanic mass-wasting flows: implications for propagation and mobility. *International Journal of Earth Sciences*, 109(8): 2679-2695.
- Martí, J., Mitjavila, J., and Araña, V., 1994, Stratigraphy, structure, age and origin of the Cañadas Caldera (Tenerife, Canary Islands). *Geological Magazine*, v. 131, pp. 715–727.
- Paguican, E.M.R., Roverato, M., Yoshida, H., 2021. Volcanic Debris Avalanche Transport and Emplacement Mechanisms. In: Roverato M, Dufresne A, Procter J (eds) *Volcanic Debris Avalanches: From Collapse* to Hazard. Springer International Publishing, Cham, pp. 143–173.
- Perinotto, H., Schneider, J.L., Bachèlery, P., Le Bourdonnec, F.X., Famin, V. and Michon, L., 2015. The extreme mobility of debris avalanches: A new model of transport mechanism. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 120(12), pp. 8110-8119.
- Pudasaini, S.P., Hutter, K., 2007. Avalanche dynamics: dynamics of rapid flows of dense granular avalanches. Springer Science & Business Media.
- Roverato, M., Capra, L., Sulpizio, R., Norini, G., 2011. Stratigraphic reconstruction of two debris avalanche deposits at Colima Volcano (Mexico): Insights into pre-failure conditions and climate influence. *Journal* of Volcanology and Geothermal Research 207:33–46.
- Roverato, M., Cronin, S., Procter, J., Capra, L., 2015. Textural features as indicators of debris avalanche transport and emplacement, Taranaki volcano. *GSA Bulletin 2015* 127:3–18.
- Shea, T., van Wyk de Vries B., 2008. Structural analysis and analogue modeling of the kinematics and dynamics of rockslide avalanches. *Geosphere* 4:657–686.
- Smyth, M.-A., 1991. Movement and emplacement mechanisms of the Rio Pita Volcanic Debris Avalanche and its role in the evolution of Cotopaxi Volcano. *Aberdeen University, Thesis Ph D.*
- Voight, B., Janda, R.J., Glicken, H. and Douglass, P.M., 1983. Nature and mechanics of the Mount St Helens rockslide–avalanche of 18 May 1980. *Géotechnique*, 33, 243-273.

MODELIZACION RETROSPECTIVA DE UN GRAN PALEODESLIZAMIENTO DE LADERA RELACCIONADO CON LA DEGLACIACION EN LA SIERRA DE URBION, CORDILLERA IBERICA, ESPAÑA

Sanz de Ojeda. Pablo (1), Sanz Pérez, Eugenio (2), Galindo Airés, Rubén (3) y Sanz Riaguas, César (4)

 (1) Departamento de ingeniería y Morfología del Terreno
 Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y P. Universidad Politécnica de Madrid
 Pablo.sanzdeojeda@gmail.com

(2) Departamento de ingeniería y Morfología del Terreno Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y P. Universidad Politécnica de Madrid Eugenio.sanz@upm.es

 (3) Departamento de ingeniería y Morfología del Terreno
 Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y P. Universidad Politécnica de Madrid
 Rubenangel.galindo@upm.es

 (4) Desarrollos Logísticos y Fomento de Suelo S.L, (DELFOS), C/Narváez, 15, 28009 Madrid, Spain; csanz@grupodelfos.net

RESUMEN

Mediante un estudio de geomorfología glaciar y modelización retrospectiva de la estabilidad de las laderas, ha sido posible reconstruir y conocer el mecanismo de formación de un gran deslizamiento inducido por el retroceso del glaciar de la cara norte de los Picos de Urbión durante el último ciclo glaciar. Se trata de un deslizamiento rotacional de 150 Mm2 que involucró una capa de limolitas y arcillas wealdenses que afloraban en una de las vertientes del valle, y cuya geometría inicial fue modificada por la sobrexcavación de la lengua del glaciar, que llego a tener 140 m de espesor. La rotura se produjo al retirarse el apoyo de la lengua de hielo. La disposición estructural y el nivel freático alto también contribuyeron al deslizamiento.

1. INTRODUCCIÓN

Los movimientos de ladera en montañas afectadas por glaciarismo pueden estar fuertemente influenciados por el avance y, sobre todo, por el retroceso de los glaciares. Los avances del hielo por los valles excavan y provocan una descompresión en el macizo. Pero cuando el glaciar se retira, la ladera se queda sin apoyo del hielo, el valle es más profundo, las laderas excavadas más pendientes, y la descomprensión continua.

Aunque en la Cordillera Ibérica las sierras de la Demanda, Neila, Cebollera y Moncayo fueron afectadas por el glaciarismo pleistoceno, en la mayor parte de las veces eran glaciares de circo con iniciación de lengua con poca capacidad erosiva e incapaces de generar estos fenómenos. Solo existe un antecedente del caso que aquí se presenta (Sanz et al. 2017) donde se describe brevemente un ejemplo notable de deslizamiento asociado al retroceso del glaciar de 5 km de la cara norte de los Picos de Urbión.

Por otro lado, y como se sabe, la identificación, reconocimiento, inventario y estudio pormenorizado de estos movimientos nos pueden informan sobre los mecanismos de rotura y las causas que los generaron.

Cuando se hacen modelizaciones retrospectivas se tiene que recomponer como era la topografía inicial antes del deslizamiento, y en este sentido, la reconstrucción tridimensional de la topografía pre-deslizamiento ha sido realizada por varios autores utilizando diferentes metodologías y aplicando distintos criterios (por ejemplo: Strurzenegger et al., 2014, Sanz et al., 2020).

Los objetivos que se persigue en este trabajo son los siguientes:

- Caracterizar este gran deslizamiento desde el punto de vista geológico y geomorfológico
- Reconstrucción de la ladera original y, previa caracterización geomecánica de los materiales geológicos y condiciones hidrogeológicas, analizar la rotura mediante un adecuado modelo numérico a fin de Identificar los factores y las causas que han controlado el desarrollo del deslizamiento (back analysis).
- Integrar el proceso del deslizamiento de ladera dentro del contexto de paleo evolución y deglaciación del glaciar de los picos de Urbión.

2. METODOLOGÍA

La metodología que se ha seguido ha sido la siguiente:

• Levantamiento de una cartografía geomorfológica y geológica a escala 1:5.000 realizada mediante interpretación de fotografía aérea, y a un intenso reconocimiento de campo. Los trabajos de campo han incluido la descripción en detalle de las características morfológicas de la masa deslizada y de las formaciones superficiales de origen glaciar asociadas en las proximidades y que están relacionadas en su origen.

- Para conocer las condiciones hidrogeológicas actuales del deslizamiento, se ha realizado un inventario de los puntos de agua existentes (manantiales, y arroyos con agua permanente, así como corrientes y puntos de agua efímeros y sumideros dentro de la zona deslizada y su entorno).
- Se ha propuesto una metodología para reconstruir la topografía predeslizamiento en 3D
- Recreada la topografía inicial antes del deslizamiento ha sido posible obtener una adecuada predicción de la realidad mediante un modelo 3D usando el programa de cálculo geotécnico FLAC 3D afín de identificar las posibles causas y factores que han intervenido en él.

3. DESCRIPCIÓN DEL SITIO

3.1. Área del sitio

La Sierra de Urbión forma parte del sector noroeste de la Cordillera Ibérica. Es una de las sierras más elevadas del Sistema Ibérico, en el norte de España, alcanzando su máxima altitud a 2.228 m s.n.m. Esta sierra hace de divisoria de aguas entre la cuenca del rio Duero y la del rio Ebro. Hacia el Este continua con la Sierra de Cebollera, y al Oeste por la Sierra de Neila, ambas con cumbres un poco por encima de los 2000 m.

El clima es mediterráneo de montaña, con tendencias húmedas. La precipitación media anual probablemente está por encima de 1500-1600 mm en la divisoria principal, cayendo principalmente en primavera e invierno.

La sierra de Urbión fue afectada por el glaciarismo pleistoceno, que en el valle de la cara norte que aquí se estudia dejó valles en artesa de hasta 5 km de longitud (Figura 1), descendiendo el glaciar hasta 1270 m s.n.m

3. 2. Geología del sustrato

La arquitectura general de la Sierra de Urbión se resuelve en una gran cuesta cuya estructura está determinada por la inclinación suave y generalizada de la serie estratigráfica hacia el Sur, con buzamientos variables entre 9º y 20º. El frente de la cuesta se orienta hacia el norte, que es donde afloran las capas más antiguas. Así, subiendo por el valle del rio Urbión, desde donde terminaba el glaciar hasta los Picos de Urbión en dirección norte-sur, se encuentran los siguientes tipos de terrenos dispuestos de más antiguos a más modernos IGME, 1978 (Figura 1): cuarcitas del Cámbrico, sobre las que se apoya en discordancia areniscas, conglomerados, margas y arcillas del Triásico.

Encima aparece una secuencia calcárea jurásica constituida por unos 350 m de carniolas, calizas y calizas dolomíticas (23). Estos afloramientos paleozoicos, triásicos y jurásicos se extienden casi únicamente por la vertiente septentrional. Encima del Jurásico marino calcáreo y en suave discordancia se sitúan los grupos Tera, Oncala y Urbión, pertenecientes a la facies "Purbeck-Weald", y que están constituidos primeramente por la unidad (22) formada por arcillas y limolitas moradas y areniscas. Tiene una potencia en la zona del deslizamiento de 160 m, pero es muy variable y también puede presentar

cambios laterales de facies. Esta es la unidad donde se ha producido el deslizamiento. Encima se distingue la unidad (21) donde hay una potente serie de hasta 500 m de alternancia de estratos de areniscas, conglomerados y margas, y que es más competente que la anterior. Termina con la unidad (20) en las cumbres de Urbión, formado por un nivel muy duro de conglomerados cuarcíticos, masivo, de 80 a 200 m. de espesor, que da lugar a las cornisas y resaltes rocosos cimeros.

En la zona del deslizamiento, los contactos geológicos de las capas (23)-(22)-(21) son paralelos, con dirección este-oeste, y buzan unos 30° al sur; el contacto (22)-(23) se flexiona disminuyendo el buzamiento hacia el norte hasta 10°.

3. 3. Geomorfología y formaciones superficiales ligadas al glaciarismo cuaternario del valle del rio Urbión (Figura 1)

Antes del Cuaternario, estos macizos se modelaron con formas suaves y vertientes regularizadas, definiéndose una línea de cumbres hacia los 2.000 m. que no queda tan claramente manifiesta como en vecina sierra de Cebollera. Posteriormente se instaló un glaciarismo en los tramos más elevados de los valles, acomodándose al relieve preexistente. En Urbión, la especial morfología en cuesta suave de gran altitud del núcleo cimero, la orientación de la Sierra, y la mayor influencia, como en Neila, de las masas húmedas procedentes del Noroeste, determinaron el desarrollo de glaciares alpinos de cierta envergadura en las laderas Norte y Este (Sanz Pérez, 2005). La orientación en umbría y la sobrealimentación nival por efecto de la ventisca favoreció la acumulación y conservación del hielo.

El circo se subdivide a su vez en otros dos cuencos; el occidental es mayor y está más excavado que el oriental, que presenta laderas más suaves. Aquel estaba mejor alimentado por la ventisca y debía ser el motor y principal productor de hielo glaciar. En medio de los dos, se ha conservado a la cota 1.900 m un depósito correspondiente al arranque de la morrena central, originada por la unión de las dos lenguas. En el circo izquierdo (llamado Alborta), donde está situada la Laguna de Urbión, se observa una morrena de fondo de gran extensión que contiene bolos y bloques heterométricos, algunos de ellos de gran volumen. Unos 800 m más abajo hay un ombligo de sobreexcavación labrado en el substrato, así como algunos pequeños depósitos de morrenas de fondo.

En el circo izquierdo aparecen huellas erosivas y de sedimentación correspondientes a glaciares marginales. Quedan vestigios de morenas de nevé en la ladera izquierda, una en forma de arco, y otra superior más rectilínea. Se conserva muy fresca la morena de la Laguna de Urbión, de gran envergadura, con dos arcos correspondientes a sendas pulsaciones de retroceso. Hay grandes bloques transportados por el hielo.

El valle presenta un perfil en "U" muy característico, asimétrico, pues las laderas de la margen izquierda han soportado la acción de neveros que alimentaban el glaciar por este lado. En la ladera derecha, a la cota \pm 1.700 m., hay tres retazos alineados de morrena laterales. También en la ladera izquierda se puede seguir la morrena lateral, aunque está más alta que la de la derecha. Ello evidenciaría la asimetría de la lengua glaciar, con una pendiente transversal hacia la derecha de 10°.

En general, el valle pierde su típica forma en "U" aguas abajo de los 1.580 m.

Como se ha dicho, al máximo avance del glaciar corresponden varios retazos de morrenas laterales situadas a ambas laderas de la parte baja del valle, tres en la derecha (1.700, 1.655 y 1.625) y una en la izquierda (1.645 m.)

La terminación del glaciar no presenta morrenas terminales, pero se puede reconocer en la topografía por la huella de erosión labrada en el valle por la lengua. Así, hacia la cota 1.270 m, cambia el perfil del valle de laderas más o menos cóncavas a laderas rectilíneas. Esto debe interpretarse como un argumento de apoyo, aunque son la existencia de dichas morrenas laterales colgadas las pruebas concluyentes de la verdadera extensión del glaciar.

4. RESULTADOS

4.1. Características y dimensiones del deslizamiento de ladera

Las características de este movimiento de tierra corresponden a un gran deslizamiento de tipo rotacional que afecta a las arcillas y limolitas de la unidad (22). Este escarpe abarca todo el ancho de afloramiento de la unidad (22), y aprovecha al contacto con las calizas al norte (23) y el de las areniscas (21) al sur. El deslizamiento se prolonga 1,2 km de longitud hasta el rio, y la masa removida se expande hacia abajo con una anchura media de unos 600 m. La superficie es de unos 0.7 Km². Como la profundidad de la superficie de ruptura es de unos 200 m, este deslizamiento involucra en torno a 150 Mm³

Las principales dimensiones del deslizamiento de tierra se resumen en la Tabla 1. El material movilizado está constituido principalmente por una masa revuelta de limolitas y arcillas, pero también hay fragmentos y bloques de arenisca.

4.2. Reconstrucción de la topografía anterior al deslizamiento

El análisis retrospectivo de un deslizamiento mediante su modelización matemática requiere el conocimiento de la topografía y geología anterior al mismo. Se propone una metodología para reconstruir la topografía predeslizamiento en 3D que se aproxima con suficiente detalle a los fines propuesto.

Los pasos razonados que se han seguido para la reconstrucción del perfil topográfico y geológico son los siguientes (ver Figura 2):

1º. Primeramente, se parte de dos certezas: una, la rotura del deslizamiento afecto exclusivamente a la formación de arcillas y limolitas (unidad 22), y queda limitado hacia la base, por la presencia de las capas duras de las calizas (contacto 22-23) al norte y en profundidad. La segunda certeza es que el deslizamiento se ha producido en algún momento del retroceso del glaciar durante la deglaciación. Ello es evidente ya que la morrena lateral colgada que se conserva junto al deslizamiento ha sido cortada por este.

El que la ladera se mantuviera estable con su pendiente natural antes de la glaciación es muy interesante desde el punto de vista geotécnico, ya que nos informa del ángulo de estabilidad mínimo. Este ángulo es de 14º y es el que tiene las laderas del valle por encima de las morrenas laterales no afectadas por la excavación glaciar y que se

conservan muy bien.

2º. La reconstrucción de la topografía del valle preglaciar no es difícil ya que esta se conserva bastante bien en la parte alta de las laderas no afectadas por la erosión del glaciar. Se trata de una pendiente regularizada y constante de unos 14º que, prolongada para ambas laderas hacia abajo sale una cota del fondo del valle preglaciar en este sector donde se sitúa el deslizamiento (hacia los 1600 m) (Figura 2-A)

3º. Pero a nosotros nos interesa conocer la topografía y la geología justo antes de producirse el deslizamiento, como resultado de la excavación del valle prexistente por parte del glaciar.

Así, se han extrapolado las curvas de nivel de las laderas de ambos lados del deslizamiento, tanto de las laderas por encina de las morrenas laterales no afectadas por la erosión glaciar de unos 14º de pendiente, como de las laderas por debajo de las morrenas, de unos 40º de pendiente. El límite para la extrapolación de ambas pendientes viene impuesto por la deducción de la situación de la máxima extensión del hielo glaciar según la localización de las morrenas laterales. También se ha tenido en cuenta que el eje del fondo del valle anterior al deslizamiento estaba situado unos 250 m al oeste del actual, ya que el movimiento en masa lo invadió y desplazo el rio hacia el Este.

Para reconstruir la geología del sustrato en el valle, se ha utilizado el método de acotados dibujando los contactos geológicos 22-23 y 22-21 en la topografía preglaciar, para lo que se han aprovechado los afloramientos y buzamientos actuales (Figura 2-B)

4º. Reconstrucción de la topografía durante el retroceso del glaciar del Pico de Urbión Aunque lo lógico era pensar que la ladera rompiera hasta la completa desaparición del glaciar, anulado el efecto muro-cuña del hielo en el pie de la ladera, se han querido simular las situaciones intermedias en el retroceso del glaciar para agotar todas las posibilidades. Así, en la Figura 2- D se representan a modo de ejemplo, la topografía en el retroceso glaciar considerando un espesor de la lengua de hielo de 40 m y manteniendo la topografía del fondo constante.

En la Figura 3 se representan dos cortes geológicos a lo largo del deslizamiento donde se puede observar que prácticamente toda la unidad (22) ha sido movilizada hasta la base de las calizas, límite de la rotura en profundidad, y la cual ha sido sobrepasada en el pie del deslizamiento. El buzamiento relativamente a favor de la ladera ha contribuido al deslizamiento.

Cara a la modelización retrospectiva, y teniendo en cuenta todas estas consideraciones, se han reconstruido las configuraciones geométricas hipotéticas antes del deslizamiento. De esta manera las condiciones de deslizamiento pueden ser reproducidos cuando se realiza un análisis de estabilidad partiendo de la geometría original.

4. 3. Contexto hidrogeológico

En la zona del deslizamiento en concreto, apenas hay manantiales al pie de este, y el rio

Urbión en este tramo ni es ganador ni es perdedor. El resto del deslizamiento es relativamente húmedo. Es muy posible que la masa deslizada tenga drenaje subterráneo hacia las calizas de abajo sobre la que se apoya en gran parte. Este buen drenaje subterráneo ha debido influir en la estabilidad del deslizamiento una vez que se formó.

Los manantiales importantes están sin embargo arriba, donde brotan dos fuentes de 1 l/s cada una en estiaje a la cota 1720 m, y que da origen a un arroyo que circula por el cauce de un torrente, filtrándose en los sedimentos de su cono aluvial (Figura 2-D).

Estos brotes deben estar relacionados con la presencia de un nivel de areniscas intercalado entre las arcillas y limolitas del sustrato. En todo caso, nos está indicando que el nivel freático está ligado al sustrato y es alto, con un gradiente hidráulico que sigue la pendiente de la ladera. Esto es muy significativo para conocer las causas del movimiento de ladera, ya que al conservarse hasta la actualidad la misma situación del freático en cabecera, en realidad nos está haciendo ver la importancia que el freático debió tener. De hecho, la zona de los brotes coincide con un deslizamiento menor.

4.5. Caracterización geotécnica de los materiales involucrados.

4. 5. 1. Interpretación geotécnica de la geomorfología del lugar

Aparte de los ensayos de laboratorio sobre muestras representativas de la unidad deslizante (22), hay una lectura geotécnica de la geomorfología de la zona del deslizamiento:

- A. La ladera de la unidad (22) antes de producirse el deslizamiento era estable con 300 m de desnivel y 14 º de pendiente.
- B. El deslizamiento se produjo con una altura de ladera de 375 m y una pendiente en la mitad superior (250 m) de 14º y de 40º en la mitad inferior (150 m), aproximadamente.
- C. Las morrenas laterales se han conservado estables miles de años como rellenos a media ladera de 140 m de altura con pendiente de 40°. La única zona donde no se ha conservado estable es cuando se apoyaba sobre la unidad (22).

4. 5. 2. Inferencias de las características geotécnicas de la unidad de limolitas.

Estos materiales de limolitas y areniscas correspondientes al Grupo Tera muy cerca del contacto con las calizas del Jurásico marino han sido ensayados de manera detallada en la cimentación de la presa de Castrovido en el rio Arlanza, Burgos (Alonso y Pinyol, 2009). De aquí es de donde se tomaron los datos, gracias a que corresponden a la misma localización estratigráfica.

4.5. Back análisis

Una vez recreada la topografía previa a la falla, se estudió su estabilidad mediante un modelo 3D con el software Fast Lagrangian Analysis of Continuous (FLAC) 3D, un software desarrollado para el cálculo geotécnico por el grupo ITASCA.

Todos los materiales están modelados con un criterio de falla de Mohr-Coulomb, con parámetros asignados de acuerdo con la Tabla 2, donde se han utilizado los valores

promedio propuestos por (Alonso y Pinyol, 2009), para las areniscas y calizas. La menor resistencia corresponde a las lutitas, donde la inestabilidad es predecible y las características geotécnicas que se han considerado corresponden al intervalo de estudio de la investigación geotécnica referenciada. Por lo tanto, es recomendable realizar un análisis de sensibilidad para estudiar la estabilidad global con diferentes parámetros geotécnicos que definen el nivel de lutitas.

Para el análisis se considera un análisis de sensibilidad variando los parámetros de resistencia de la unidad geotécnica de lutitas. Ha sido necesario reducir la cohesión a valores de 20 kN/m2 y ángulos de fricción de 24° para inducir la rotura. Un valor más bajo de cohesión para este material es difícilmente realista como se mencionó anteriormente. Como se puede analizar, estos valores son consistentes con los estudiados por (Alonso y Pinyol, 2009). La Figura 4 muestra la superficie de falla 3D obtenida donde se aprecia claramente la extensión del deslizamiento.

Como se puede observar en la Figura 5, la rotura se produce en el cuerpo de las lutitas, siendo claramente circular y estando delimitado en la cabecera por la zona más alta (donde probablemente se ubicaron las grietas de tracción en el cambio de nivel, y se desarrolló un escarpe principal) y en el pie por el glaciar. Esta simulación numérica es consistente con la masa movilizada deducida de la inspección del campo visual y la morfología del talud actual.

Este análisis muestra que el retroceso del glaciar es un punto clave para desencadenar la ruptura:

(a) su formación erosionó y dio forma al valle, pronunciando la pendiente del pie de la pendiente; (b) su retroceso en la fase de desglaciación fue liberando el pie previamente erosionado hasta controlar la salida del círculo de falla. El nivel de retroceso del glaciar en el que se produjo la rotura es ciertamente variable dentro de un rango razonable. Sin embargo, lo que se puede deducir de la modelación numérica es que, para obtener, por retroanálisis, parámetros razonables con las propiedades geomecánicas manifestadas en las lutitas, es necesario su retroceso a profundidades intermedias: (a) la consideración del deslizamiento a máxima altura del glaciar es no razonable, induciendo un mecanismo de falla que no es consistente con la topografía actual; (b) por su parte, la situación de estabilidad sin glaciar implicaría condiciones geomecánicas en el modelado muy superiores a las esperadas, que no son razonables

5. DISCUSIÓN

5. 1. Mecanismo de rotura del Paleodeslizamiento de ladera dentro de la evolución y deglaciación del glaciar de los Picos de Urbión

El glaciar de la cara norte de los Picos de Urbión tuvo una longitud en su máximo avance de casi 4.8 km, y una superficie blanca de 3.9 km². Se prolongaba desde los aproximadamente 2.200 m hasta los 1.270 m, que es donde terminaba.

Hay que considerar por tanto la presencia del nivel freático, cuyo efecto es muy importante en la estabilidad de la ladera. El nivel freático conectaba hidráulicamente con el glaciar, de comportamiento ganador, como un rio, e iba descendiendo con el tiempo acorde descendía la cota del hielo de la lengua

La modelización ha demostrado que la ladera perdió su estabilidad durante algún momento del retroceso glaciar, que le servía de apoyo. La geometría de la ladera, desaparecido el glaciar, era muy distinta a la del valle preglaciar: el desnivel había aumentado de 300 a 375 m como se ha dicho, y la pendiente en los 150-170 m de la parte inferior de la ladera había pasado de 14º a 40º.

Se produjo una rotura circular en cabecera, acomodándose al margen de libertad de los contactos de base y techo, hasta llegar en profundidad a las calizas, como piso resbaladizo pero que no puede romper. La masa de tierras incluyo el nivel 22 y la morrena lateral que estaba encima. En profundidad, y tal como muestra la modelización, la rotura llego hasta las calizas. La presencia de este límite de la capa de calizas en profundidad impidió que se formara un deslizamiento rotacional más profundo con rotura por debajo de la superficie topográfica del fondo del valle, aumentando la fricción y disminuyendo el movimiento de la masa

El glaciar siguió su retroceso y quedó estabilizado temporalmente al sobre montar el glaciar el escalón topográfico situado a 1.600 m., que es donde se pensaba que terminaba el glaciar. Este estancamiento supuso que el glaciar formase morrenas laterales, bien desarrolladas a la izquierda y mal a la derecha. Durante las fases de montaña, el glaciar se relegó a tres o cuatro neveros alojados en la umbría del circo grande, siendo el mayor el que ha cerrado la laguna de Urbión.

Nos interesa indicar que es posible que el rio circulara por encima del pie del deslizamiento en un primer momento, pero se fue encajando en el contacto entre este y la ladera derecha entre unos 20 a 25 m formando un perfil en V y en un escarpe a lo largo del pie del deslizamiento. Lo mismo ocurrió con el cono aluvial asociado, que también presenta un escarpe de esa altura respecto al cauce actual del rio. Este escarpe nos indica, por un lado, la relativa antigüedad de estos dos procesos y, por otro, el que el movimiento parece que está estabilizado.

6. CONCLUSIONES

Los estudios retrospectivos de paleodeslizamientos dormidos de ladera interesan en geología aplicada para conocer su estabilidad ante situaciones nuevas de origen antrópico (incidencia de una excavación, un nuevo embalse, etc.). Pero también interesan, tal como se ha mostrado en este trabajo, para ayudar a conocer los detalles de cómo se pudo realizar la evolución geomorfológica durante la deglaciación de las montañas. La aplicación de la modelización retrospectiva para estos estudios científicos sin grandes presupuestos o con dificultad de acceso para la realización de prospecciones (sondeos, por ejemplo) es posible en muchos casos si se cuenta con una buena cartografía geológica y geomorfológica, un intenso trabajo de campo y toma de muestras representativas. Se trata de aprovechar todas las evidencias que ofrece el campo y el modelo conceptual geológico,

tal como valorar el significado geotécnico de las formas del relieve. O la reconstrucción por acotados de la geometría y de la geología antes de producirse el deslizamiento. Para ello siempre hay que tener en consideración la historia geomorfológica del glaciar y los principios geológicos.

8. FIGURAS





1- Borde de circo glaciar; 2- Escarpe de excavación glaciar y ombligo de excavación; 3- Máximo avance glaciar; 4- Morrenas laterales; 5- Morrenas central; 6- Depósitos de obturación lateral; 7- Escarpe de deslizamiento; 8- Movimiento gravitacional; 9- Cono aluvial inducido por el deslizamiento; 10- Escarpe en el pie del deslizamiento y en el cono aluvial por erosión del rio Urbión; 11- Morrenas laterales; 12- Material morrénico disperso; 13- Material morrénico removido por aguas de arroyada. Aluviales construidos por la erosión de las morrenas; 14- Morrenas de nevero; 15- Cono aluvial; 16- Derrubios de gravedad. Canchos; 17- lagunas; 18- Charcas, antiguas lagunas, suelos hidromorfos; 19- Manantiales. Geología: facies Purbeck-Weald: 20- Conglomerados del Grupo Urbión; 21- Areniscas y limolitas. Grupo Oncala; 22- Limolitas, margas, arcillas y areniscas. Grupo Tera; 23- Rocas carbonatadas. Jurásico marino; 24- Areniscas, dolomías y arcillas. Triásico; 25- Cuarcitas del Paleozoico; 26- Trazas de estratificación. Capas competentes; 27- Buzamiento.


Figura 2. Proceso seguido en la reconstrucción del relieve antes del deslizamiento (ver explicación en texto): A. Topografía actual en la zona del deslizamiento de ladera; B.
Reconstrucción de la topográfica y de la geología de la ladera durante el máximo avance del glaciar y bajo el hielo de la lengua glaciar y sin morrenas: (21) Areniscas y limolitas; (22) Limolitas y arcillas; (23) calizas; C. Mapa topográfico en la situación del máximo avance del glaciar y con un espesor de la lengua glaciar de 140 m; D. Mapa topográfico en la situación de regresión del glaciar y con un espesor de la lengua glaciar de unos 40 m

Figura 3. *Cortes geológicos I-I' y II-II' de figura 2-B*. (8): Masa deslizada de (22); (21): areniscas y limolitas; (22): limolitas y arcillas y (23): calizas



Figura 4. Superficie de deslizamiento obtenida por simulación numérica.



Figura 5. Sección principal A-A' (marcada en la Figura 4) del deslizamiento de la simulación numérica

9. TABLAS

| Notación | Dimensiones | (m) | Medida tipo |
|----------|--|------|----------------------------|
| Wd | Ancho de la masa desplazada | 600 | directo (campo) |
| Ld | Longitud de la masa desplazada | 1200 | directo (campo) |
| Dd | Profundidad máxima de la masa desplazada | 200 | deducida (perfil de campo) |
| Hd | Altura de la masa desplazada | 400 | deducida (perfil de campo) |
| Wr | Ancho de la superficie de falla | 800 | Modelo numérico (Figura 8) |
| Lr | Longitud de la superficie de falla | 1200 | Modelo numérico (Figura 7) |
| Dr | Profundidad promedio de la superficie de falla | 150 | Modelo numérico (Figura 8) |
| Hr | Altura de la superficie de falla | 400 | Modelo numérico (Figura 8) |
| L | Longitud total del deslizamiento | 1200 | Modelo numérico (Figura 7) |

Tabla 1: Dimensiones del deslizamiento de los Picos de Urbión según terminología de (Dikau et al., 1996)

| Unidad estratigráfica | Densidad aparente γ (kN/m3) | Cohesión efectiva c (kN/m2) | Ángulo de fricción efectivo φ (°) | módulo de Young E (kN/m2) | Módulo de Poisson V |
|--------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---|---------------------------------|---------------------------|
| Areniscas | 26.5 | 200 | 40 | 250,000 | 0.30 |
| Calizas | 26 | 50 | 38 | 200,000 | 0.30 |
| Lutitas | 24 | 20-100 | 17-33 | 70,000 | 0.25 |

Tabla 2: Los valores de los parámetros geomecánicos han sido consultados e la tabla 1 del capítulo IX, y en la tabla 3 del capítulo XIII de Serrano, A. Mecánica de rocas I y II

REFERENCIAS

- Alonso, E.; Pinyol, N. Informe Geotécnico: Embalse Castrovido; Confederación hidrográfica del Duero: Leon, Spain, 2009
- IGME: Instituto Geológico y Minero de España. Hoja Geológica Escala 1/50.000 nº 278 (Canales de la Sierra); Instituto Geológico y Minero de España: Madrid, Spain, 1978
- Dikau, R.; Brunsden, D.; Schrott, L.; Ibsen, M.L. Landslide Recognition. In Identification, Movement and Causes. International Association of Geomorphologists; John Wiley and Sons: Chichester, UK, 1996.
- Sanz, P.; Sanz, E.; Menéndez-Pidal, I.; Galindo, R. Los movimientos en masa asociados a los depósitos morrénicos y áreas de cumbres de la Sierra de Urbión (Cordillera Ibérica). In Proceedings of the IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Santander, Spain, 27–30 June 2017.
- Sanz de Ojeda, P.; Sanz, E.; Galindo, R.; Escavy, J.I.; Menéndez-Pidal, I. Retrospective analysis of the Pico del Castillo de Vinuesa large historical landslide (Cordillera Iberica, Spain). Landslides 2020, 17, 2837–2848. [CrossRef]
- Sanz Pérez, E. Evolución y extensión del glaciarismo cuaternario de la Sierra de Neila (Cordillera Ibérica, Burgos). Geogaceta 2005, 37, 79–82. Available online: https://sge.usal.es/archivos/geogacetas/Geo37/Geo37-20.pdf (accessed on 1 September 2005)
- Serrano, A. Mecánica de rocas I y II; Publicaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid: Madrid, Spain, 1997.
- Sturzenegger, M.; Stead, D.; Gosse, J.; Ward, B.; Froese, C. Reconstruction of the history of the Palliser Rock-slide based on 36Cl terrestrial cosmogenic nuclide dating and debris volume estimations. Landslides 2014, 12, 1097–1106. [CrossRef]

AVANCE Y EVOLUCIÓN EN LA EJECUCION DE OBRAS DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACION DE TALUDES. CASO REAL: EMERGENCIA ESTABILIZACION DE TALUD N-340, CAÑARETE, ALMERIA (2020/21)

Miguel Angel Gomez Maqueda (1), Theophil Lopfe (2)

 DESNIVEL AGRANALTURA, S.A. Gerente Desnivel España magma@grupodesnivel.com

(2) DESNIVEL GROUP, GMBH CEO Grupo theo@grupodesnivel.com

RESUMEN

El estado del arte en las obras de protección y estabilización de taludes comprende la ejecución directa por empresas especialistas contrastadas para garantizar calidad y plazos, añadiendo al cliente final el plus de la comunicación directa con técnicos geotécnicos de dilatada experiencia, cuestiones fundamentales sobre todo en la ejecución de emergencias donde los plazos son muy exigentes, a la vez que contar con un dialogo directo con especialistas para la decisión de tomar las soluciones más adecuadas, dada la no existencia de proyecto anterior.

Tomando como ejemplo principal, la obra de emergencia de estabilización del talud N-340, P.K. 432+500, Cañarete (Almería), realizada entre los meses de noviembre 2020 y mayo 2021, se expondrán los materiales, medios y técnicas utilizadas para conseguir ejecutar la obra con las nuevas técnicas y así conseguir mejorar en calidad y cumplir con plazo muy exigentes.

1. INTRODUCCIÓN

La ejecución de obras de protección y estabilización de taludes, ha ido creciendo en volumen de actuaciones durante las últimas décadas, a la vez que requiriendo paulatinamente mayores exigencias respecto a plazos y técnicas que consigan ejecutar las necesidades de los proyectos.

El know how adquirido por las empresas de ejecución de obras de protección y estabilización de taludes, ha conseguido una gran evolución respecto a distintas metodologías de elevación e izado de cargas (grúas, manipuladoras, PEMP, trabajo vertical) a la vez que, en una de las tareas más importantes, la capacidad de realizar perforaciones de calidad incluso en lugares de difícil acceso (mediante martillo en fondo, en cabeza, hidráulica, neumática, manual ...). Para esta última tarea, la investigación y desarrollo e innovación de las propias empresas que ejecutan las actuaciones, se han servido de su experiencia para evolucionar la maquinaria y técnicas, con el fin de mejorar calidad, seguridad y producción de obra.

Las empresas ejecutoras de estas obras han ido creciendo y evolucionando en equipo humano, técnico y medios, lo que ha conseguido elevar la eficiencia de las mismas llegando a realizar actuaciones antes inimaginables, además de mejorar los plazos de ejecución de las mismas.

A la vez de esto, la administración pública, ha cambiado normativas con las cuales facilitar el acceso a estas PYMES en la ejecución de obras a través de los contratos por lotes, facilitando no solo el acceso a ellas, sino haciendo posible que obras de gran envergadura se puedan dividir entre varias empresas especialistas para conseguir ejecutarlas en los plazos exigidos

2. ANTECEDENTES

El tramo de carretera de la N-430, comprendida entre las localidades de Aguadulce y Almería, más popularmente conocida como Cañarete, es bien conocido por los desprendimientos frecuentes, siendo algunos de ellos de gran importancia que obligan al corte de la misma para la estabilización y seguridad de vehículos y viandantes.

El pasado día 7 de septiembre de 2020, concretamente en el P.K. 435+500, hubo un desprendimiento de grandes dimensiones, dejando cortada parte de la calzada de la carretera, además de dejar en equilibrio límite con gran potencial de desprendimiento de gran envergadura otras zonas del talud, lo cual obligó al corte total al tráfico de dicha carretera (ver recortes de prensa en imagen 1)



Imagen 1: recortes de prensa 7 septiembre 2020

3. SOLUCION ADOPTADA Y ADJUDICACION EMERGENCIA

Después del evento ocurrido, el equipo de ingenieros y técnicos del Ministerio de Fomento, se apresuran con el estudio y cálculo de solución de estabilización y protección del talud en la zona del evento ocurrido.

El 16 de octubre, la unidad de carreteras del estado de Almería, invita a varias empresas para ofertar la ejecución de estabilización y protección del talud en la N-340, pk 432+500, dividiendo este en dos lotes, para optimizar recursos entre empresas y reducir plazos de ejecución de obra, resultando en inicio las siguientes unidades previstas y el siguiente croquis inicial de ejecución (ver imagen 2):

Unidades principales previstas inicialmente:

- 17.259 m2 de saneo superficie de talud
- 17.259 m2 de colocación malla TT PVC
- 13.354 m2 de red de cable 300x300x8 en cuadricula 3x4 m
- 1.004 m2 de red de anillos
- 13.353 ml de bulón activo Gewi 32
- 80 ml de barrera dinámica de 2.000 KJ y H= 4 m
- Varias partidas para señalización y reposición de la carretera a su estado original



Imagen 2: Croquis actuación prevista inicialmente

El día 26 de octubre se recibe por parte de DESNIVEL la adjudicación del lote 2, mientras que la adjudicación del lote 1 recae en la empresa SOLUTIOMA.

4. EJECUCION DE OBRA Y MEDIOS ESPECIALES

Una vez realizadas las reuniones necesarias entre las empresas y el coordinador de seguridad de la obra, se inician los trabajos iniciales el 16 de noviembre.

La primera fase de tratamiento (después de realizar los accesos y líneas de vida y anclajes para el correcto y seguro trabajo con posicionamiento en altura mediante cuerdas), es realizar un saneo exhaustivo de toda la zona a tratar, y es al realizar este, donde realmente nos damos cuenta del peligro existente, ya que solo con el empleo de herramientas pequeñas tales como patas de cabra y el propio saneo manual de los especialistas verticales, se consigue el desprendimiento de grandes bloques y muchísimas rocas de tamaño decimétrico que fácilmente pudiera haber provocado un gran accidente para la vialidad de la carretera (imagen 3).



Imagen 3: Saneo superficial de talud

Conseguido un talud limpio de rocas a punto de desprenderse, se puede trabajar con seguridad para los especialistas de trabajos en altura y se inician los trabajos de colocación y adaptado de malla de triple torsión recubierta de PVC y red de cables en paños de 4x3 m.

Para todos los trabajos en taludes es necesario una formación de trabajos en altura con posicionamiento mediante cuerdas, y concretamente el talud en el que nos encontramos dada su verticalidad y altura de hasta 60 m, requiere de personal de mucha experiencia y habilidad.

Uno de las fases más importantes de las actuaciones de estabilización en taludes es la correcta colocación y adaptado de las membranas que posteriormente distribuyan los esfuerzos ante un posible movimiento o desprendimiento del talud.

Para ello, la experiencia del personal técnico y de ejecución de las empresas que ejecutan la obra cobra vital importancia. A destacar que lógicamente es mucho más sencillo, rápido y barato colocar una membrana en cortina o despegada del talud, pero que realmente para que estas membranas de estabilización cumplan con su cometido se debe de adaptar lo máximo posible a la morfología del talud.

En las siguientes fotografías (imagen 4) podemos ver el desarrollo en la colocación de estas membranas para su correcto adose.



Imagen 4: Colocación de la membrana de estabilización (red de cable)

Las soluciones de estabilización de taludes basadas en membranas flexibles, son principalmente sistemas pasivos, es decir, son sistemas que entran en carga cuando reciben un empuje. Estas membranas tienen una deformación definida (diferente en función del tipo de membrana, material y proveedor), lo que conlleva que cuando se produzca un movimiento en el talud, el sistema de contención "permitirá" un movimiento hasta alcanzar su deformación máxima, en cuyo momento transmitirá las cargas al resto de componentes del sistema: cables, bulones y anclajes. (ver imagen 5)



Imagen 5: Croquis sistema de estabilización flexible.

Si durante la instalación de estas membranas, se deja una distancia entre el talud y dicha membrana, cualquier movimiento o desprendimiento del talud, tendrá esa distancia adicional de movimiento, que con una correcta y buena instalación del sistema se hubiera evitado y por lo tanto hacer entrar antes al sistema a trabajar adecuadamente. En imagen 5, croquis de funcionamiento en carga de un sistema flexible y en imagen 6, ejemplos de membranas mal colocada (demasiado espacio entre membrana y cara del talud).



Imagen 6: Ejemplo redes de cable de incorrecta colocación (no adosada a geometría talud)

Tras la correcta instalación de las membranas de estabilización, en la obra que nos concierne, red de cables de 8 mm de luz de malla de 300x300 mm en cuadricula 4x3 m, se puede iniciar la fase de ejecución de bulonado. Es muy importante que la instalación de la membrana, siempre preceda al bulonado para definir con exactitud el replanteo de perforación sobre la membrana colocada, especialmente en terreno irregular. Si la geometría de las mallas no coincide con el patrón de anclajes, el sistema tiende o podrá fallar, ya que los cables de refuerzo horizontales y verticales no coincidirán con los bulones y por tanto la carga de estos se aplicará a la membrana de forma puntual a

punzonamiento y no aprovechando la resistencia a tracción longitudinal de la membrana que consiguen los cables de refuerzo al pasar por los bulones.

La asistencia técnica de la obra fue dirigida por equipo liderado por Luis M. Sopeña Mañas (Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos) realizando visitas durante la ejecución de la obra, decidiendo longitud y tipo de bulones, así como definición de soluciones y extensión final de la actuación de emergencia:

- En zonas de contrapendiente y con signos claros de estratificación de posible desprendimiento de grandes bloques se decidió ejecutar bulones Gewi 32 activos de 12 m. de longitud. (ver imagen 7)
- La barrera dinámica inicialmente prevista de 80 ml. en dos tramos, se replanteó en obra quedando con una barrera de 30 m.l. y dos barreras terminando en los márgenes de dos barrancos.
- La unidad prevista de red de anillos, en la zona marginal de la obra en el lado Almería, se decidió cambiar por red de cable 300x300x8 en 4x3 m. con bulones Gewi 32 x 9 m.
- Con todas las unidades de obra definidas, resultó un importe total de ejecución de 2.570.000
 € (ver Imagen 8).



IMPORTE EMERGENCIA TOTAL :



2.570.00,00 EUROS

izo, en el que se propone el empleo de bulones de 12 m de longitud en la no desplomado y los primeros metros sobre la coronación del mismo. Imagen 7: Anotaciones asistencia técnica Luis Sopeña

| PRICIPALES UNIDADES DE OBRA | |
|--|--------------|
| Saneo de la superficie del talud | 20.180,00 m2 |
| Malla triple torsión galvanizada y plastificada | 20.180,00 m2 |
| Red de cables de acero | 17.392,00 m2 |
| Bulon de acero tipo GEWI de 32 de 9-12 m de profunidad | 13.814,00 ml |
| Pantallas dinámicas | 80,00 ml |

 Internal
 Internal

 Internal
 Internal

Imagen 8: Unidades finales de ejecución y croquis de ejecución final obra

La ejecución del bulonado en una solución de estabilización de taludes mediante membranas flexibles, es la parte más importante de todas, ya que son estos elementos los que tienen que responder a la solicitación de cargas de empuje de un posible movimiento del talud, que apoyados en los cables de refuerzo (horizontales y verticales) y membrana reparten los esfuerzos para conseguir contener los empujes correspondientes a dicho movimiento.

En esta obra se dan varias condiciones que hacen de especial dificultad la ejecución del bulonado:

- Altura de talud de hasta 70 m.
- Diámetro de perforación de mínimo 90 mm
- Longitud de bulones de 9 y 12 m
- Características de la roca, muy fracturada en muchas zonas
- Verticalidad del talud
- Zonas a contrapendiente

Todos estos condicionantes hacen que la ejecución del bulonado sea de especial dificultad y la exigencia hacia personal experimentado en trabajos en altura y manejo de maquinaria de perforación, maquinaria adecuada para ejecución en altura y de máxima producción y equipo técnico de la empresa especialista estén a la altura de las necesidades.

Con la intención de ser lo más productivos posibles manteniendo la calidad en la ejecución se optó por usar los siguientes medios de perforación en función de las alturas a trabajar:

- Equipo V-Truck \rightarrow Hasta 25 m. de altura
- Perforadora en Grúa autopropulsada \rightarrow De 25 hasta 50 m. de altura
- Perforadora en patín \rightarrow a partir de los 50 m. hasta coronación de talud

El equipo técnico, siempre ha apostado por la modernización y seguridad en sus actuaciones y de ello nació la idea de evolucionar la perforación en altura, aumentando la seguridad y la eficiencia con una más fácil y rápida instalación que los actuales medios disponibles existentes en el mercado.

El sector de las obras en protección y estabilización de taludes es un mercado menor, poco interesante para fabricantes de maquinaria específica. Así la innovación debe nacer de las propias empresas especialistas con su dilatada experiencia, ingenio y creatividad.

En trabajo conjunto del personal con más experiencia de la empresa e ingenieros industriales externos, creamos a partir del 2009 un robot para acoplar a una grúa sobre camión, con la denominación interna Mosquito.

Fue una creación, que tuvo varios rediseños para ajustarlo a nuestras necesidades, consiguiendo tener la potencia de una perforadora hidráulica para perforaciones de hasta 20 m. de longitud y diámetros de 110 mm en la punta de una grúa sobre camión, operado con mando a distancia desde el suelo. Perforaciones cortas no requieren de personal de apoyo alguno. De esta forma, nació la tecnología V-Truck con certificación CE del conjunto camión-grúa-perforadora, añadiéndole implemento certificado de robot para hormigón proyectado (ver imagen 9)



Imagen 9: V-Truck 1.0 con robot perforadora y robot hormigón proyectado

Con este novedoso medio de perforación conseguimos mejorar la calidad de la perforación ya que se ejecuta con martillos en fondo de 3,5" y 4", con diámetros de perforación entre 90 y 110 mm, bastante mayores de los habituales, sobre todo en bulones ejecutados con martillos neumáticos manuales.

Conseguimos mejorar en varios aspectos la seguridad y salud en la obra, ya que, al ser un método robotizado en donde el que maneja la perforación, se sitúa en el pie del talud, eliminamos en muchos casos (hasta bulones de 4 m.), la necesidad de un operario en altura expuesto a riesgos; y por otro lado reducimos muchas lesiones provocadas por sobreesfuerzos y fatiga de otros sistemas de perforación en taludes como ejecución con patines de perforación y martillos neumáticos manuales.

Además de estas ventajas, dado que es un camión con caja suficiente para los equipos que componen estos trabajos, la movilidad y fácil instalación y desinstalación, hacen que el inicio de las obras sea muy rápido, a la vez que la posibilidad de dejar la carretera con paso abierto al final de cada jornada diaria en el caso de ser necesario.

La ejecución de hormigón proyectado mediante V-Truck 1.0, con el accesorio de robot de proyectado, consigue una magnifica terminación del trabajo ya que además de un posicionamiento ideal con los motores de giro horizontal y vertical, también cuenta con un movimiento oscilatorio para hacer el necesario efecto de pincelado.

Es fácil ver las mejoras y diferencias que se consiguen frente a los sistemas tradicionales de gunitado mediante PEMP o cestas en grúa (ver imagen 10), donde un operario se somete a cansancio y sobreesfuerzos del manejo de la manguera de alta presión de gunitado, con una difícil comunicación con la persona que dirige los movimientos de posicionamiento de la cesta, además de distancias no adecuadas de proyección de hormigón y los riesgos inherentes del operario por estar expuestos tanto a riesgos de altura como de proyección de partículas y otros.



Imagen 10: Método tradicional de gunitado con operario en cesta de grúa

Sin embargo, con la firme intención de seguir evolucionando en maquinaria especifica de perforación en altura, calidad y seguridad, realizó una petición a CDTI (Centro de Desarrollo Técnico Industrial), de fabricar nuestro equipo V-Truck 2.0 con los siguientes objetivos:

- Camión Grúa de gran Tonelaje de elevación
- Perforadora de alto rendimiento
- Posibilidad de ejecutar bulones de hasta 6 m (sin operario en altura)
- Unificación de punto de energía del camión para toda la maquinaria del equipo:
 - o Grupo hidráulico perforadora
 - Compresor de aire
 - o Grupo electrógeno 30 KVA
 - Máquina de inyección de lechada

En septiembre de 2018, tuvimos la confirmación de adjudicación por parte del CDTI respecto al proyecto I+D+i de "CAMION DE PERFORACIÓN Y GUNITA EN ALTURA DE ALTO RENDIMIENTO", en el cual desarrollamos durante dos años este equipo único en España.

La innovación de esta segunda generación de V-TRUCK es el suministro de toda la energía necesaria en una obra desde el motor del camión. El resultado es un diseño con el cual, a través de una toma de fuerza especial a la salida directa del motor del camión, conseguimos el par y potencia necesaria para dar la energía suficiente que necesitan trabajar a la vez los siguientes equipos de trabajo en taludes (ver imagen 11):

- Perforadora hidráulica de alto rendimiento
- Compresor de aire
- Grupo electrógeno de 30 KVA (para el funcionamiento de la máquina de inyección y otros)



Imagen 11: V-Truck 2.0. Todos los equipos con la energía del motor del camión

Toda esta maquinaria, la situamos justo detrás de la grúa en un espacio en el que aprovechamos las zonas libres para ubicar un deposito de agua de 2.000 l. (para la inyección de lechada) y un almacén de unas dimensiones aproximadas de 2 m x 0,6 m x 1,8 m.

Con toda la maquinaria descrita, todavía nos queda una superficie libre en la caja del camión de 5,5 m. la cual aprovechamos para el transporte de perforadora, maquina de inyección, mangueras, accesorios y otros.

Respecto a perforación decidimos ir un paso más allá de lo que teníamos en el V-Truck 1.0 y diseñar una perforadora con cambio robotizado de barrena para llegar a perforar 6 m. sin necesidad de ningún operario en altura. Además, incorporamos un martillo hidráulico en cabeza de gran potencia con el que poder llegar a mayor longitud y diámetro que con el anterior modelo. Todo esto con el suficiente margen de seguridad respecto a la grúa de gran tonelaje montada, FASSI de 71 Ton/m.

Y para el proyectado de hormigón, se implementó un robot gunitador similar al que teníamos existente con el V-Truck 1.0.

Finalmente conseguimos un equipo muy completo para trabajo en taludes, con un mantenimiento sencillo dado que hay un sólo motor, con una fiabilidad muy alta dado que son motores preparados para un trabajo continuo durante muchas horas (ver imagen 12)



Imagen 12: V-Truck 2.0

Para la zona de perforación de altura superior a los 25 m. de altura donde ya no llega el equipo V-Truck, se utilizaron medios de perforación típicos en taludes tales como perforadora en cesta de grúa y perforadoras instaladas en patines homologados descolgados desde anclajes instalados en coronación de talud (ver imagen 13)

Estos sistemas de perforación son utilizados cuando no existe otro medio posible de perforación ya que-tienen más riesgos de seguridad y salud que los equipos V-Truck

La decisión de cuando utilizar un sistema u otro, es productivo, de alcances en altura y acceso de maquinaria.

Desde el punto de vista productivo, es mucho más rápido la cesta con grúa que las perforadoras instaladas en patín descolgado, sin embargo, en este caso concreto, hay zonas del talud que por la excesiva altura que necesitaría de una grúa enorme o por accessos es imposible el empleo de estos equipos, con lo que se coordinaron los trabajos de ambas técnicas de perforación para el resto del talud que no pudo ser perforado mediante el equipo V-Truck.



Imagen 13: Perforación con cesta colgada de auto grúa y perforación en patín descolgado desde anclajes de cabecera

La última fase en la ejecución de estos sistemas de estabilización de taludes es el correcto tensado de los cables de refuerzo que pasan por los anclajes realizados. Tal y como comentamos inicialmente de

la importancia del adose de la membrana al talud, es con este ultimo tensado de los cables y las tuercas donde tenemos que conseguir ese efecto de máscara para cualquier conseguir que mínimo movimiento del talud encuentre la oposición de la membrana, cables y bulones (en este orden) para contener dicho movimiento. El tesado debe realizarse por personal con experiencia en esta específica labor, ya que es muy importante que esta tarea se realice apretando las tuercas y las placas con los cables de refuerzo a la vez que se tensan desde los extremos mediante herramientas tipo tractel (ver imagen 14). Con la finalización de esta tarea, los cables de refuerzo deben quedar tensado de forma que ante el "zarandeo" de un operario con la mano, este no pueda moverlo más de 3-4 cms. en un vano de 4 m. entre bulones.



Imagen 14: Detalle tensado de membrana red de cables

En relación a las barreras dinámicas previstas, dos tramos de 40 m. de 2.000 KJ y 4 m. de altura, en obra se pudo comprobar que no era posible tales tramos, con lo que en colaboración técnica entre la asistencia técnica dirigida por Luis Sopeña y a propuesta del equipo técnico de la obra y conformado por la empresa suministradora, se definió realizar un tramo de 30 m. de forma convencional y dos tramos aprovechando las paredes de dos de los barrancos existentes para cerrar y recoger las posibles caídas por dichas vertientes. Estas barreras se terminaron contra las paredes de dichos barrancos realizando un sistema de cierre del tipo barreras de contención de detritus o Debris-Flow.

Después de terminar la ejecución de la estabilización del talud se realizaron varias tareas de acondicionamiento de la carretera para devolverla a su estado original de tráfico (ver imagen 15)



Obsérvese el adaptado de la red de cables a la morfología del talud

Imagen 15: Obra terminada y abierta al tráfico

5. CONCLUSIONES

Después de un cálculo de contención adecuado y un correcto diseño de la solución adoptar, es totalmente imprescindible una perfecta ejecución de los sistemas para su correcto funcionamiento. Hoy en día no existe una normativa que regule estas obras, con lo que se hace indispensable el contar con una buena y experimentada asistencia técnica, a la vez de empresas especialistas de dilatada experiencia para conseguir una buena finalización de obra. Por poner un símil, de nada sirve tener una tela de la mejor seda del mundo, si el sastre es mediocre.

Al igual que el personal especializado, las empresas de taludes, debemos seguir evolucionando, tenemos que conseguir mejorar la maquinaria existente, facilitar el trabajo de los operarios, la seguridad, la ergonomía, la calidad final de obra ...

Las empresas especialistas de estos sistemas, han ido creciendo con el tiempo en personal técnico, maquinaria especializada y personal de obra experimentado y especialista, llegando hoy en día a ser empresas solventes para la ejecución directa de obras con la administración, sin necesitar un intermediario de empresa constructora grande que ejerza y se beneficie de intermediario financiero.

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE SOLUCIONES BASADAS EN LA NATURALEZA "NBS". EJEMPLOS CON EMPALIZADAS DE TRONCOS TIPO "KRAINER", EN LA ESTACIÓN DE ESQUÍ DE PORT AINÉ.

Pere Sanz Casany (1), Jaume Pascual Caballero (2)

(1) Tratamiento, Acondicionamiento de Laderas y Obras, S.A. (TALIO) Ingeniero Agrícola psanz@taliosa.com

(2) Tratamiento, Acondicionamiento de Laderas y Obras, S.A. (TALIO) Ingeniero Agrícola jpascual@taliosa.com

RESUMEN

Se trata de una experiencia como Solución Basada en la Naturaleza, NBS (1) ejecutada durante el verano del 2021, dentro del proyecto para la construcción de un aparcamiento de vehículos en la Estación de Esquí de montaña de Port-Ainé, en Rialp (Lleida), donde las actuaciones de restauración medioambiental consecuentes al gran movimiento de tierras, estabilización de taludes y control de la erosión, requieren un tratamiento muy acurado y específico, para no poner en riesgo este delicado equilibrio ecológico.

La solución proyectada fue la construcción de una doble estructura empalizada de madera, tipo "Krainer", ejecutada a partir del aprovechamiento de los troncos del despeje, apeo y la propia tierra vegetal del desbroce del ámbito de trabajo.

Como resumen, el resultado de esta técnica es: en primer lugar, totalmente sostenible, pues todo el material principal se consigue en la obra (troncos y tierra vegetal); es natural, trabajamos con elementos primarios y en definitiva queda integrado en el paisaje y su entorno.

1. INTRODUCCIÓN

Una infraestructura como la Estación de Esquí de Montaña de Port Ainé, situada en Rialp (Lleida) en el Pirineo Catalán, que cuenta con un hotel, abierto durante todo el año, desplegando una movilidad y concentración de usuarios importante, sobre todo en la temporada hibernal y fines de semana, lleva

a crear un nuevo proyecto para llevar a cabo un nuevo aparcamiento para facilitar el desplazamiento y la comodidad de los usuarios.

La redacción del proyecto, en esta ubicación tan extrema, se consideró como un Proyecto de Interés Público, teniendo que cumplir toda una serie de trámites muy estrictos siguiendo el artículo 48.1 del "Text Refós de la Llei d'Urbanisme", de la Generalitat de Catalunya. Evidentemente se obtuvo la resolución favorable de la Ponencia Ambiental con el Documento de Evaluación Ambiental y su Estudio de Impacto y de Integración Paisajística y la resolución Urbanística.



Figura 1: Situación geográfica.

Este nuevo aparcamiento, diseñado para unas 360 plazas, conformadas en dos plataformas y una superficie de 10.573 m2, con una longitud de 200 m y unos 40 m de anchura, se ejecutó en la cota 2.000 (m.s.n.m.), donde las actuaciones de restauración medioambiental consecuentes al gran movimiento de tierras (17.900 m3), estabilización de taludes y control de la erosión, requieren un tratamiento muy acurado y específico, para no poner en riesgo este delicado equilibrio ecológico.



Figuras 2 y 3 : Ámbito del Proyecto y sección esquemática transversal tipo.

Como compensación ambiental el proyecto contemplaba la corrección de una zona de meandros de alta energía, que provocaba sistemáticamente problemas de erosión por retro-excavación remontante, afectando ya a la pista principal de la estación.



Figura 4: Zonas a corregir por compensación medioambiental.

El nuevo aparcamiento, se ejecutó en la cota 2.000 (m.s.n.m.), donde las actuaciones de restauración



medioambiental consecuentes al gran movimiento de tierras, estabilización de taludes y control de la erosión, requirieron un tratamiento muy acurado y específico, para no poner en riesgo este delicado equilibrio ecológico.

Estas soluciones proyectadas, están Basadas en la Naturaleza, NBS ⁽¹⁾ ejecutada durante la primavera y el verano del 2021, dentro del proyecto promovido per FGC ⁽²⁾, ejecutado por la UTE CONSPIRINEU-TALIO.

Figura 5: Logotipo de NBS.

2.- METODOLOGIA



Con unas alturas medias de 7 a 8 m, siendo excepcionales para esta altura y latitud, donde encontramos el límite de desarrollo de las especies arbóreas, dando paso a los prados de alta montaña.

En la zona de trabajo se situaba un bosque adulto, en un estado fenológico muy sano de pino negro (*Pinus* <u>uncinata</u>) con una densidad adecuada de unos 450 pies / Ha y con unos diámetros de 30 cm de media.



Fotografías: 1 y 2: Acopio de troncos en obra.

Estos troncos se despejaron a final del verano anterior, con lo cual, se dispuso de madera relativamente seca y homogénea en cuanto su diámetro, alrededor de los 20 cm, siendo el resto de los troncos superiores evacuados y aprovechados como maderables.

En concreto, se trataron dos tipologías de taludes:

- 1. El tratamiento de los meandros del Rio Port Ainé, expuestos a los pulsos de avenidas que generan unos problemas severos de erosión, y soportan una alta energía, y
- 2. Las plataformas del Parquin, expuestos en terraplén.
 - (1) https://www.naturebasedsolutionsoxford.org
 - (2) FGC : Ferrocarils de la Generalitat de Catalunya

Se proyectaron y ejecutaron con la construcción de una doble estructura de empalizada de madera, tipo "Krainer", llevada a cabo mediante el aprovechamiento de los troncos disponibles del despeje, apeo y de la propia tierra vegetal del desbroce del ámbito de trabajo.



Figura 6: Esquema de estructuras empalizadas tradicionales de madera simple (derecha) y doble o "Krainer" (izquierda).

Este tipo de muro, es una de las técnicas de Bioingeniería, definida por la utilización de elementos vegetales vivos (plantación en contenedor forestal y siembra), en combinación con materiales inertes (troncos, piedras, geomallas orgánicas, mallas metálicas o plásticas, etc.).

En concreto, se construyeron unas estructuras de confinamiento celular interior, con troncos de pino de 20 a 25 cm de diámetro (los de mayor diámetro se suelen reservar para la base y en las zonas internas), cuyo interior se rellena de tierra ligeramente compactada y en su paramento vertical, protegido con una geomalla orgánica, se sembraron y plantaron para que prospere la vegetación y consolide de forma natural, prosperando el sistema radicular como una retícula, para asegurar la estructura en el tiempo, incluso cuando los troncos lleguen a descomponerse, con el paso del tiempo.







Fotografías: 3 a 5 : Diversas fases de la ejecución en la obra.

La siembra se aconseja ejecutar de forma manual, mientras la estructura se va construyendo, con una mezcla de semillas estudiada para cada obra, combinando especies gramíneas, con su sistema radicular fasciculado y leguminosas con sus raíces pivotantes y promotoras de una auto fertilización, al fijar el nitrógeno atmosférico. Hay que tener en cuenta las especies de ambas familias, denominadas "estárter" y vigilar los índices de concurrencia de cada especie.

Referente a la plantación, en el caso de Port Ainé, fue complicada, pues como ya hemos citado, nos encontramos en el límite de la vegetación arbórea y arbustiva al tratarse de estar por encima de los 2.000 m de altura y no disponer de especies comercializadas por los viveros habitualmente. Se plantaron alguna especie salicáceas, algunas enredaderas y pino negro.

3.- EJEMPLO 1.- MEANDROS DE ALTA ENERGIA.

En este caso nos encontramos que la estructura de doble empalizada debe soportar una energía muy alta cuando el rio entra en carga y golpea transversalmente el pie de los taludes, erosionándolos y causando excavaciones que generan desprendimientos remontantes, que desestabilizan toda la ladera llegando a descalzar el perímetro de la pista principal de la Estación de Esquí de Port Ainé.





Al ser un cauce intermitente, por encima de la cota 2.000 mss., con unos pulsos de caudal puntualmente muy

altos y con una pendiente elevada, generando mucha energía de excavación provocando una cárcava centralizada, cada vez más profunda, muy lejos todavía de llegar a su equilibrio, fue necesario empotrar, al menos un metro de profundidad, una escollera de piedra ciclópea de 500 a 1.000 Kg, en toda su base para garantizar el buen comportamiento, frente una posible retro excavación, de la estructura de madera que se apoya.

Adjuntamos la información de forma gráfica con unas fotografías del proceso constructivo de montaje.



Fotografías: 6 a 10: Diversas fases de la ejecución de los muros en los meandros.

4.- EJEMPLO 2.- TERRAPLENES del PARQUIN.

En este caso la estructura empalizada doble de troncos tipo "Kainer" sirve para contención estricta del terraplen y para ordenación de la zona de aparcamiento.

En este caso, no ha sido necesario el empotramiento del caso anterior, solo unos centimetros para asegurar un posible desplazamiento, pues no soporta esfuerzos tangenciales de las avenidas, propias de rios o rieras. Por tanto la estructura será mas esbelta, con un angulo mas forzado y soportando unas alturas mas altas.

Como en el caso anterior, ofrecemos unas imagenes de su proceso constructivo.



Fotografías: 11 a 17 : Diverses fases de la ejecución de los muros "Krainer" en el terraplen del parquin.

5.- CÁLCULOS.

La altura máxima del muro se diseñó para 2 m, siendo necesaria una base de 2 m de anchura. El ángulo de inclinación del trasdós se estableció en 10 ° y el ángulo del paramento vertical fue de 65 °, con una inter-distancia entre troncos traveseros de 2 m.

Se trata y calcula como un muro de gravedad.

Durante la vida útil de una obra de bioingeniería, los principales cambios se deben, sobre todo, a dos razones.

Por un lado, los materiales biodegradables (madera, troncos, mantas orgánicas, mallas orgánicas, biorollos, etc.) que se utilizan, con lo que sus propiedades van cambiando con el paso del tiempo (la resistencia mecánica de estos elementos disminuye).

Por otra parte, la vegetación va desarrollando su parte aérea y subterránea aumentado progresivamente sus capacidades de refuerzo y estabilización del terreno.

Por tanto, incorporar y reflejar la componente de la variación temporal en el análisis y diseño de una obra de bioingeniería permite generar metodologías de cálculo más realistas y ajustadas a este tipo de obras.

Para permitir el buen desarrollo de la vegetación utilizada, se partirá de asegurar un adecuado rendimiento mecánico de las estructuras durante, al menos, un período de 10 años. Es decir, se incluirán los procesos de deterioro y pérdida de sección mecánica en la comprobación de los elementos de madera utilizados, de forma que la estructura en su conjunto, realice un funcionamiento estructural adecuado durante un período de mínimo 10 años.

El hecho de establecer el período de 10 años para el cálculo de la estabilidad del entramado, va ligado a que se considera que entre 5 y 10 años después de la construcción de una estructura de bioingeniería las funciones de estabilización ya las realiza la vegetación y no las estructuras. Por tanto, como mucho, es necesario que se mantengan las funciones mecánicas de la estructura en este período, de 0 a 10 años.

A partir de ahí, aunque el entramado siga manteniendo ciertas funciones mecánicas, ya no son imprescindibles porque la función de estabilización ya está cubierta por la vegetación. Con un período de 10 años, se considera, que existe un margen lo suficientemente amplio como para que la vegetación se haya podido consolidar de forma segura.

Por tanto, transcurridos los 10 años, los troncos situados en la base del entramado, seguirán asegurando la estabilidad mecánica de la estructura. Es decir, utilizando un diámetro de 25 cm para los troncos de la base del entramado, se asegura una situación estable para permitir el buen desarrollo de la vegetación utilizada en la implantación y también los procesos de renaturalización por la vegetación autóctona de forma espontánea y gradual.

La metodología seguida consiste en las siguientes comprobaciones:

- Estabilidad externa del entramado a corto plazo (año 0).
- Análisis de los procesos de deterioro de la madera.
- Estabilidad externa del entramado a largo plazo (año 10).
- Estabilidad interna del entramado a largo plazo (año 10).



Fotografías: 18 a 21 : Imágenes de las estructuras revegetadas acabadas.

Los anteriores cálculos están del lado de la seguridad, ya que se ha supuesto que la parte de la madera afectada por los procesos de degradación, ya no cumple ninguna función estructural y aún así, es evidente que siguen funcionando.

6. CONCLUSIONES

Su eficiencia es óptima en sustitución de otras soluciones habituales "duras" con el medioambiente, como muros tradicionales de hormigón.

Las ventajas en frente a las soluciones duras son:

• Económicas. Los costes se ven reducidos notablemente cuando los materiales pueden reutilizarse en el entorno de la propia obra, evitando, así, parte de los costes de gestión de los propios materiales al tratarlos directamente como residuos. A medio y largo plazo todo el sistema de confinamiento estructurado por los troncos, queda sustituido por vegetación, que funciona de forma autosuficiente, como elemento estabilizador del terreno.

- Estéticas. Estas técnicas son sostenibles, dejando un sistema totalmente integrado en el paisaje y en el medio. Así mismo existe un incremento del efecto emocional subjetivo, suscitado por el paisaje mediante la creación de estas nuevas estructuras.
- Ecológicas. El sistema al estar basado en la acción de elementos vegetales vivos, producen una compensación de la humedad y temperaturas extremas en el estrato aéreo cercano al terreno, creando condiciones favorables para el desarrollo vegetal. Además, mejora el balance hídrico del terreno y facilita la mejora del terreno y la formación de humus.
- Técnicas. Aumento gradual de la estabilidad mediante el crecimiento progresivo de la vegetación elevando la cohesión del terreno con las raíces.

Como resumen, el resultado de esta técnica es: en primer lugar, es totalmente sostenible, pues todo el material principal se consigue en la obra (troncos y tierra vegetal); es natural, trabajamos con elementos primarios y en definitiva queda integrado en el paisaje y su entorno.

7.- REFERENCIAS

Cornelini, P., Preti, F., 2003. Elementi di geotecnica applicata all'i.n.: Aspetti generali, criteri di imensionamento e verifiche di stabilità. Vol. 2 del Manuale di I.N. della Regione Lazio.

Leicester, R. H., Wang, C-H, Nguyen, M. N., Thornton, J. D., Johnson, G., Gardner, D., Foliente, G. C., Mackenzie, C., 2003. An engineering model for the decay in wood in ground contact. Document No IRGWP 03-20260. International Research Group on Wood Protection, Stockholm.

Fernandes, J.P., Guiomar, N., 2016. Simulating the stabilization effect of soil bioengineering interventions in Mediterranean environments using limit equilibrium stability models and combinations of plant species. Ecol. Eng. 88,122–142, http://dx.doi.org/10.1016/j.ecoleng.2015.12.035.

Tardio, G., Mickovski, S. B., 2016. Implementation of eco-engineering design into existint slope stability design practices. J. Ecol. Eng. 92, 138–147.

Wang, C. H., Leicester, R. H., Foliente, G. C., Nguyen, M. N., 2007. Wood service life design guide. Forest and Wood Products Australia Limited.115 pp.

Sorolla, A.; Piera, E.; Mota-Freixas, B.; Sorolla Salvans, G.; Rueda, I.; Lochner Prats, A.; Unzeta, C. Improvement of the Plantation Success in a CribWall in a Mediterranean Hydro-Meteorological Risks Scenario—Practical Results. Sustainability 2021, 13, 11785. https://doi.org/10.3390/ su132111785

ESTANDARIZACIÓN Y DIGITALIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN REFERENTE A ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y PROTECCIÓN CONTRA DESPRENDIMIENTOS (PARTIDAS DE OBRA, PLIEGOS Y DATOS AMBIENTALES)

Dalmau Vilimelis, J. (1), Beltrán Lorenz, I. (2)

 (1) Presidencia - Comisión Técnica
 Asociación Española de Empresas Especialistas en Taludes (AEEET) presidencia@aeeet.org

> (2) Departamento de Banco de Datos Área de construcción
> Instituto de Tecnología de la Construcción - ITeC ibeltran@itec.cat

RESUMEN

La presente comunicación tiene como objetivo resaltar la importancia de la estandarización y digitalización de la información necesaria para realizar los estudios, proyectos y obras relativas a los trabajos referentes a estabilización de taludes y protección contra desprendimientos.

1. INTRODUCCIÓN

Durante años, desde la AEEET se ha venido observando un elevado grado de desconocimiento de las distintas soluciones de aplicación al tratamiento de la inestabilidad de los taludes, que se puede dividir en dos ámbitos: conocimiento inadecuado de las posibles medidas a adoptar y la ausencia de criterios normalizados de diseño y ejecución. Si a ello se une la frecuentemente errónea valoración de las partidas que componen las actuaciones y la innegable contracción sufrida en las inversiones últimamente, la urgencia en la creación de una herramienta de estandarización parecía innegable.

Para ello se realizó un convenio entre la AEEET y la Fundación ITeC con el objetivo de realizar una revisión de las unidades de obra específicas para protección de taludes, dando como resultado la actualización y ampliación del banco de datos BEDEC Construcción para el sector.

Se utilizaron como punto de partida diferentes informaciones recogidas por la asociación a través de sus socios. Todos ellos encontraban dificultades en el momento de ejecutar proyectos específicos en los que se intervenía sobre taludes. En todo momento se ha procurado definir los materiales según sus propiedades técnicas, recogiendo de esta forma todas las posibles ofertas del mercado.

2. CRITERIOS GENERALES

La revisión, mejora y actualización de la información contenida en el banco de datos BEDEC Construcción de los trabajos en el ámbito de la Estabilización de Taludes y protección contra desprendimientos se ha desarrollado de acuerdo con los criterios generales del banco de datos BEDEC. El BEDEC es un conjunto de bases de datos con información de productos de la construcción que ofrece información de precios de referencia, pliegos de condiciones técnicas y textos normativos, datos ambientales, objetos BIM, datos de empresas y características técnicas, imágenes y certificados de productos.

El Banco BEDEC Construcción contiene elementos constructivos de obra nueva y de rehabilitación/restauración/reparación de las tipologías edificación, urbanización e ingeniería civil, con seguridad y salud, ensayos de control de calidad y gastos indirectos. Disponible en castellano y catalán, en formato FIEBDC-3.

El formato FIEBDC-3 es el formato estándar español que permite el intercambio de bancos de precios y de presupuestos de construcción entre diferentes programas. Está regulado por la Asociación FIEBDC (fiebdc.es) de la que el ITeC es miembro. Así como, los principales desarrolladores de bases de datos de la construcción y de programas de presupuestos a nivel estatal: Gabinete técnico aparejadores Guadalajara - Precio Centro, Go!Catalog-Telematel, Tool, Construnario, Professional Software, Preoc, Cype Ingenieros, Imventa Ingenieros, RIBSpain – PRESTO, Información de empresas, IVE – Instituto Valenciano de la edificación, Instituto Tecnológico de Galicia y Graitec - Arktec.

Además de la versión estable anual del Banco BEDEC Construcción también se publica en paralelo el Banco BEDEC Construcción dinámico, banco que publica en línea la actualización de la información que el departamento BEDEC va generando.

El Banco BEDEC Construcción incluye precios de referencia de 900.000 elementos entre elementos básicos, elementos auxiliares, elementos unitarios y elementos complejos. Los elementos disponen de código, definición completa y resumida, precios de referencia, unidad de medición, descomposición y rendimientos y permiten la selección de los artículos comerciales de fabricantes integrados en el banco, con sus características técnicas, certificados, imágenes y PVP. Los elementos también tienen asociados datos de diferentes indicadores ambientales, así como pliegos de condiciones técnicas. Se puede acceder a la consulta de los elementos directamente por código, por texto o navegando por el índice de tipologías, actuaciones, capítulos, subcapítulos y familias. A partir del nivel familia la consulta es paramétrica o bien por lista de elementos. La consulta paramétrica es una forma ágil y directa de acceder a la consulta de elementos o grupos de elementos por sus propiedades y artículos comerciales.

Permite configurar una serie de parámetros globales para ajustar los resultados:

- Idioma y fecha del banco. Se puede consultar y trabajar con el banco en castellano y en catalán, así como acceder a las versiones del banco desde 2016, así como al banco dinámico.

- Ámbito de precios. Permite seleccionar precios de mano de obra adaptados a cualquiera de las provincias, comunidades autónomas y a un promedio España.

- Añadir criterio de medición. Permite ampliar las definiciones de los elementos unitarios con su criterio de medición, que se obtiene del pliego de condiciones técnicas asociado.

- Ámbito de pliegos. Permite seleccionar pliegos de condiciones técnicas adaptados al ámbito de España y del ámbito de Cataluña.

- Volumen de obra nueva. Permite adaptar los precios en función de tres franjas de volumen de obra para cada una de las tipologías de obra nueva del banco (edificación, urbanización e ingeniería civil). Para obtener un coeficiente corrector para obras de rehabilitación-restauración de edificación, éste debe calcularse manualmente y aplicarse con un programa de presupuestos.

- Tipo de precio. Permite seleccionar la consulta de precios de coste directo (con materiales, mano de obra, maquinaria y gastos auxiliares); de coste de ejecución material (que añade al anterior los gastos indirectos, alrededor del 10% en obras de edificación, 6% en obras de urbanización, 5% en obras de ingeniería civil y 17,5% en obras de rehabilitación); y de coste base de licitación, sin IVA (que para obras oficiales añade al anterior un 13% en concepto de gastos generales de empresa y un 6% de benefício industrial).

2.1. TIPOS DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

Se entiende por elemento constructivo aquel concepto que se refiere a la parte física que se integra en una obra de construcción y/o al procedimiento directo utilizado para conseguirla.

Elemento básico (EB)

Cada uno de los elementos de mano de obra, materiales y maquinaria que intervienen en la formación de un elemento auxiliar o de un elemento unitario. Por ejemplo, el kilo de cemento, la hora de alquiler de una máquina, la hora de albañil, el m³ de hormigón comprado en una central hormigonera, etc.

Elemento auxiliar (EA)

Conjunto de elementos básicos que, convertidos en un material que se prepara y consume a pie de obra, es integrante de un elemento unitario. Por ejemplo, la confección en obra de 1 m³ de mortero de cemento, el kilo de hierro R46 chatarrado, etc.

Elemento unitario (EU)

Conjunto de elementos básicos y/o auxiliares que configuran una unidad de obra, y que realiza un mismo grupo de especialistas. Por ejemplo, el m² de enyesado maestreado de pared, el m² de cubierta de teja cerámica colocada con mortero mixto, etc.

Elemento complejo (EC)

Elemento unitario, formado por otros elementos unitarios, que define una unidad de obra más amplia que un unitario y que la realiza uno o varios grupos de especialistas. Por ejemplo, el metro de voladizo de una cubierta, el m² de fachada de dos hojas con aislamiento en la cámara de aire, etc.

2.2. INFORMACIÓN ASOCIADA A LOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS.

Código

La codificación de los elementos responde a un conjunto de nueve caracteres, con el significado siguiente:

• 1º carácter: Indicador de tipo de elemento:

- P: Elemento unitario y elemento complejo. Un filtro permite seleccionar la tipología de la obra (edificación, urbanización e ingeniería civil) y otro filtro permite seleccionar el tipo de actuación (obra nueva, rehabilitación-restauración, reparación, control de calidad, seguridad y salud, y gastos indirectos).

- B: Elemento básico de materiales y elemento auxiliar.

- C: Elemento básico de maquinaria.

- A: Elemento básico de mano de obra.
- 20 carácter: Indicador de capítulo.
- 30 carácter: Indicador de subcapítulo.

• 4º carácter: Indicador de familia. A veces el nivel familia no es suficiente para contener elementos homogéneos y se subdivide en subfamilias. En este caso los elementos tienen 10 caracteres.

• 50 carácter: Guion separador del índice respecto de los elementos.

• 60, 70, 80 y 90: Diferenciadores de los elementos (genéricos o comerciales) de una misma familia. Cuando un usuario crea elementos propios, si utiliza el carácter "." en el primer dígito de este bloque (el primero después del guion separador) no tendrá ninguna incompatibilidad con ningún código que proceda del Banco BEDEC Construcción, de los bancos de entidades ni de los bancos de empresas del BEDEC. Esto permite al usuario crear sus elementos en la familia que corresponda sin entrar en conflicto con el resto de los elementos y, además, aprovechar su pliego de condiciones técnicas.

Definición

Descripción estructurada de las propiedades que concretan la información de forma, material, función y coste de un elemento de acuerdo con las especificaciones de su correspondiente pliego de condiciones técnicas.

Composición y rendimientos

Para los elementos auxiliares, unitarios y complejos, se refiere a los componentes que forman el elemento, con su código, unidad de medición, definición, rendimiento y precio.

Los rendimientos se refieren a valores medios obtenidos de la práctica habitual y de consultas con aplicadores correspondientes a la obra tipo de referencia. En el campo factor de rendimiento se incluyen, en su caso, los recortes y pérdidas de material derivadas de la ejecución del elemento unitario, así como el número de recursos de mano de obra expresados de forma unitaria.

Precio de referencia

Coste unitario de un elemento constructivo.

El precio de la mano de obra de las diferentes categorías se obtiene de los convenios laborales provinciales vigentes incrementados un cierto porcentaje en concepto de plus voluntario y una estimación de incremento para el año en curso. El precio de los materiales son precios a pie de obra, por tanto, incluyen la manipulación, el embalaje, el transporte, la descarga y los descuentos por volumen de compra. El precio de la maquinaria engloba el precio de alquiler, de personal manipulador, combustible, pequeño material y otros necesarios para su funcionamiento, conservación y amortización.

Las unidades de medición utilizadas para los precios están de acuerdo con el sistema internacional de unidades adoptado por la Confederación general de pesas y medidas y vigente en la Comunidad económica europea (RD 2032/2009, de 30 de diciembre).

Datos ambientales

Datos ambientales asociados a los elementos que proporcionan los valores de impacto relativos a los indicadores especificados en las Declaraciones ambientales de Productos de Construcción más utilizados en el análisis de ciclo de vida.

Pliego de condiciones técnicas

Especificaciones técnicas que tienen que reunir los elementos subministrados, preparados o ejecutados en la obra, con un determinado precio de referencia y rendimiento, en su caso. El pliego de condiciones técnicas se redacta en el nivel que permite agrupar elementos con unas mismas características, e incluye, en su caso, la información más particular que pueda tener alguno de sus elementos.

3. ESTRUCTURACIÓN DEL BANCO

El desarrollo del trabajo de estandarización y digitalización de los trabajos de estabilización de taludes y protección contra desprendimientos se inició con una revisión exhaustiva de la estructuración de los elementos unitarios objecto de este en las familias de elementos unitarios correspondientes, siguiendo un criterio de lógica constructiva y racionalización.

Como primer paso se buscaron los capítulos existentes actualmente en el banco BEDEC Construcción, para analizarlos y reestructurarlos de acuerdo con la experiencia aportada por AEEET.

El resultado del trabajo realizado se centra básicamente en el grupo de familias P3L – CONTENCIÓN Y PROTECCIÓN DE TALUDES que facilita de esta forma la búsqueda y obtención de los elementos unitarios para su prescripción en los proyectos:

| P - PARTIDAS DE OBRA Y CONJUNTOS |
|---|
| P3 - CIMIENTOS, CONTENCIONES Y TÚNELES |
| P3J - GAVIONES Y ESCOLLERAS |
| P3J5 ESTRUCTURA DE GAVIONES DE TELA METALICA DE TORSIÓN (CT) |
| P3J7 MUROS DE MAMPOSTERIA |
| P3L - CONTENCIÓN Y PROTECCIÓN DE TALUDES |
| P3L1 SANEO DE ELEMENTOS VEGETALES EN TALUDES |
| P3L2 SANEO DE BLOQUES, PIEDRAS Y MATERIALES INESTABLES EN TALUDES |
| P3L4 ARMADURA PARA HORMIGÓN PROYECTADO EN TALUDES (CT) |
| P3L5 HORMIGONADO DE TALUDES (CT) |
| P3L6 TRATAMEINTO SUPERFICIAL DE HORMIGÓN PROYECTADO EN TALUDES |
| P3L7 DRENAJE DE LA SUPERFICIE DEL TALUD |
| P3LA PERFORACIÓN DE ESTRUCTURAS PARA COLOCAR ANCLAJES |
| P3LB ANCLAJE CON BULONES |
| P3LC PROTECCIÓN DE EXTREMO DE ANCLAJE |
| P3LD PROTECCIÓN DE TALUD CON MALLA DE TRIPLE TORSIÓN |
| P3LD1 PROTECCIÓN SUPERFICIAL DEL TALUD CON MALLA METÁLICA |
| P3LD2 EMBOCADURA PARA MALLAS DE PROTECCIÓN DEL TALUD |
| P3LE PROTECCIÓN DE TALUD CON MEMBRANA DE ALTA RESISTÉNCIA |
| P3LH PROTECCIÓN DE TALUD CON BARRERA ESTÁTICA |
| P3LJ PROTECCIÓN DE TALUD CON BARRERA DINÁMICA |
| P3LM MANTENIMIENTO DE INSTALACIONES DE PROTECCIÓN DE TALUDES |
| P3LR REPARACIÓN DE INSTALACIONES DE PROTECCIÓN DE TALUDES |
| P3LU EQUIPOS AUXILIARES PARA TRABAJOS EN TALUDES |
| P3LV UNIDADES DE OBRA SUPLEMENTARIAS PARA TRABAJOS EN TALUDES |
| PR - JARDINERIA Y MEDIDAS CORRECTORAS DE IMPACTO AMBIENTAL |
| PRI - BIOINGENIERIA |
| PRIE REVESTIMIENTO DE TALUD CON GEOMALLA TRIDIMENSIONAL |
| |

Tabla 1. Estructura del Banco BEDEC resultado del trabajo

Para un acceso más directo a dicho contenido se han clasificado los trabajos de estabilización de taludes y protección contra desprendimientos accediendo por Tipología = Ingeniería civil y Actuación = Protección de taludes.

| eC E | BEDEC - Banco Construcción 2022-04 | 🗰 🛈 🖻 ES 🕶 🗘 |
|-------------------|--|--|
| † | P3 - CIMIENTOS, CONTENCIONES Y TÚNELES 🗸 🛛 P3L - CONTENCIÓN Y PROTECCIÓN DE TALUDES 🗸 | |
| Tipo De P - Pi | Elemento Tipologia Actuación ARTIDAS DE OBRA Y CONJUNTOS 🔻 ingeniería civil 🔻 protección de taludes 🔻 | |
| PO | P3L1 - SANEO DE ELEMENTOS VEGETALES EN TALUDES | Second Se |
| PO | P3L2 - SANEO DE BLOQUES, PIEDRAS Y MATERIAL INESTABLE EN TALUDES | Elementos |
| P0 | P3L4 - ARMADURA PARA HORMIGÓN PROYECTADO EN TALUDES | Piego Elementos |
| PO | P3L5 - HORMIGONADO DE TALUDES | Plego Elementos |
| PO | P3L6 - TRATAMIENTO SUPERFICIAL DE HORMIGÓN PROYECTADO EN TALUDES | |
| PO | P3L7 - DRENAJE DE LA SUPERFICIE DEL TALUD | Elementos |
| PO | P3LA - PERFORACIÓN DE ESTRUCTURAS PARA COLOCAR ANCLAJES | Elementos |
| PO | P3LB - ANCLAJE CON BULONES | Sector Elementos |
| PO | P3LC - PROTECCIÓN DE EXTREMO DE ANCLAJE | Elementos |
| | P3LD - PROTECCIÓN DE TALUD CON MALLA DE TRIPLE TORSIÓN | > |
| PO | P3LE - PROTECCIÓN DE TALUD CON MEMBRANA DE ALTA RESISTENCIA | Elementos |
| PO | P3LH - PROTECCIÓN DE TALUD CON BARRERA ESTÁTICA | Elementos |
| P0 | P3LJ - PROTECCIÓN DE TALUD CON BARRERA DINÁMICA | Elementos |
| P0 | P3LM - MANTENIMIENTO DE INSTALACIONES DE PROTECCIÓN DE TALUDES | Elementos |

Figura 1. Clasificación de los elementos unitarios de protección de taludes en BEDEC Construcción.

4. ELEMENTOS UNITARIOS ESPECÍFICOS

En cada una de las familias de los elementos unitarios detallados anteriormente se ha trabajado la definición de los principales trabajos a realizar en la estabilización de taludes y protección contra desprendimientos.

Destacamos el análisis realizado en la estandarización de los equipos de trabajo con el objetivo de adecuarlos a cada trabajo. La mano de obra considerada en los elementos unitarios es especialista en taludes y trabajos verticales, así para cada trabajo se creó un equipo específico y se le asignó un rendimiento de este según el elemento unitario.

A modo de ejemplo se detalla a continuación el contenido de la familia:

| P3LE- PROTECCIÓN DE TALÚD CON MEMBRANA DE ALTA RESISTENCIA | |
|--|--|
| | |

| Base d | a de datos: BEDEC 2022-04 Precios: E. Pilegos: Elpaña. Volumen obra: Obras top (PEM 1.710 M euros). Tapo de precio: CD. | | | | | | | | |
|--------|---|---|------------|--|--|--|------------------|-------|-----------|
| A | | P3 - CIMIENTOS, CONTENCIONES Y TÚNELES V P3L - CONTENCIÓN Y PROTECCIÓN DE TALUDES V P3LE - PROTECCIÓN DE TALUDE CON MEMBRANA DE V | | | | | | | |
| р0 | 9 P | rote | cción de | talud con membrana de a | alta resistencia | | | | Refn |
| List | a pro | opieda | ades Lista | a elementos | | 1 a 5 de 5 elemi | entos (5 Totales | i) I< | < 1/1 > |
| Accio | ones | | Código | Descripción | | | Precio | co, | |
| Ъ | ŧ | ☆ | P3LE-HK90 | Red de anillos de acero galvanizado, galvanizado de 12 mm de diámetro. N | de 350 mm de diámetro, para la retención de bloques localizados o ti No incluye los refuerzos con cable, los bulones ni la malla de base, qu | ratamiento en áreas puntuales, cosido de paneles y refuerzo entre bulones con cable de acero ue son objeto de unidades de obra independientes | 64,52 € / m2 | 5,34 | 80,93 MJ |
| ъ | <u>+</u> | ☆ | P3LE-HK92 | Red de cable de acero galvanizado, o de paneles y refuerzo entre bulones o independientes | de 8 mm de diámetro y 300x300 mm de luz de cuadrícula, en plezas o con cable de acero galvanizado de 12 mm de diámetro. No incluye los | de 3x3 m o superiores, para la retención de bioques localizados o tratamiento en áreas puntuales, cosido s refuerzos con cable, los buiones ni la maila de base, que son objeto de unidades de obra | 52,40 € / m2 | 6,13 | 92,19 MJ |
| Ъ | <u>+</u> | ☆ | P3LE-HK94 | Membrana de alta resistencia (tipo m rocosos, con anclajes en coronación de talud, y unidas con cable de acero cable ni los bulones, que son objeto d | alla de alambre, malla mixta de alambre y cable, red de cable o red d y pie de talud con barras de acero corrugado en forma de J, de 20 mr galvanizado de 12 mm de diámetro. El cable de pie de talud estará h de unidades de obra independientes | le anillos), con una resistencia a tracción longitudinal de 125 a 185 kN/m, para la relención de bloques m de diámetro y 1 m de longitud, colocadas en perforaciones, cada 3 m en coronación y cada 4 m en pie ensado ligeramente. Cosido entre paños con grapas metálicas o cable. No incluye los refuerzos con | 56,80 € / m2 | 6,33 | 98,62 MJ |
| Ъ | <u>+</u> | ☆ | P3LE-HK96 | Membrana de alta resistencia (tipo m rocosos, con anclajes en coronación de talud, y unidas con cable de acero cable ni los bulones, que son objeto d | alla de alambre, malla mixta de alambre y cable, red de cable o red d y pie de talud con barras de acero corrugado en forma de J, de 20 mr galvanizado de 12 mm de diámetro. El cable de pie de talud estará h de unidades de obra independientes | le anillos), con una resistencia a tracción longitudinal de hasta 125 kNim, para la relención de bloques m de diámetro y 1 m de longitud, colocadas en perforaciones, cada 3 m en coronación y cada 4 m en pie ensado ligeramente. Cosido entre paños con grapas metálicas o cable. No incluye los refuerzos con | 42,34 € / m2 | 4,80 | 71,57 MJ |
| ъ | ŧ | ☆ | P3LE-HK98 | Membrana de alta resistencia (tipo m rocosos, con anclajes en coronación de talud, y unidas con cable de acero cable ni los bulones, que son objeto c | alla de alambre, malla mixta de alambre y cable, red de cable o red d y pie de talud con barras de acero corrugado en forma de J, de 20 mr galvanizado de 12 mm de diámetro. El cable de pie de talud estará t te unidades de obra independientes | le anilios), con una resistencia a tracción longitudinal mayor a 185 kNm, para la refención de bloques m de diámetro y 1 m de longitud, colocadas en perforaciones, cada 3 m en coronación y cada 4 m en pie ensado ligeramente. Cosido entre paños con grapas metálicas o cable. No incluye los refuerzos con | 72,65 € / m2 | 8,37 | 134,54 M. |



Cada elemento unitario dispone de todos los datos necesarios para su prescripción en un proyecto y su uso en obra.

Vemos en detalle el contenido del elemento P3LE-HK96:

Descripción:

Membrana de alta resistencia (tipo malla de alambre, malla mixta de alambre y cable, red de cable o red de anillos), con una resistencia a tracción longitudinal de hasta 125 kN/m, para la retención de bloques rocosos, con anclajes en coronación y pie de talud con barras de acero corrugado en forma de J, de 20 mm de diámetro y 1 m de longitud, colocadas en perforaciones, cada 3 m en coronación y cada 4 m en pie de talud, y unidas con cable de acero galvanizado de 12 mm de diámetro. El cable de pie de talud estará tensado ligeramente. Cosido entre paños con grapas metálicas o cable. No incluye los refuerzos con cable ni los bulones, que son objeto de unidades de obra independientes

Justificación de precios:



Figura 3. Justificación de precios elemento unitario P3LE-HK96

Se puede observar que en la justificación de precios del elemento unitario de membrana solo se ha considerado la extensión de esta. Y otras operaciones necesarias pero que requieren especificaciones diferentes en cada proyecto, como los refuerzos con cable, los anclajes con bulones o mallas de base son objeto de unidades de obra independientes. Consiguiendo de esta forma disponer de un amplio abanico de combinatorias según el número y longitud de los bulones, los cables y los tipos de malla.

(ver familias: P3LB - ANCLAJE CON BULONES y P3LD1 - PROTECCIÓN SUPERFICIAL DEL TALUD CON MALLA METÁLICA)

En otro orden de cosas, señalar la creación de elementos auxiliares como Helicópteros, grúas de gran tonelaje, ... incluidos en la familia: P3LU - EQUIPOS AUXILIARES PARA TRABAJOS EN TALUDES, divididos en elementos unitarios de traslado de la maquinaria y jornada de trabajo. Como es sabido no es viable la valoración dentro de los elementos unitarios, ya que dependen de la características y especificaciones de la obra. En obras de otras características estos conceptos serian incluidos en los gastos indirectos de estas, pero en el tipo de obras del que ocupa este trabajo suelen tener especial relevancia y requieren de un tratamiento específico.

5. PLIEGO DE CONDICIONES TÉCNICAS

Los elementos disponen de su correspondiente pliego de condiciones técnicas que contiene las especificaciones exigibles a cada uno de los elementos básicos, auxiliares, unitarios y complejos incluidos en el presupuesto de un proyecto, con un determinado precio de referencia y rendimiento (en su caso). No se puede renunciar a la consideración que a cada elemento con un precio de referencia asignado se le tienen que exigir unas condiciones determinadas con el fin de conseguir el equilibrio suficiente entre la relación coste/calidad en el proceso constructivo.

Los elementos básicos, auxiliares, unitarios y complejos que contemplan los pliegos corresponden a los incluidos en los precios, a los cuales complementan de una manera efectiva de acuerdo con la consideración que se ha hecho anteriormente y, a la vez, permiten facilitar la obtención de otro documento de proyecto tan importante en los aspectos técnico-contractuales como es el pliego de condiciones técnicas.

5.1. CRITERIOS GENERALES

El criterio fundamental empleado en la redacción de estas especificaciones es el de dar una relación, lo más estricta posible, de cuáles son los aspectos más relevantes que se deben tener en cuenta y cuáles son los valores exigibles para cada uno de los elementos constructivos.

Así pues, las especificaciones seleccionadas tienen que considerarse de tipo general o de aplicación universal, dejando la ampliación con otras especificaciones de tipo más particular o subjetivo al criterio del técnico responsable.

5.2. CRITERIOS PARTICULARES

Los pliegos de condiciones técnicas están redactados en el nivel que permite agrupar elementos con unas mismas características, e incluyen, en su caso, información particular que puedan tener algunos de sus elementos. Los pliegos de condiciones técnicas se han estructurado en 5 apartados, comunes a todos los elementos:

• El primer apartado recoge las especificaciones finales exigibles al elemento recibido en obra o acabado, y si la hay, indica la Normativa de referencia que se tiene que seguir para determinarlas.

• El segundo apartado recoge las especificaciones exigibles al suministro y almacenamiento de los elementos simples y a las especificaciones de elaboración y utilización de los elementos auxiliares. El pliego de los elementos unitarios y elementos complejos recoge las especificaciones exigibles del proceso de ejecución, con la finalidad de garantizar la calidad final correcta cuando la comprobación del elemento acabado no es factible. En ningún caso se han querido establecer sistemas idóneos de construcción, ya que estos pueden ser variados y puede interesar mejorarlos, teniendo en cuenta la situación actual del sector de la construcción.

• El tercer apartado recoge la unidad y el criterio con que es necesario hacer la medición correspondiente, para cuantificar correctamente el elemento considerado y obtener unas valoraciones finales de acuerdo con unas reglas previamente establecidas y aceptadas implícitamente por los diferentes agentes del proceso constructivo.

• El cuarto apartado recoge la normativa vigente que se ha considerado obligatoria según el objetivo de cada pliego de condiciones, aunque en algún caso no sea jurídicamente exigible de manera automática (este supuesto se ha señalado con un asterisco). En otros casos, no recoge ninguna normativa, no porque no tenga o porque jurídicamente no sea exigible, sino porque su contenido no aporta ninguna especificación adicional al elemento considerado.

• El quinto apartado recoge las condiciones de control de calidad de los materiales, elementos unitarios y elementos complejos correspondientes a los ámbitos de control más habituales. Para los materiales recoge las condiciones de control de recepción y para los elementos unitarios y elementos complejos las condiciones de control de ejecución y de la obra acabada. Todos ellos con indicación de las operaciones de control, los criterios de toma de muestra y con la interpretación de resultados y actuaciones en caso de incumplimiento.

| IT | eC BEDEC - Banco Construcción 2022-04 🗰 🛈 🖻 🖅 🗘 |
|----------|--|
| Q | P3LD1 - PROTECCIÓN SUPERFICIAL DEL TALUD CON MALLA METÁLICA 👼 🛛 |
| • | PLIEGO DE CONDICIONES TÉCNICAS |
| * | 1 DEFINICIÓN Y CONDICIONES DE LAS PARTIDAS DE OBRA EJECUTADAS |
| | Colocación de mallas de protección de taludes, ancladas con barras de acero o a una correa de hormigón en la parte superior del talud, y sujetada con cables o con piquetas de anclaje. |
| _ | La ejecución de la unidad de obra incluye las siguientes operaciones: - Premaración de la zona de trabajo |
| <u>ш</u> | - Colocación de la malla Arcipia de la malla en la porte superior y al pie del talud |
| | - Ancraje de la maria en la parte superior y al pie del talud - Unión a los lados de las mallas adyacentes |
| | CONDICIONES GENERALES: |
| | El enrejado cumplirá la función de protección contra los desprendimientos de rocas y piedras de los taludes anexos a las vías de comunicación. |
| | La malla quedarà anclada en la parte superior del talud, a 3 m de su inicio. |
| | tos facinais ue las maitas augacentes estanan unitos entre si para craogian cumo una maita unita. La narte superior de la malla y los laternales estanán doblados y unidos a una barra continua de arero de diámetro s≡ 10 mm |
| | La red quedará fijada al pie del talud, con picas dispuestas cada metro. |
| | Las sujeciones al talud no disminuirán la elasticidad de la red, para permitir su función amortiguadora de posibles desprendimientos. |
| | Si la sujeción se hace con cables, quedarán fijados en la cabeza y al pie del talud. Si se hace con piquetas, quedarán situadas de manera discrecional, siguiendo las |
| | irregularidades del terreno. |
| | Anclaje con barnas de acero corrugado: |
| | - Diametro de las Darras de anclais a los dal talud: >= 12 mm |
| | - Separation entre barras de anclaie en la cabeza del tallot <= 1 m |
| | Anclaje con piquetas: |
| | - Separación entre piquetas de sujeción: <= 5 m |
| | 2 CONDICIONES DEL PROCESO DE EJECUCIÓN |

Figura 4. Pliego de condiciones técnicas familia partidas de obra P3LD1

6. DATOS AMBIENTALES

Los datos ambientales asociados a los elementos proporcionan los valores de impacto relativos a los indicadores especificados en las Declaraciones ambientales de Productos de Construcción más utilizados en el análisis de ciclo de vida.

Aplica las metodologías ISO 14040, EN 15804+A1 y otros estándares relevantes, ofreciendo la posibilidad de realizar una evaluación ambiental de las obras de construcción según las diferentes etapas del ciclo de vida: Fabricación (materiales, maquinaria, partidas de obra), transporte hasta la obra (maquinaria), construcción (partidas de obra), uso (de momento solo con maquinaria) y final de ciclo de vida. Los datos que se ofrecen se apoyan en la base de datos de referencia Ecoinvent, líder mundial.

Los indicadores que se ofrecen a partir del banco 2022 son:

- Potencial de calentamiento global (kg CO2 eq.).
- Energía primaria no renovable (MJ).
- Energía primaria renovable (MJ).
- Separación selectiva de residuos (LER). Con las cantidades y características de los residuos de obra y de embalaje que genera cada elemento unitario. Esto permite desarrollar un Plan dirigido a su mejor gestión y/o a la eventual reutilización en la propia obra
- Contenido de materia primaria (%) y contenido reciclado, pre-consumo y post-consumo (%) con su proporción en peso, dato necesario para establecer estrategias de reducción y/o de la incorporación de reciclados y/o de reutilización de sobrantes, a fin de conocer el ahorro o exceso de energía y CO2 equivalente, así como del resto de indicadores ambientales.
- Factor de desmontabilidad.

- Potencial de agotamiento de la capa de ozono estratosférico (kg CFC-11 eq).
- Potencial de acidificación del suelo y de los recursos de agua (kg SO2 eq.).
- Potencial de eutrofización (kg (PO4)3 -eq).
- Potencial de formación de ozono troposférico (kg etileno eq.).
- Potencial de agotamiento de los recursos abióticos fósiles (MJ).
- Potencial de agotamiento de los recursos abióticos no fósiles (kg Sb eq.).



Figura 5. Datos ambientales elemento unitario P3LE-HK90

7. ACTUALIZACIÓN Y BEDEC DINÁMICO

Además, al igual que el resto de los elementos del Banco BEDEC Construcción, tanto los precios de los materiales como la mano de obra y la maquinaria se actualizan periódicamente, así como la vigencia de los sistemas empleados según evoluciones del mercado, de la normativa, etc. asegurando el mantenimiento de este.

Además de la actualización periódica estándar y la realización de bancos estables, se puede consultar la versión del banco BEDEC Dinámico, donde se recogen en línea todas las actualizaciones que se van produciendo y se realiza una actualización mensual de los precios de los materiales considerados más importantes por tener un mayor peso económico en los presupuestos de ejecución material de un proyecto.

8. CONCLUSIONES

El resultado final ha supuesto una importante mejora en los elementos unitarios este ámbito, sobre todo en lo que a descripción de los trabajos y justificación se refiere. El hecho de estar introducidos en el banco BEDEC ofrece, además, la posibilidad de aplicar los precios de la mano de obra según los diferentes convenios territoriales, por provincias, comunidades autónomas o estatal, así como los precios de los materiales considerados más importantes por su peso económico en los proyectos, adaptados también a las diferentes provincias y comunidades autónomas. De igual modo, se incluye información de pliegos de condiciones técnicas y datos ambientales integrados en los elementos unitarios.

Con todo este trabajo efectuado entre la AEEET y la Fundación ITeC se ha logrado el objetivo de crear una herramienta rigurosa y seria de estandarización con unas unidades de obra específicas para estabilización de taludes y protección de desprendimientos. Herramienta que a través de BEDEC

Construcción y el formato FIEBDC (de intercambio estándar de bases de datos de construcción) está a disposición de todos los actores que la requieran.

REFERENCIAS

FIEBDC. Formato de intercambio estándar de Bases de datos para la construcción. https://www.fiebdc.es/ ITeC. 2020. Criterios del Banco BEDEC. https://docs.itec.cat/e/Guia.criterios.bedec.20.pdf Ministerio de Industria, Turismo y Comercio. BOE-A-2010-927. Real Decreto 2032/2009, 30 de diciembre, por el que se establecen las unidades legales de medida.

EXPERIENCIAS EN LA EJECUCIÓN DE SANEAMIENTOS DE BLOQUES INESTABLES MEDIANTE EL USO DE SACOS NEUMÁTICOS

Begoña Placer (1), Pedro Tardós(2), Josep Ma Caba(3)

(1) Departamento Producción Infraestructures de Muntanya, SL begona.placer@imuntanya.com

(2) Departamento de PrevenciónInfraestructures de Muntanya, SL Pedro.tardos@imuntanya.com

(3) Gerencia Infraestructures de Muntanya, SL jm.caba@imuntanya.com

RESUMEN

El objetivo de este artículo es explicar, a partir de varios casos reales, cómo actuar ante una obra de emergencia por riesgo geológico en el que se detectan volúmenes de roca inestable.

Antes de cualquier acción correctiva en una ladera inestable se debe hacer un análisis de la ladera y determinar las acciones a realizar para ejecutar la solución, para ello se dispone de distinta herramientas de análisis imágenes aéreas de la zona, visitas in situ,etc... . En el caso práctico, en el que nos basamos se contó en su mayoría con imágenes obtenidas con Dron, debido a que las zonas de estudio son de difícil acceso, para una posterior elaboración de un modelo digital del terreno y poder determinar los bloques que son potencialmente inestables. En este estudio inicial de la ladera se detectaron bloques en situación crítica o precario para su estabilidad para ejecutar los trabajos de estabilidad, así como un alto riesgo para los operarios que deberían realizar los futuros trabajos de estabilización

Como elemento innovador a nivel ejecutivo se empleó para sanear bloques o masas rocosas con alto potencial de inestabilidad cuyo volumen es de grandes dimensiones y que los trabajos para su estabilización podrían comprometer a los operarios, los sacos neumáticos o airbags. Esta técnica que permite trabajar a unos metros de distancia del bloque que se ha de sanear, por lo tanto, se encuentra fuera de cualquier movimiento descontrolado que pueda poner en peligro al personal que ejecuta dicha acción a la vez que permite la remoción de volúmenes inalcanzables por medios manuales en técnicas de trabajo vertical.

1. INTRODUCCIÓN

Como empresa especialista en la estabilización de taludes nos encontramos habitualmente con casos de inestabilidad de taludes que se originan de manera inminente o que se detectan en un punto donde la actuación pasa a ser de emergencia o de una urgencia alta. Para ello se debe intentar seguir un protocolo o una metodología, de manera que se intente en todo lo posible sistematizar el proceso de

actuación frente a estos sucesos de riesgos naturales asociados a la geología de las laderas naturales o de taludes excavados. En el estudio de la estabilidad de taludes se abordan aquellos fenómenos de estado ultimo o de rotura de masa de suelo, es decir, aquel agente externo que resulta ser el responsable de la inestabilidad, este puede ser el peso, la presión de agua y las cargas externas.

La determinación de las condiciones de estabilidad de laderas naturales es un objetivo importante para realizar el estudio de los posibles riesgos de origen geológico, cuando en cuyos casos no interviene el ser humano, la frecuencia e importancia de los deslizamientos del terreno van a ir ligados a zonas de relieve montañoso, a la intensidad y duración de precipitaciones y a ciertas formaciones litológicas especialmente sensibles a los movimientos. Por lo que este estudio es importante ya que las zonas donde se encuentre edificación y carreteras tienden a tener una exposición más alta al riesgo de caídas de rocas o distintos problemas de estabilidad.

Por lo que se ha de tener en cuenta que antes de realizar cualquier acción se ha de realizar un análisis de estabilidad de la ladera y determinar cuál es la acción más adecuada para dicha solución.

• METODOS

A continuación, se va a hablar de los métodos de estudio de dicho artículo, que se van a dividir en tres partes: los análisis y acciones, las técnicas de estabilidad y por ultimo los casos reales.

Análisis y acciones correctivas

Para la realización de los análisis y determinar las acciones correctivas, lo primero que se ha de realizar es el trabajo de campo, visitando la zona y recogiendo toda la información necesaria o relevante para un posterior estudio de gabinete.

En el trabajo de campo se revisará el talud y en la medida de lo posible se tomarán vuelos de dron, el vuelo se realiza de forma automática programada a altura constante del suelo, en imagen cenital, para obtener una resolución general centimétrica por pixel. Adicionalmente se realizará vuelo manual para obtener imágenes oblicuas de frentes verticales o inclinados.

Con toda la información obtenida en campo se elabora un modelo digital del terreno (MDT), este modelo permite medir en 3D, longitudes, superficies y volúmenes, de cualquier accidente del terreno reflejado en el modelo digital (Fig.1).



Figura 1. Modelo digital del terreno. Gomera.

Con los modelos en 3D podemos tener una vista general de la zona, observar con detalle la zona en la que se ha generado el desprendimiento o un posible desprendimiento, localizar esos bloques que se encuentran en equilibrio inestable o metaestable.

Una vez realizado esta primera visita a campo, y donde se han podido extraer datos para poder trabajar tanto la hipótesis de fallo como el potencial riesgo existente o remanente en la ladera, pues muchas
veces la llamada de auxilio se realiza una vez ya se han producido eventos de desprendimientos o deslizamientos. Se deben iniciar la toma de decisiones, pues la visita en si ya nos permite un primer análisis cualitativo del estado de la ladera o talud y la exposición al riesgo existente.

Las primeras actuaciones si se constata que el riesgo es existente ya que hay un alto potencial de caídas de bloques o deslizamientos en masa, es minimizar la exposición al riesgo, mediante el corte de los accesos a las partes inferiores, desalojos de viviendas, etc...

Posteriormente se procederá mediante el análisis in situ más la ayuda de las imágenes del dron, la detección de esos bloques o masas de terreno susceptibles de poder ser eliminadas o de desalojadas de la ladera y/o talud, paralelamente a los análisis cuantitativos que se desarrollaran en oficina mediante software de última generación.

Y es en este punto del proceso donde vamos a centrar nuestra experiencia en distintos casos donde se ha procedido al saneo de elementos metaestables.

Mientras en oficina se planificará las posibles actuaciones



Figura 2. Zona de Riesgo de desprendimiento. Pola de Somiedo (Asturias)

Elementos estructurales resistentes, con ello lo que se pretende es aumentar la resistencia al corte del terreno mediante:

- Elementos que mejoran la resistencia del terreno en la superficie de rotura (Micropilotes).
- Elementos que aumentan las fuerzas tangenciales de rozamiento en la superficie de rotura (Anclajes y bulones).
- Refuerzo en la zona de pie de talud (Muros y elementos de contención).

En nuestro caso lo que nos interesa explicar y desarrollar es el uso de las medidas de protección superficial, dichas medidas están encaminadas a:

- Eliminar la caída de rocas.
- Aumentar la seguridad del talud frente a roturas superficiales.
- Evitar o reducir la erosión del talud.

Por lo que las actuaciones que se llevan más frecuentemente son:

- Saneo de bloques inestables.
- o Bulonado sistemático
- Instalación de membrana de acero solas o combinadas con geomallas.
- o Gunitado.
- Colocación de barreras dinámicas
- Construcción de muros.
- o Hidrosiembra.

A partir de toda la información recabada para el estudio, se lleva a cabo el estudio de los bloques que son más inestables:

Detección de bloques en situación critica

A través de la nube de puntos y un programa se podrá identificar los bloques potencialmente inestables, así como su tamaño. Con ello se puede determinar que solución es la más adecuada:

- Saneo
- Estabilización
- Interceptación de bloques desprendidos
- Combinar las actuaciones anteriores

2. EL SANEO

Este es una de las soluciones mas empleadas antes de cualquier medida de estabilización o protección contra caída de bloques. Pues nos permite disminuir la exposición al riesgo de nuestros propios operarios y a la vez eliminar parte del potencial de desprendimiento, pudiendo reducir las actuaciones posteriores de estabilización. Lo que comúnmente se conoce como eliminar el problema de raíz. Este procedimiento es viable en escasas situaciones, ya que entran otros factores en juego como puede ser la existencia de una infraestructura a pie de talud, cuyo daño puede conllevar a un mayor coste que la propia estabilización.

El proceso de saneo consiste en la eliminación de los elementos inestables existentes en la superficie del talud o masas de terreno que por su situación límite se encuentran en una situación metaestable. Existen distintos métodos de saneo:

• <u>Saneo con herramientas manuales</u>, consiste en emplear herramientas manuales, es uno de los métodos de saneo más empleado. La ventaja principal que tiene este método es el fácil manejo por su reducido peso y poder desplazarte por el talud sin complicación, en cuanto a las limitaciones, una de las más destacables es que si el volumen de roca que se desea sanear es de grandes dimensiones no será posible ya que depende de la fuerza del personal que lo ejecute. Es una herramienta económica. Tiene una alta exposición por el operario



Figura 3. Empleo de patacabra para saneo manual.

 <u>Saneo con maquinaría</u>, como podría ser una retroexcavadora, este método es más empleado en el caso de que se quiera hacer un desmonte, perfilado de un talud además de retirada de material inestable. Para poder emplear este método se necesita un acceso rodado, lo que limita la zona de actuación generalmente desde las partes inferiores y limitado a las características técnicas de la máquina. Su uso más habitual es para zonas de baja altura, donde los bloques son de grandes dimensiones lo que imposibilita el saneo con medios manuales. El coste es más elevado. Tiene una muy alta exposición para el operario y la maquinaria.



Figura 4. Saneo y movimiento de bloques con una retroaraña.

 <u>Saneo mediante voladuras</u>, consiste en una técnica de perforación y voladura para su excavación, este uso es más habitual cuando el material rocoso es más duro y se quiere sanear un gran volumen de material o para realizar un desmonte en terreno duro o en minería. La limitación de dicho método es su empleo en zonas donde no se requiere eliminar un volumen elevado de material. El coste es elevado ya que conlleva el uso de perforaciones, el coste del explosivo y su polvorín, la necesidad de tramitar permisos y un proyecto por un técnico facultativo. La exposición del operario es baja.



Figura 5. Esquema de voladura.

Saneo mediante cemento expansivos, consiste en la realización de perforaciones sistemáticas para usar como línea de precorte similar al método anterior, pero en vez de utilizar material explosivo se introduce el cemento especial de alta expansión que actúa en plazo de tiempo de entre 12 y 24 horas para conseguir la fragmentación de bloques de grandes dimensiones y no se pueden realizar con herramientas manuales. La limitación de dicha técnica es que existe la posibilidad de una caída no controlada que pueda afectar a personas o infraestructuras durante el tiempo de reacción del cemento expansivo. El tiempo de reacción, es así mismo variable pues depende entre otros factores de la temperatura y las características del bloque. Es un método de coste intermedio. La exposición del operario es alta



Figura 6. Imagen antes de romper, una vez perforado e introducido el cemento expansivo.



Figura 7. Imagen una vez actuado el cemento expansivo.

- <u>Saneo mediante Gato Hidráulico</u>, es una herramienta también considerada como manual en el que se introduce el gato en una fractura y se ejerce presión para hacer la caída del bloque inestable. Una limitación destacable es que dependiendo de la fractura que tenga el terreno no se puede introducir con facilidad, requiere la presencia in situ de personal que aplique la tensión. Coste intermedio. La exposición del operario es alta durante la preparación y baja duranta el trabajo del gato hidráulico
- <u>Saneo mediante Sacos neumáticos</u>, consiste en introducir un saco compuesto por materiales de alta resistencia en las fisuras existentes en el terreno de dimensiones centimétricas y que permite con su hinchado mediante un sistema de bombeo de aire desplazar cargas de hasta 70.000 kg. El coste es intermedio por su alto desgaste. La exposición del personal es baja.



Figura 8. Sacos neumáticos hinchados para sanear el bloque.

3. RESULTADOS

En dicho apartado se hablarán de cuatro casos reales, tres de ellos, tras el evento de desprendimientos se ha realizado un informe en que se ha realizado un informe en el que se recogen los estudio geotécnico del macizo, así como la geología de la zona y las acciones correctivas que se han de llevar a cabo, en el último caso se llevó a cabo una rápida actuación debido a la situación y ubicación de dicho desprendimiento.

Se consideran obras de emergencia a aquellas que se requiere un inminente comienzo ya que ponen en riesgo una zona transitada, habitada o cualquier aspecto que afecte a las personas que se encuentran entorno a dicha zona.

El primer caso es en <u>La Gomera (Canarias)</u>, es una zona de carretera en la que los desprendimientos estaban generando impactos en la carretera por donde hay un gran número de circulación ya que la carretera conecta el puerto con la ciudad. Se realizo un estudio previo para establecer como actuar ante dichos desprendimientos. Se estableció un saneo previo para eliminar cualquier posible peligro, empleando en dicho caso el saneo con Sacos neumáticos, debido a la presencia de bloques de gran tamaño, y herramientas manuales, posteriormente se llevó a cabo la estabilización del talud con mallas, bulones y cable de refuerzo.



Figura 9. Saneo con sacos en La Gomera.

El segundo caso es en Somiedo (Asturias), un gran desprendimiento dejo sin comunicación a varias localidades siendo dicha zona de gran tránsito de vehículos como de paseo. En este caso también se llevo a cabo un estudio para determinar como actuar y que métodos de estabilización se han de llevar a cabo. Se determino un saneo en un primer instante debido a la existencia de varios bloques que podrían afectar al trabajo posterior de estabilización, para ello se emplearon sacos neumáticos y herramientas manuales. Posteriormente se coloco malla, bulones y una barrera.



Figura 10. Saneo manual en Somiedo (Asturias)

El tercer caso es el en Sant Llorenç Montgai (Cataluña), zona con caídas de bloques en carretera, generando inseguridad para el paso de vehículos. En este caso solo se llevo a cabo el saneo de bloques potencialmente inestables, de carácter urgente, por la necesidad del paso de vehículos por la zona.



Figura 11. Saneo con sacos neumáticos en Sant Llorenç de Montgai

Por último, está el caso del desprendimiento en la vía de tren entre la línea de Lleida a la Pobla (Catalunya), donde un gran volumen de rocas cayó a las vías generando la ocupación de dicha vía. Por lo que antes de realizar cualquier sostenimiento del talud se llevó a cabo un exhaustivo saneo de gran parte del macizo rocoso. Dada la ubicación del saneo se requiere una protección a la vía mediante neumáticos, para evitar así el daño a la infraestructura.



Figura 12. Preparación antes de hacer el saneo.



Figura 13. Imagen de como quedo la vía después del saneo.

Para actuar ante una obra de emergencia por riesgos geológicos en el que se han detectado volúmenes de roca inestable se requiere en un primer instante realizar un análisis para estudiar las acciones correctivas

4. **DISCURSION**

El empleo de los sacos neumáticos es un elemento innovador que llevamos a cabo en una gran parte de los saneos realizados en taludes que presentan bloques de gran tamaño que por su disposición y ubicación se han tenido que llevar a eliminarlos y reducir así el área de estabilización. En la siguiente tabla se recogen las ventajas y desventajas del uso de dicha técnica.

| Ventajas | Desventajas | | | |
|---------------------------|--------------------------|--|--|--|
| Capaces de mover grandes | Puede conllevar al | | | |
| volúmenes de roca | arrastre de mas bloques | | | |
| No requiere hacer grandes | El peso de los sacos, | | | |
| esfuerzos | aunque no es excesivo. | | | |
| Fácil manejo | Preparación de las | | | |
| | fisuras para introducir | | | |
| | los sacos | | | |
| Seguridad para los | Herramienta cara | | | |
| operarios que sanean | | | | |
| Mas control en el saneo | Los operadores de los | | | |
| | sacos han de estar | | | |
| | cualificados | | | |
| Mayor rendimiento | Son delicadas, requieren | | | |
| | mayor mantenimiento | | | |

Tabla 1. Tabla de ventajas y desventajas en el uso de los sacos neumáticos.

5. CONCLUSIÓN

El empleo de sacos neumáticos es un elemento innovador, el cual se emplea para el saneo de bloques inestables de una forma segura, para el que se encarga de dichos trabajos, así como mover un gran volumen de bloques que con otras técnicas manuales no sería posible. Los beneficios de dicha técnica no solo son el volumen de bloque saneado, si no la ergonomía de dicha técnica.

Por otro lado, la técnica ofrece un mayor rendimiento, ya que con un saneo eliminas mayor volumen que con las técnicas manuales y a la vez hay una mayor seguridad a la hora de realizar el saneo.

REFERENCIAS

Gonzalez Vallejo, L. I. (2002). Ingenieria Geologica (1.ª ed.). Pearson Educación. Pp:430-455

Proyectos, U. D. (1999). Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes. Re-impresión.

Lloret, A., Gili, J.A., Gens, A. and Alonso, E., 1984. Avances recientes en el análisis de la estabilidad de taludes. In: ETSECCPB-UPC (Editor), Inestabilidad de Laderas en el Pirineo, Barcelona

Hungr, O.; Leroueil, S.; Picarelli, L. 2013. The Varnes classification of landslide types: an update

Lynn M. Highland and Peter Bobrowsky, The Landslide Handbook— A Guide to Understanding Landslides. USGS

GUNITA EN TALUDES. PROPIEDADES, MEDIOS DE PROYECCIÓN, PUESTA EN OBRA Y RETOS

Francisco Cobo de la Herranz (1) y Alejandro Serrano Gonzalez (2)

 Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Miramar Gunitados, S.A. francisco@miramargunitados.es

> (2) Ingeniero Técnico de Minas Miramar Gunitados, S.A.alejandro@miramargunitados.es

RESUMEN

La gunita es un elemento indiscutible en los tratamientos actuales de estabilización de taludes. Se trata de un hormigón de árido fino, transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente sobre una superficie a gran velocidad. Hay dos procedimientos fundamentales de ejecución, por vía seca y por vía húmeda. Nos centraremos en el último. Las razones principales de su uso son su fácil puesta en obra, sus considerables resistencias mecánicas, el aumento que produce en la resistencia del macizo tratado, su gran adherencia, su impermeabilidad, su durabilidad, su facilidad de adaptación a las irregularidades del talud y su ahorro económico. Los medios de proyección y su puesta en obra han evolucionado atendiendo a las nuevas tecnologías que permiten mayores rendimientos, mejores calidades y mayor seguridad. Los principales retos a los que se enfrenta son la integración en el paisaje y la durabilidad.

1. INTRODUCCIÓN

La gunita tiene ya una larga vida, su precursor el Doctor Carl Ethan Akeley en 1907 se vió en la necesidad de formar los músculos de animales prehistóricos y viendo que no era capaz con el modelaje inventó una máquina capaz de proyectar mortero. Este proceso fue patentado por Cement Gun en 1911 con el nombre de Gunita. A finales de la segunda Guerra Mundial se le añadió árido grueso y ya se le empezó a llamar hormigón proyectado. Desde un punto de vista académico podríamos decir que gunita es toda aquella mezcla con árido máximo 8 mm y hormigón proyectado el que llega a 16 mm. No obstante, en la práctica habitual de las obras se les llama indistintamente y así lo haremos nosotros en este artículo. Al principio, sus primeras aplicaciones ingenieriles fueron la reparación de estructuras, fundamentalmente muros. Hoy en día su uso es grande y variado, desde el que nos ocupa, taludes, hasta túneles, canales, depósitos, protección de estructuras metálicas, piscinas, rocódromos, esculturas, pistas de skate, etc.

2. GUNITA.

Consideramos la gunita como un hormigón de árido fino. Su huso granulométrico más habitual es el 0-12. La forma correcta de dosificarla es en peso. Su contenido en cemento es alto (C>400 kg/m3). Los cementos utilizados cumplirán la normativa UNE-EN 197-1 y serán del tipo CEM I y CEM II 42.5 R ó 52.5 R para conseguir altas resistencias iniciales (Fraguado rápido). Deberán tenerse en cuenta otras necesidades en función de posibilidad de ataque por sulfatos (SR) y/o agua de mar (MR). La función del cemento es doble. Por un lado, actúa como pegamento y por otro como lubricante. Los áridos deben cumplir las normas UNE-EN 12620 o UNE-EN 13055-1. Las arenas tendrán un módulo de finura entre 2.4 y 3.2, tendrán más del 2% de finos y entre el 8 y el 12% de fracción inferior a 0.25 mm. Son las responsables de mejorar la adherencia y reducir el rechazo. Tienen el inconveniente de aumentar la retracción. Los áridos gruesos (generalmente hasta 12 mm) se ajustarán a la curva granulométrica. Favorecen la compactación y mejoran la resistencia. El agua de amasado debe cumplir la norma UNE-EN 1008. La relación a/c oscila entre 0.38 y 0.45. El cono entre 10 y 15 cm. Se pueden utilizar aditivos. Los más habituales son acelerantes para disminuir rebote. Aumentan las resistencias iniciales, pero tienen el inconveniente de que las reducen a largo plazo. Hay otros tipos para casos más particulares, a saber, superplastificantes para mejorar la trabajabilidad, reductores de agua, estabilizadores de fraguado y colorantes para mejorar la integración paisajística. También se pueden utilizar adiciones. Las más habituales son el humo de sílice y las cenizas volantes. La microsílice mejora considerablemente la impermeabilidad, la cohesión (disminuye el rebote) y las resistencias finales. El cemento tipo CEM II A-D la incluye en su composición. El cemento CEM II A-V ídem con las cenizas volantes.

Formalmente el hormigón proyectado se tipifica de la siguiente manera: HPY-F/R(E)/J.

F se refiere a la función que va a desempeñar y en el caso de estabilización permanente de taludes su valor es III. R será la resistencia específica a 28 días, salvo que detrás y entre paréntesis, letra E, aparezca un número que indique los días a los que se debe obtener la resistencia específica. J al igual que E es opcional y se refiere a posibles exigencias a corto plazo de la gunita, tiempo de 24 horas o menos, de ahí que suela llamarse hormigón proyectado joven. Puede valer J1, en el caso de necesidad de colocación lo más rápido posible (Ejemplo: Taludes de emergencia, afluencias de agua con capas gruesas), J2 si la presión activa de la roca precisa de grandes exigencias del hormigón joven y J3 si las necesidades son todavía mayores.

Para el sostenimiento de un talud con resistencia exigida a 28 días de 30 MPa, sin necesidades específicas en el corto plazo, su nomenclatura sería: HPY-III/30 y para un talud de emergencia y con vías de agua su nomenclatura podría ser: HPY-III/30/J1.

3. PROPIEDADES

Las propiedades que tiene el hormigón proyectado son:

- Alta adherencia. Para conseguirla se necesita que la mezcla impacte contra el talud a alta velocidad rellenando las irregularidades, poros y fisuras con las partículas más finas (Cemento y filler). De esta manera, se sellan de forma segura grietas y oquedades. Además, es en esa primera película que actúa como pegamento, donde se incrustan los áridos gruesos. Su resistencia al desprendimiento varía entre 0.3 y 2 N/mm2 y depende entre otros factores de la habilidad del gunitador, dosificación de la gunita y características del talud.
- Impermeabilidad. Al tener mayor cantidad de áridos finos y atendiendo al coeficiente de permeabilidad Darcy podemos considerar que la gunita es impermeable. Ayuda también una relación baja de a/c y una buena compactación al proyectar la mezcla a gran velocidad.

El que la gunita tenga esta cualidad nos implica, para su correcta ejecución, la realización de drenes o mechinales para evacuar correctamente el agua que pueda circular en el trasdós. Su longitud y disposición dependerán del volumen de agua a evacuar.

- Resistencia. El hormigón proyectado tiene una resistencia a compresión alta. Oscila entre 20 y 50 MPa. La misma además va a mayores con el tiempo, debido a su alto contenido en Cemento. La resistencia a tracción es pequeña, inferior al 10% de la de compresión. Por eso debemos armarla mediante mallazo y/o fibras. El hormigón con fibras mejora su resistencia a flexotracción (índice de tenacidad) y al agrietamiento.
- Durabilidad. Es un material que conserva sus funciones a largo plazo. La misma, se asegura en parte, por las dificultades que tienen los agentes externos agresivos a penetrar en la red de poros. La porosidad y la permeabilidad son los parámetros por considerar. También influye la relación a/c. Es condición indispensable una buena puesta en obra para que esta característica se cumpla, y es de suma importancia, ya que muchos de los taludes que se gunitan tienen muchos impedimentos para futuras actuaciones.
- Adaptación. La gunita se adapta perfectamente a las irregularidades del talud.
- Aumenta las resistencias del macizo rocoso al rellenar sus fracturas, poros y planos de discontinuidad. Traslada las presiones a la zona estable del macizo.
- Módulo de Young 30000 N/mm2 y una densidad de 2.1 a 2.4 T/m3
- Aspecto rugoso y color grisáceo
- Rebote. Hay que tener en cuenta que hay una parte del material, llamada rebote o rechazo, que se desprende, con lo cual, hay un exceso de volumen a proyectar (orden del 7-12%) y por el contrario hay un enriquecimiento en cemento. Esto es debido a que el rechazo contiene aproximadamente un 65-70% de árido grueso. El mismo depende fundamentalmente de la destreza del operario gunitador, de la relación agua/cemento, contenido arena y grava, granulometría, velocidad de salida, ángulo y distancia del impacto, espesor y tipo de superficie a proyectar. En la primera pasada es donde más rebote se produce y va disminuyendo según se forma una película de cemento y arena que actúa como un pegamento.
- Facilidad de puesta en obra. Es un material fácilmente bombeable, llegando a lugares poco accesibles. Con tubería flexible se llega hasta 40 m y con tubería rígida se pueden conseguir distancias de 150 m.
- Ahorro económico. No necesita encofrado en su ejecución. Facilidad de mantenimiento.

4. MEDIOS DE PROYECCIÓN

Aunque existe el gunitado por vía seca y semihúmeda, nos centraremos en la vía húmeda y dentro de la misma el de flujo denso y no el de flujo diluido. Hoy en día es el procedimiento más habitual, al ser el más eficiente, consiguiendo mejores rendimientos, menos rechazo, mejores resistencias mecánicas, mayores espesores, mayor reducción de polvo, menor consumo de aire comprimido y menor coste (mayor coste inicial).

La proyección se realiza transportando la gunita desde una cuba de hormigón a la gunitadora (Figura 1) y desde esta, mediante un transporte tubular a la boquilla ó cañon. El material sale lanzado mediante aire comprimido a altísima velocidad (90-120 m/s). Esta gran velocidad impacta contra la superficie haciendo que el material se pegue al talud, quede perfectamente compactado y consiga una

capa de gran densidad.

Las gunitadoras son bombas que, auxiliadas por un compresor de aire, proyectan la gunita sobre la superficie a tratar. Los medios de proyección han evolucionado atendiendo a las nuevas tecnologías que permiten mayores rendimientos, mejores calidades, mejores condiciones de trabajo y mayor seguridad.

Los rendimientos con las máquinas actuales rondan los 21 m3/hora. Al dosificarse en planta y por vía húmeda, la cantidad de los productos está perfectamente medida. Se controla perfectamente la relación a/c. Hay homogeneidad en las diferentes cubas y se obtienen las resistencias exigidas en proyecto (Realización de ensayos previos). La calidad del material está plenamente garantizada.

Para mejorar las condiciones de trabajo, el oficial gunitador no realiza su labor sosteniendo la manguera, sino que existen adaptadores del proyector para retros (Figura 2) y camiones grúa (Figura 3), así como los típicos robots, más característicos de túneles. El oficial gunitador (Figura 4) por tanto, ya no debe soportar el gran peso de la manguera llena de hormigón, ni los estrincones que se suelen producir, sino que mediante un joystick con control remoto, se dedica exclusivamente a dirigir los movimientos del proyector y gunitar. Por otro lado, el que la mezcla venga por vía húmeda, reduce considerablemente el polvo y las partículas en suspensión.



Figura 1.Gunitadora



Figura 2. Retro con proyector



Figura 3. Camión gunitando



Figura 4. Oficial Gunitador

5. PUESTA EN OBRA

Una vez realizadas las pruebas pertinentes, para dilucidar, cuál será la dosificación más adecuada, atendiendo a la disponibilidad de áridos en las canteras cercanas y las necesidades del proyecto,

que serán fundamentalmente la evolución de resistencias, adherencia al macizo, porcentaje de rebote, compacidad y por tanto impermeabilidad empezaremos a realizar la puesta en obra.

Las fases a seguir serán :

- Preparación de la superficie a gunitar. Se limpiará previamente el talud a tratar.
- Sellado. Lo ideal e imprescindible en taludes degradados es proyectar una primera capa para rellenar las fisuras, poros y demás discontinuidades del talud.
- Colocación de la armadura. Lo más habitual es un mallazo 150x150x6 u 8. Es importantísimo adaptar el mallazo perfectamente al talud. No se aconseja proyectar sobre elementos fuertemente armados debido a la gran cantidad de rebote que se produce y el peligro de que detrás de las armaduras queden huecos y bolsas sin hormigonar.
- Proyección. Las diferentes capas deben formarse en varias pasadas de la boquilla y de forma consecutiva. El material debe salir del cañón de forma continua y la capa debe quedar compacta y uniforme. La distancia del proyector estará entre el metro y el metro y medio y deberá colocarse perpendicular al talud. El espesor de las pasadas no debe ser superior a 10 cm, realizando varias capas en caso de necesitar mayor espesor. En taludes con gran humedad donde la gunita es muy difícil de conseguir que se adhiera se utilizan acelerantes, normalmente libres de álcalis.

La ejecución de la proyección se recoge en la norma UNE-EN 14487-2.

6. RETOS

Los retos actuales a los que se enfrenta la gunita podríamos clasificarlos en dos categorías. La primera, la integración del gunitado en el paisaje, la segunda la durabilidad.

La sociedad demanda de una forma clara y concisa que, quiere que sus obras estén perfectamente integradas en el medio. Para ello existen y se están desarrollando deferentes métodos que anulen ese impacto visual. Ejemplos tenemos la proyección de tierra vegetal (Figura 5), la pigmentación (Figura 6), mallas (Figura 7), los murales de artistas (Figura 8 y 9), vegetación trepadora (Figura 10), etc.



Figura 5. Proyección tierra vegetal



Figura 6. Pigmentación



Figura 7. Malla de fibra de vidrio

Figura 8. Mural



Figura 9. Mural



Figura 10. Trepadoras y coníferas

Para la durabilidad se está mejorando en la puesta en obra, la dosificación de los elementos, los aditivos y la formación del personal. Es muy importante su maximización en el tiempo, ya que los taludes ejecutados son de difícil acceso, una vez terminada la obra. Aquí es donde la inversión se debe ver a largo plazo.

La puesta en obra es clave para obtener los resultados exigidos. Se deberán respetar los tiempos de caducidad del hormigón (90 minutos) y en los casos que por necesidad, se estimen tiempos superiores, habrá que estudiar que aditivos se pueden utilizar para mejorar esa trabajabilidad, sin disminuir ninguna de las propiedades de la gunita.

La dosificación se estudiará en planta y se realizarán pruebas para optimizar el coste frente a las necesidades de la obra.

Se utilizarán relaciones a/c lo más bajas posibles.

El oficio de gunitador no es una profesión reglada que se estudia en un centro de formación profesional. Son las empresas las que deben formar a los trabajadores, tanto en la práctica como en la teoría, para ejecutar los trabajos con los mayores estándares de calidad. El 80% de un buen hormigón proyectado depende de la destreza y sabiduría del oficial gunitador. De nada sirve un buen producto y una buena máquina, si no hay un excelente oficial gunitador con experiencia y sólida formación.

Fernandez Cánovas, Manuel, 1996. Hormigón. pp.570-579. IECA, Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, 2018. Guías técnicas. Hormigón proyectado. Ryan, T.F.,1976. Hormigón Lanzado. Ucar Navarro, Roberto, 2004. Manual de Anclajes en Ingenieria Civil.pp. 513-532.

IMPLEMENTACIÓN DE DIFERENTES TÉCNICAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN ACTUACIONES DE EMERGENCIA POR EL TEMPORAL GLORIA REALIZADAS EN LAS CARRETERAS BV-5301, C-61 Y N-II EN LA PROVINCIA DE BARCELONA

Asensio Doz, Carmelo (1), Santana Mancheño, Ana (2) Vilimelis Aceituno, Miquel (3) y Diez Campoy, Jordi (4)

(1, 2 y 3) Departamento Técnico SOLUTIOMA carmelo.asensio@solutioma.com y miquel.vilimelis@solutioma.com

> (4) Sección de Conservación
> Servei Territorial de Carreteres de Barcelona Generalitat de Catalunya jordi.diez@gencat.cat

RESUMEN

El diseño y ejecución de soluciones para estabilizar distintos taludes supuso un desafío para todos los actores que intervinieron en las actuaciones de emergencia declaradas como consecuencia de los daños producidos por los diferentes episodios de fuertes y abundantes precipitaciones que azotaron distintas zonas del litoral y prelitoral de Catalunya. Los condicionantes geológicos de los distintos puntos de actuación, unidos a los condicionantes de orden meteorológico derivados de la situación excepcional, produjeron que tanto el diseño de las soluciones como la ejecución de los trabajos tuvieran que adaptarse a las condiciones cambiantes, lo que derivó en la necesidad de implementar diferentes técnicas para la estabilización de los taludes.

1. INTRODUCCIÓN

Durante el período comprendido entre los meses de noviembre de 2019 y abril de 2020, una serie de episodios de fuertes y abundantes precipitaciones, entre los que se incluye el temporal Gloria, azotaron distintas zonas del litoral y prelitoral de Cataluña, en las comarcas del Vallès Oriental y el Maresme, provocando inundaciones e importantes daños en todo tipo de infraestructuras.

En algunas de las zonas afectadas por dichos episodios se produjeron una serie de movimientos en masa en distintos desmontes de carreteras que provocaron desprendimientos con afectaciones varias a la calzada de estas, llegando en algunos casos a dañarlas muy seriamente. Como consecuencia de los desprendimientos, en los desmontes se originaron graves desequilibrios que podían suponer un posible riesgo geológico que comprometiese la estabilidad de estos a largo plazo.

Las afectaciones más importantes sobre desmontes se localizaron en los siguientes puntos:

- Carretera BV-5301, puntos kilométricos 17+330 y 17+730, en el término municipal de Montseny.
- Carretera N-II entre las localidades de Sant Pol de Mar y Calella.
- Carretera C-61, varios puntos cercanos a la localidad de Vallgorguina.

La titularidad de estas carreteras pertenece a la Generalitat de Catalunya, siendo gestionadas por el Servei Territorial de Carreteres de Barcelona.



Fig.1. De izquierda a derecha y de arriba hacia abajo, desprendimientos en los PK 17+330 y PK 17+730 de la carretera BV-5301, desprendimiento en la carretera N-II y desprendimiento en la carretera C-61.

Con el objeto de solucionar la problemática asociada a los desprendimientos, así como la desestabilización general originada en los desmontes y la reparación y reposición de infraestructuras dañadas, se tuvieron que llevar a cabo una serie de actuaciones de emergencia. SOLUTIOMA tomó parte activa en el estudio y el diseño de las medidas correctoras que afectaban a los desmontes, encargándose, además, de la ejecución de los trabajos en colaboración con la empresa INNOVIA COPTALIA.

2. MARCO GEOLÓGICO

Los puntos afectados de la carretera BV-5301 se encuentran dentro del Parc Natural del Montseny, en la Cordillera Prelitoral de Catalunya. Desde el punto de vista geológico general, los materiales presentes se identifican como una alternancia de areniscas, arcillas y limos, en la que se pueden observar estructuras sedimentarias. En su parte inferior, estos materiales pasan de forma progresiva a una serie de pizarra monótona muy potente, con un alto grado de metamorfismo. Los materiales identificados de forma particular en los tramos afectados son depósitos coluviales en forma de abanico con poco desarrollo. Estos depósitos coluviales se encuentran conformados por bloques de pizarras caóticos, con rocas trituradas y tierras que sirven de matriz, pudiéndose interpretar como un relleno heterogéneo, mal graduado, con una matriz limo arcillosa que le confiere cierta compacidad, especialmente en ausencia de humedad.

La carretera N-II y la carretera C-61, en su zona afectada, discurren por el pie y las estribaciones de la Cordillera Litoral Catalana, respectivamente, en la zona de dominio litoral mediterráneo. La

Cordillera Litoral Catalana está constituida por rocas graníticas, siendo mayoritaria la presencia de granodiorita con distintos grados de alteración, encontrándose formaciones de pizarras metamórficas del Paleozoico por encima del granito en la vertiente NW.

3. PATOLOGÍAS DE LOS TALUDES

En la práctica totalidad de los casos, los desencadenantes de los desprendimientos se debieron a mecanismos de rotura circulares de tipo rotacional. Este tipo de deslizamientos suelen afectar a las capas superficiales de los taludes, pero se agravan conforme van aumentando la altura y la inclinación de los taludes.

La resistencia del terreno que forma los taludes varía mucho en función de la presencia de materiales finos dentro de la composición de este. Además, con aumentos elevados del nivel freático del cuerpo del talud, disminuyen las propiedades mecánicas del terreno, aumentando también los empujes que este puede producir. Por otro lado, en taludes más verticales cercanos a su equilibrio límite pueden producirse deslizamientos que equilibren la distribución de fuerzas desestabilizadoras del talud.

El mecanismo de rotura descrito se dio en los episodios de la carretera BV-5301 y en los de las carreteras N-II y C-61 en aquellos puntos en los que el grado de alteración de los materiales graníticos era tan elevado que hacía que estos se comportasen como si de un suelo se tratase.

Finalmente, en algunas zonas de las carreteras N-II y C-61, los materiales graníticos no presentaban grados de alteración muy altos, pero presentaban múltiples planos de fractura que inducían la formación de cuñas y roturas planares, las cuales podían llegar representar un peligro importante en función de sus dimensiones.

4. MEDIDAS ADOPTADAS

En función de la problemática detectada, se adoptaron distintas técnicas y tratamientos que diesen respuesta a todos los condicionantes existentes y que protegiesen a los taludes de desmonte impidiendo que su estabilidad a largo plazo pudiera verse comprometida.

Las medidas adoptadas fueron de tipo activo, actuando directamente sobre los taludes para evitar cualquier mecanismo que pudiese desencadenar algún desprendimiento. Todas las medidas se encaminaron a la estabilización de los taludes, variando de superficial a profunda en función, básicamente, de las dimensiones de los taludes, siendo la altura y la inclinación los parámetros determinantes. Estas medidas, por otra parte, no debían interferir el flujo natural del agua para permitir el drenaje del terreno, evitando aumentos del nivel freático en el terreno. Al mismo tiempo, y en las zonas donde fue posible, se introdujeron técnicas de bioingeniería física para proteger a los taludes frente a la erosión y disminuir el impacto ambiental, visual principalmente, de las soluciones introducidas.

La mayoría de los taludes fueron tratados con un sistema que, en función del tipo de terreno, combinaba geomallas, membranas metálicas, anclajes de barra y cables, resultando una solución completamente satisfactoria. Dicho sistema utilizaba las membranas como una pantalla flexible, que confinaban y estabilizaban el terreno en superficie, y que contribuía a una estabilización de mayor profundidad, gracias a la acción de los anclajes. De esta manera se obtenía un elemento de soporte superficial del terreno inestable situado en el interior de la zona delimitada entre anclajes, a la vez que se impedía la traslocación de los finos gracias a la acción de las geomallas.

De forma adicional, y puntualmente, se utilizó la proyección de gunita, previa disposición de malla electrosoldada, combinada con anclajes de barra para proteger y reforzar algún talud.

Los taludes de menor altura que podían presentar deslizamientos circulares se protegieron mediante una geomalla reforzada, formada por una matriz polimérica tridimensional extruida en una malla metálica de triple torsión del tipo 8x10-16, alambre galvanizado Ø2,7 mm. Esta geomalla se reforzó mediante la instalación de anclajes de barra de acero tipo Gewi Ø25 mm de 3 m de longitud, dispuestos sobre la superficie de los taludes siguiendo una distribución según una cuadrícula de 3 m en horizontal y 3 m en vertical. Posteriormente, las cabezas de los anclajes se unieron entre sí mediante cables de acero galvanizado Ø12 mm dispuestos en diagonal.



Fig. 2. Talud tratado con geomalla reforzada, anclajes de barra de 3 m de longitud y cables diagonales.

Para los taludes que contaban con una altura no demasiado elevada y en los que la disposición de los planos de fractura y las familias de juntas podían inducir la formación de pequeñas cuñas y roturas planares, se decidió utilizar una malla de triple torsión. Esta malla cumplía una doble función:

- Estabilización de bloques de tamaño centimétrico a decimétrico, individualizados como consecuencia de las coincidencias entre planos de fractura y juntas.
- Conducción de estos mismos bloques hasta el pie del talud de forma segura gracias al efecto cortina que la propia malla ejerce contra la superficie del talud.

Puntualmente se tuvieron que reforzar las prestaciones de la malla mediante la instalación de anclajes de barra de acero tipo Gewi Ø25 mm de 3 m de longitud, con la misma cuadrícula que en el caso anterior, conectados en horizontal y en vertical con cables de acero galvanizado Ø16 mm. Adicionalmente, en zonas donde estos bloques suponían un volumen muy concentrado o donde podían alcanzar el tamaño métrico, sobre la malla de triple torsión se instaló una red de cable de acero Ø8 mm, con una luz de cuadrícula de 300x300 mm, fijada al terreno con el mismo tipo de anclajes y con la misma distribución, y utilizando el mismo tipo de cable que para la malla de triple torsión reforzada.



Fig. 3. Vista de un talud protegido con malla de triple torsión donde se pueden apreciar tanto los refuerzos con anclajes de barra y cables, como con red de cable de acero.

En terrenos de las mismas características, pero en los que la altura de los taludes aumentaba, se utilizó la misma solución modificando la cuadrícula de distribución de los anclajes, dejándola en 3 m en horizontal y 2 m en vertical, aumentando la longitud de los anclajes hasta los 6 m para los situados en las partes altas de los taludes, y utilizando una combinación de cables de refuerzo dispuestos en diagonal y en horizontal. También se complementó esta solución con la utilización de red de cable en los que casos que fue necesario.

Aquellos taludes en los que aumentaba la altura y el volumen de terreno que podía movilizarse era mayor, independientemente de si este podía presentar deslizamientos rotacionales o rotura por cuñas o roturas planas, precisaban de una capacidad de contención mayor, por lo que se tuvieron que llevar a cabo las siguientes modificaciones sobre el diseño base:

- Reducción de la cuadrícula de distribución de los anclajes, la cual pasó de los 3 m en horizontal y 3 m en vertical, a 3 m en horizontal y 2 m en vertical.
- Aumento de la longitud de los anclajes hasta los 6 m.
- Sustitución de la malla de triple torsión por una membrana metálica de alta resistencia. Tal y como se ha explicado anteriormente, en el interior de la zona delimitada por los anclajes, la membrana utilizada será la encargada de aportar el soporte necesario para evitar desprendimientos. La membrana del diseño base era una malla de triple torsión, con la geomalla incorporado en alguno de los casos, del tipo 8x10-16, alambre galvanizado Ø2,7 mm, cuya resistencia a tracción longitudinal es de unos 40 kN/m. La modificación de los parámetros de distribución de los anclajes trajo consigo unas necesidades de contención más elevadas, por lo que fue necesario sustituir la malla de triple torsión por una membrana metálica de alta resistencia. La membrana de alta resistencia que se utilizó se basa en la malla de triple torsión y está formada por un entretejido de alambres y cables de acero insertados durante el proceso de producción de la malla. La resistencia a tracción directa de esta membrana alcanza los 180 kN/m, suficiente para las solicitaciones a las que iba a verse sometida.



Fig. 4. Membrana de alta resistencia dispuesta en taludes con deslizamientos circulares y en taludes con roturas planas y en cuña respectivamente.

Por último, hubo una zona en la que la cabecera de un talud se había desprendido y era necesaria su reconstrucción para darle continuidad y evitar futuros fallos en zonas adyacentes. En este caso se construyó un paramento aligerado, una técnica pionera utilizada y probada por SOLUTIOMA en varias ocasiones.

Esta técnica consiste en la instalación de unos pernos de anclaje por toda la superficie de la zona donde se ha de construir el paramento, los cuales sostienen una pequeña estructura metálica formada por regles de acero y planchas de acero estirado, tipo "Nervometal", "Deployé" o similares, mediante las que se continúa con la línea natural del talud a la vez que cumplen las funciones de encofrado perdido. Una vez finalizada la estructura, por su parte externa se coloca una capa de malla de acero corrugado electrosoldada y posteriormente se proyecta una capa de gunita. Para finalizar, el espacio comprendido entre la superficie del talud y la estructura metálica se rellena con arcillas termoexpandidas tipo Arlita o similar, con lo que la carga añadida como consecuencia de su peso es notablemente inferior frente a otras actuaciones tradicionales como muros de apeo.



Fig. 5. Esquema constructivo de paramento aligerado.

Los pernos de anclaje se distribuyen por la superficie en una cuadrícula aproximada de 1 m x 1 m, cuidando que la longitud de estos introducida en el terreno sea superior a la que queda entre la superficie del talud y el sistema de regles y planchas. Las planchas de acero estirado van fijadas a los extremos de los pernos mediante placas metálicas, utilizando los regles de acero entre estas para apuntalar, asegurar y rigidizarlas, evitando que se deformen en el espacio existente entre los anclajes. Por la parte exterior, la instalación de la malla de acero electrosoldada y la posterior proyección de una capa de gunita, complementan la rigidización del conjunto. El paramento queda finalizado una vez se ha rellenado la zona interior con las arcillas termoexpandidas, las cuales permiten la libre circulación de agua de infiltración que es recogida por los tubos de drenaje introducidos durante la construcción, mejorando el drenaje del talud.



Fig. 6. Detalle de la fase de relleno de paramento aligerado.

Por último, sobre la superficie de los taludes recubiertos con geomallas, se proyectó un sustrato especial de revegetación compuesto por materia orgánica triturada, semillas adaptadas a la zona, abonos y estabilizantes.

El volumen total de obra ejecutado se recoge en la tabla siguiente:

| UNIDAD DE OBRA | MEDICIÓN | |
|--|-----------------------|--|
| Desbroce y saneo | 19.947 m ² | |
| Geomalla tridimensional | 5.760 m^2 | |
| Geomalla tridimensional reforzada internamente | 4.072 m^2 | |
| Malla de triple torsión | 9.712 m ² | |
| Membrana de alta resistencia | 6.163 m ² | |
| Red de cable | 406 m ² | |
| Anclaje de barra | 9.496 m | |
| Proyección de gunita | 275 m ³ | |
| Paramento aligerado | 75 m^2 | |
| Proyección de sustrato | 9.832 m ² | |

Tabla 1. Mediciones totales ejecutadas en las obras.

5. EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS

La secuencia general de los trabajos fue siempre la misma, comenzando por el desbroce y retirada de la vegetación existente, y el saneo y retaluzado de la superficie de los taludes. Este retaluzado se llevó a cabo únicamente en aquellos taludes cuya inclinación permitía la utilización de maquinaria de movimiento de tierras.



Fig. 7. Tareas de desbroce, y de saneo y reperfilado de taludes.

A continuación, directamente sobre la superficie del talud se extendía la geomalla tridimensional, simple o reforzada interiormente con la malla de triple torsión, y después la membrana metálica, excepto en los taludes en los que se daban roturas en cuña y planas, donde la membrana metálica se extendía directamente sobre su superficie.



Fig. 8. Extendido de geomalla y de membrana metálica.

Instalado el soporte superficial se procedió al replanteo y localización de los anclajes según la cuadrícula establecida previamente. Tal y como se ha explicado anteriormente, la longitud de los anclajes variaba entre los 3 m o los 6 m en función del tipo de talud, por lo que fue necesario utilizar 3 tipos distintos de equipos de perforación:

- Equipos de perforación manual. Con estos equipos se llevaron a cabo los trabajos de perforación para anclajes de hasta 3 m de longitud.
- Equipos de perforación en suspensión. Constan de una cesta, en la que se alojan la maquinaria de perforación y los operarios que la manejan, que se suspende de una grúa para poder acceder a los puntos más elevados. Se utilizaron para la ejecución de los anclajes de 6 m de longitud.
- Equipos de perforación autónomos. Estos equipos se fijan en la cabecera de los taludes y se

desplazan por su superficie. Fue necesaria su utilización para los trabajos de perforación de los anclajes de 6 m de longitud que resultaban inaccesibles a los equipos de perforación en suspensión.



Fig. 9. Vista de los distintos equipos de perforación utilizados durante los trabajos.

Los trabajos se daban por acabados una vez se habían instalado los distintos cables de refuerzo que conectaban las cabezas de los anclajes entre ellos, ya fuese de manera diagonal y/o horizontal.

Estos cables se disponen por debajo de las placas de los anclajes, las cuales se encuentran fijadas provisionalmente con la correspondiente tuerca simplemente apuntada. Una vez los cables se encuentran distribuidos, estos se tensan en los extremos y posteriormente se aprietan las tuercas, obligando a las placas a aprisionar los cables, con lo que se evita que estos puedan resbalar por la superficie de la membrana metálica. De esta manera se consigue que el sistema quede ceñido y adaptado a las irregularidades del terreno.



Fig. 10. Instalación de cables de refuerzo en diagonal y en horizontal, respectivamente.

En puntos determinados de alguno de los taludes de mayor altura, se reforzó la solución mediante la proyección de una capa de gunita. Este refuerzo vino obligado por la presencia de terreno muy alterado y fácilmente erosionable en una parte de un talud protegido con malla de triple torsión, y para recubrir la berma intermedia de otro talud evitando que la erosión pudiese llegar a descalzar los anclajes de pie y cabecera localizados en la misma.



Fig. 11. Proyección de gunita sobre la superficie de los taludes.

Las condiciones cambiantes durante la ejecución de los trabajos obligaron a que estos tuviesen que adaptarse a las situaciones que, sobre la marcha, iban surgiendo. El hecho más destacado ocurrió durante el mes de junio de 2020, cuando se produjo el deslizamiento de la cabecera de un talud en el que, previamente, ya se había instalado la geomalla.



Fig. 12. Vista del talud tras el deslizamiento de junio de 2020.

Tras el deslizamiento, la empresa INES INGENIEROS CONSULTORES redactó un informe que recogía una serie de simulaciones, las cuales validaron la solución inicial propuesta por SOLUTIOMA, geomalla combinada con una membrana metálica de alta resistencia y refuerzo con anclajes de barra Gewi Ø25 mm de 6 m de longitud, dispuestos en cuadrícula de 3 m en horizontal y 2 m en vertical, unidos horizontalmente mediante cables de acero Ø16 mm, a la vez que proponía una serie de medidas adicionales para conseguir un factor de seguridad de 1,35 para situaciones extraordinarias. Estas medidas incluían la necesidad de reperfilar la cabecera del talud para disminuir su pendiente, y la mejora del drenaje del terreno mediante la ejecución de una red de drenes californianos en la berma intermedia.

Una vez aprobadas las modificaciones se procedió a retirar la geomalla instalada en la cabecera para permitir el trabajo de las máquinas y, posteriormente, se continuó con los trabajos según la secuencia prevista y explicada anteriormente, finalizando con la instalación de los drenes californianos.

6. CONCLUSIONES

- El estudio pormenorizado de todos los condicionantes existentes, junto con su amplia experiencia, permitió a la empresa adjudicataria de los trabajos ofrecer una solución que cumpliese con todos los requisitos exigidos.
- La combinación de ténicas utilizada resultó satisfactoria para conseguir tanto la estabilización de los taludes como la protección de estos frente a los procesos erosivos.
- Con la utilización de dichas técnicas, los taludes quedaron estabilizados, superficialmente y en profundidad, gracias a la acción combinada de los anclajes y las membranas metálicas.
- En los taludes formados por materiales muy alterados se aumentó la capacidad de infiltración del suelo al evitar la dispersión de los finos, además de permitir el drenaje superficial del terreno evitando de paso su saturación, consecuencia directa de las características intrínsecas de los sistemas utilizados.
- La escorrentía superficial quedó prácticamente eliminada gracias a la acción de la vegetación introducida con la proyección del sustrato y las semillas, reduciéndose considerablemente la erosión superficial.



Fig. 13. Aspecto de uno de los taludes tratados meses después de finalizados los trabajos.

REFERENCIAS

Ayala Carcedo, F.J. et al., 1987. Manual de taludes. IGME, Madrid.

- Elias, V. & Juran, I., 1991. Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations. *FHWA*, Washington DC.
- Folch i Guillèn, R., 1981. La vegetació dels Països Catalans. Ketres Editora, Barcelona.
- Hoek, E. & Bray, J.W., 1981. Rock Slope Engineering. Elsevier Science Publishers, Cambridge.
- López Jimeno, C. (editor), 1999. Manual de estabilización y revegetación de taludes. *Entorno Gráfico, S.L.* Madrid.

López Vallejo, L.I. (coordinador), 2002. Ingeniería Geológica. Pearson Educación, Madrid.

Padilla, M y Paniagua Serrano, I. 2020. Informe de recomendaciones técnicas de actuación en la carretera BV-5301. *Ines Ingenieros Consultores*. Barcelona.

INSTALACIÓN DE SUPERESTRUCTURAS ANTIAVALANCHAS EN LA CARRETERA C-28, P.K. 53+000 AL 54+000. PUERTO DE LA BONAIGUA (LLEIDA)

GUILLERMO BRACERAS*, JORGE IBÁÑEZ^

* Empresa de Estabilización Geotalud S.L. Ingeniero de Montes (Universidad Politécnica Madrid)

^Empresa de Estabilización Geotalud S.L: Geólogo (Facultad Ciencias Geológicas. Universidad de Zaragoza)

RESUMEN

Durante los meses de Mayo a Octubre del año 2.017 y de Junio a Octubre del 2.018 se ejecutó un Proyecto de instalación de superestructuras anti avalanchas de nieve en el Puerto de La Bonaigua (Lleida), con el objeto de evitar la afectación por aludes a la Ctra. C-28, entre los PP.KK. 53 y 54.

Se proyectó y ejecutó la instalación de unas barreras anti aludes, aproximadamente 600 m. por encima de la carretera, a base de postes metálicos y redes de acero, situadas en varias zonas y cotas de la ladera por debajo del Cap de Comials, situado a 2.441 m de altitud.

Una de las principales singularidades en la ejecución de esta obra recayó en la dificultad de acceso a la zona de trabajo, por su gran altitud y la inexistencia de caminos, teniendo que realizarse todos los traslados (de maquinaria, material y personal a diario) mediante la utilización de helicóptero.

1. INTRODUCCIÓN

La carretera C-28 enlaza las comarcas del Pallars Sobirà y Vall d'Aran a través del puerto de La Bonaigua (2076 msm). En esta zona, debido a la altura, clima y vertientes montañosas sobre la que discurre, este tramo de carretera es afectado frecuentemente por aludes que llegan a alcanzar la calzada.

Con el objeto de mejorar la seguridad viaria, la Direcció General d'Infrarestructures de Mobilitat Terrestre de la Generalitat de Catalunya, encarga a la empresa Eurogeotecnia.la redacción de un proyecto de instalación de superestructuras anti avalanchas en el Puerto de La Bonaigua (Lleida), para evitar la afectación por aludes a la Ctra. C-28, de los P.K. 53+000 al 54+000.

Este tramo de carretera ya fue objeto de una protección mediante instalación de barreras anti aludes en el año 1996, que pese a su reparación durante algunos años, se encontraban muy deterioradas sin cumplir la función para la que se instalaron.

Para el proyecto y diseño de barreras se estudiaron diversos parámetros:

Altura de la barrera: En función del espesor de nieve acumulable.

Número de líneas de barreras: Función morfología (pendiente, morfología, orientación) e influencia del bosque.

Intervalo de pendiente óptimo de funcionamiento: entre 30 i 50° (por debajo de 30° es difícil que se desencadene un alud y por encima de 50° se acumula poca nieve).

Anclajes y bases de apoyo

A partir de la altura y carga que han de soportar las barreras se determina la tensión máxima que han de soportar los anclajes.

La longitud del anclaje dentro del terreno estable varía en función de la carga que tiene que soportar, del tipo de anclaje (barra o cable) y de su diámetro. En este caso se determinaron una longitud de anclaje entre 2.3 y 5.54 m. dentro de terreno estable.

Simulación con modelos numéricos

A partir de simulaciones con el modelo numérico RAMMS (Rapid Mas Moviments) desarrollado por la WSL/SLF Suiza se realizan diversas simulaciones con y sin sistemas de protección.



Figura 1. Simulación sin ningún tipo de protección

En la simulación sin ningún tipo de protección se obtienen resultados con graves afectaciones al tramo de carretera estudiado.

Propuesta actuación del proyecto

El proyecto define la colocación de 2.341,50 metros lineales de barrera metálica (redes de cable y postes de acero), repartidas en 31 filas y 5 zonas de actuación.

Las barreras a instalar tenían como características los parámetros Dk= 4 y N= 3,2 donde:

- Dk es la altura útil de la estructura

- N es el coeficiente de deslizamiento, que depende tanto de la pendiente y morfología de la ladera, como de la orientación y de la vegetación existente,



Figura 2. Simulación con las protecciones propuestas.

2. ESPECIFICACIONES GENERALES BARRERAS INSTALADAS

Se instalan las barreras del modelo comercial O.M. SNOW NETS de la empresa Maccaferri.

Las redes triangulares O.M. SNOW NETS son diseñadas de acuerdo con las "Estructuras de defensa en zonas de inicio de avalanchas. Guía técnica como ayuda para la aplicación" Edición de 2007 emanada de FOEN Oficina Federal para el Medio Ambiente y WSL SLF Instituto Federal Suizo para la Investigación de Nieve y Avalanchas en Davos (Suiza).

| Effective height of snow net | Glide factor | Distance between struts | | |
|---------------------------------|--------------|----------------------------|--|--|
| D _k | N | INT | | |
| (m) | (-) | (m) | | |
| 2,5 | 2,5 3,2 | | | |
| 3,0 | 2,5 3,2 | - 4,0 | | |
| 3,5 | 2,5 3,2 | | | |
| 4,0 | 2,5 | 3,5 | | |

Figura 3. Tabla modelos barreras comerciales Maccaferri.

El modelo de las barreras instaladas son con los parámetros Dk. 4.0 y N: 3,2 con una distancia entre postes de 3.5 metros.

La estructura está constituida fundamentalmente por un poste tubular de acero unido a la base con una junta esférica unidireccional que se apoya sobre el terreno mediante una placa. En la parte superior del poste se une un cable de acero de sujeción a valle y una red triangular de acero que se coloca en el lado monte tal y como ilustra la figura 4.



Figura 4. Sección tipo con los principales elementos que constituyen la barrera anti aludes O.M.

Desde el punto de vista estático, el poste tubular recibirá solicitaciones a flexión, mientras que el cable de sujeción a valle y la red triangular de acero, a tracción.

La fundación está constituida generalmente por un anclaje a monte y otro a valle; el anclaje para el cable de sujeción a valle y para la red triangular será en doble cable espiroidal de acero, mientras que el anclaje para el poste tubular dependerá del tipo de terreno y puede realizarse mediante micropilotes, bases de hormigón o placas de acero.



Figura 5. Sección en planta con los principales elementos que constituyen la barrera anti aludes O.M.

Cargas que deben soportar los anclajes. Éstas varían en función de la posición del anclaje dentro de la barrera: intermedio, intervalo (anclaje entre dos barreras continuas) o extremo.

| | Intermedio | - | Intervalo - | Extremo |
|-------------------------|------------|---|-------------|----------|
| Anclaje monte: Am (kN). | 845.43 | | 910.00 | 1.376.80 |
| Anclaje valle: Av (kN). | 175.36 | | 199.75 | 374.68 |

Micropilote P (kN): Presión máxima sobre el poste: 708.23

Tipos de anclajes. A partir de las cargas y del tipo de terreno (roca alterada) se dimensionan los siguientes tipos de anclajes:

Anclaje monte: Doble cable de acero galvanizado de 24 mm y longitudes entre 4 y 4.5 metros.

Anclaje valle: Doble cable de acero galvanizado de 24 mm y longitudes entre 2.25 y 2.5 metros

Micropilote poste: Barra GEWI de 40 mm de diámetro y 2.5 metros de longitud entubado en tubo de acero galvanizado de 5mm de espesor, 90 mm de diámetro y 2.0 metros de longitud.

Para poder ejecutar estos anclajes no se pueden usar los martillos manuales y es necesario el uso de perforadoras de elevada potencia que tuvieron que ser montadas sobre patines.

3. EJECUCIÓN DEL PROYECTO

En la obra se colocaron 2.341,50 metros lineales de barrera metálica (redes de cable y postes de acero), repartidas en 31 filas y 5 zonas de actuación.

Para ello se realizaron un total de 7.213,5 m de perforación de diámetro variable entre 51 y 105 mm y longitudes entre 2,5 m y 4,5 para los diferentes anclajes. En el momento de la actuación eran los modelos de barreras con mas altura y capacidad de retención existentes en el mercado.

Los trabajos se realizaron en 5 zonas de actuación y se realizaron de forma simultánea en las 5 zonas.



Figura 6. Sección en planta con los principales elementos que constituyen la barrera anti aludes O.M.

Fases de obra

- Trabajos previos. Instalación, campa base y marcaje barreras,.
- Preparación del terreno y retirada de barreras existentes dañadas.
- Perforación anclajes y micropilotes.
- Premontaje barreras en la campa base.
- Colocación barreras con helicóptero.
- Cosido y montaje final barreras.

Debido al volumen y extensión del proyecto junto con el factor climático que limitaba a los meses de verano y otoño el poder ejecutar la obra, esta se realizo durante los meses de Mayo a Octubre del año 2.017 y de Junio a Octubre del 2.018.

3.1 TRABAJOS PREVIOS. INSTALACIÓN, CAMPA BASE Y MARCAJE BARRERAS.

Para poder llevar a cabo los trabajos, es necesario disponer de una campa a pie de carretera donde poder hacer la recepción y almacenaje de los materiales para poder posteriormente transportarlos en helicóptero hasta la zona de instalación de las barreras.

Esta campa servirá para poder realizar el pre-montaje de las barreras y poder transportarlas también en helicóptero hasta su emplazamiento definitivo.

Otro de los trabajos previos es el marcaje de las barreras in situ. Esto nos permite definir que tipo de preparación del terreno será necesario y visualizar los puntos de emplazamiento del material y maquinaria necesaria, principalmente compresores para poder alcanzar todos los puntos de perforación.

3.2 PREPARACIÓN DEL TERRENO Y RETIRADA DE BARRERAS DAÑADAS.

A partir del marcaje de las barreras, tenemos situados todos los puntos donde se sitúan los anclajes y micropilotes.

En los puntos donde se sitúan los micropilotes se requiere tener una superficie llana de 50 x 50 cm. En nuestro caso tenemos un total de 508 micropilotes de 105mm de diámetro i 2.5 metros de longitud.

En la zona de actuación, hay una parte de la ladera que ya dispone de barreras anti aludes. Estas barreras fueron colocadas en el año 1996 y presentan algunos componentes rotos y en mal estado.

Estas barreras son del tipo "umbrellas" y tienen un diseño con un único punto de anclaje que facilita el montaje pero conlleva una menor resistencia a los empujes y presión de la nieve. Así en algunos casos, estas barreras han sido arrancadas e inutilizadas.

3.3 PERFORACIÓN ANCLAJES Y MICROPILOTES.

Debido a las longitudes y diámetros necesarios para la ejecución de los anclajes, los trabajos se realizan mediante perforadora montada sobre patín.

Para la realización de las perforaciones la principal dificultad encontrada es la no disponibilidad de compresores adecuados ya que los helicópteros usuales tienen una carga máxima de transporte de 800 kg (peso de compresores pequeños).

Las perforadoras sobre patín necesitan un caudal mínimo de 12m³ y una presión de 12 bares para poder trabajar con rendimientos óptimos. Un compresor con un peso inferior a 800 kg puede suministrar un caudal de 4m³ y una potencia de 7 bares. Para poder obtener un caudal de 12 m³ se unen 4 compresores en serie y se obtiene un caudal de 16m³ pero una potencia de 7 bares (cuando se trabaja en serie, se obtiene la potencia del compresor con menos presión). Con estos medios se obtuvieron rendimientos muy pobres ya que el material que se perforaba estaba compuesto por una roca alterada y fragmentada con cierto componente arcilloso. El principal problema era la falta de presión de aire para poder limpiar el detritus de la perforación.

Cabe destacar el siguiente dato, que refleja las malas condiciones de los trabajos de perforación, durante los meses de Julio y Agosto de 2017, había en la obra 28 compresores de $4m^3$ para hacer funcionar 6 equipos de perforación.

Para el resto de la maquinaria necesaria (patines, hormigoneras, bombas inyección, grupos electrógenos...) no se tuvieron estos problemas de transporte ya que no excedían en peso a la carga máxima que podía transportar el helicóptero.

Al año siguiente (2.018), se consiguió poder disponer de un helicóptero con capacidad de transporte de 1.500 kg de peso. Con esta carga de transporte, se pudieron "subir" cuatro compresores que daban un caudal de 10m³ y una potencia de 10 bares (se tuvieron que transportar desmontados parcialmente para no exceder los 1500 kg de peso). Así, con la unión de los dos compresores en serie, se pudieron obtener caudales de 20 m³ y una potencia de 10 bares, mejorando sensiblemente los rendimientos del año anterior.


Foto 1. Vista de los trabajos de perforación mediante patín.

Fueron necesarios realizar un total de 7.213,5 metros de perforación de diámetro variable entre 51 y 105 mm y longitudes entre 2,5 m y 4,5 para los diferentes anclajes.

Unas vez colocados los anclajes y realizado la inyección y fraguado de la lechada de cemento, se realiza una comprobación de la buena ejecución de los anclajes mediante pruebas de tracción mediante gatos hidráulicos.



Foto 2. Detalle de las pruebas de tesado.

3.4 PREMONTAJE BARRERAS EN LA CAMPA BASE.

Es necesario realizar un pre-montaje de las barreras en la base y posteriormente transportarlas por partes hasta su emplazamiento proyectado.



Foto 3 y 4. Vista entrega del material previo a su montaje y de las barreras pre montadas.

3.5 COLOCACIÓN BARRERAS CON HELICOPTERO.

Las barreras se transportan y montan en tramos de dos postes junto con las redes de cada tramo, estos postes se unen al micropilote y se equilibran con los tirantes unidos a los anclajes monte y valle.



Foto 5 y 6. Vista trabajos de montaje con la ayuda del helicóptero.

3.6 COSIDO Y ACABADO MONTAJE BARRERAS.

Finalmente se realizan los trabajos de cosido y unión entre paños de redes contiguas de las barreras y el tensado de la unión de estas con los anclajes.



Foto 7. Vista de las barreras instaladas.



Foto 8. Vista de las barreras cargadas de nieve.

4. CONCLUSIONES

A modo de resumen y conclusiones de los trabajos de instalación de superestructuras anti avalanchas en el Puerto de La Bonaigua (Lleida), es de resaltar la envergadura del proyecto en cuanto a número de barreras a instalar, unido con las dificultades de acceso a la zona de trabajo, por su gran altitud y la inexistencia de caminos, teniendo que realizarse todos los traslados (de maquinaria, material y personal a diario) mediante la utilización de helicóptero.

Hasta el momento no hay referencias en Europa de una obra concentrada en el tiempo de tal envergadura, con el modelo de barrera más grande y número de barreras instaladas. En la obra se colocaron 2.341,50 metros lineales de barrera metálica (redes de cable y postes de acero), repartidas en 31 filas y 5 zonas de actuación.

Para ello se realizaron un total de 7.213,5 m de perforación de diámetro variable entre 51 y 105 mm y longitudes entre 2,5 m y 4,5 para los diferentes anclajes.

Una de las mayores dificultades de la obra fueron los trabajos de perforación para la realización de los anclajes de las barreras, ya que debido al tipo de barrera a instalar (eran las barreras más grandes en cuanto altura y capacidad de retención existentes en el mercado en el momento de la ejecución del proyecto) se tuvieron que realizar todas las perforaciones mediante patín perforador. Esta maquinaria necesita grandes caudales y presiones de aire para su funcionamiento, con lo que era necesario disponer de compresores que no podían ser transportados por helicópteros convencionales.

Resaltar la dificultad añadida de trabajar en una zona de alta montaña sin accesos, con un clima cambiante (a veces a lo largo de la misma jornada. Tormentas de verano) que dificulta cualquier previsión y que solo te permite trabajar ciertos meses del año.

MUROS DE REVESTIMIENTO DE MAMPOSTERÍA EN TALUDES DE EXPLANACIONES FERROVIARIAS: EL DESCARRILAMIENTO DE TREN DE VACARISSES

Illán Paniagua (1), José Ignacio Serrano (2), Ricard Oliveras (3), Sergio Rubio (4), José Antonio Martín-Caro (5)

(1) Ines Ingenieros Consultores Departamento de geotecnia ips@inesingenieros.com

(2) ADIF. Dirección General de Conservación y Mantenimiento Responsable Área de Obras de Infraestructura (Red Convencional) Dirección Técnica. Subdirección de Infraestructura y Vía joseiserrano@adif.es

> (3) Inaccés Geotécnica Vertical, S.L Director técnico ricard@inacces.com

- (4) Ines Ingenieros Consultores srg@inesingenieros.com
- (5) Ines Ingenieros Consultores Director ejecutivo jmc@inesingenieros.com

RESUMEN

El día 20 de noviembre de 2018 un deslizamiento desde el talud provocó el descarrilamiento fatal de una circulación en el PK 321/150 de la línea R4 de Rodalies. El descarrilamiento fue causado por los bloques que se habían acumulado sobre la vía, los cuales conformaban el muro de revestimiento del talud. Estos muros son frecuentes en esta infraestructura, y están presentes desde la construcción inicial de la línea. La obra de reparación de emergencia comenzó ese mismo día, quedando restablecido el tráfico ferroviario el día 24 de noviembre. La reparación de urgencia se extendió en distintos lotes al resto de las explanaciones ferroviarias entre Tarrasa y Manresa, finalizando las obras en octubre de 2019.

A partir de la descripción del suceso, del dictamen técnico, y de la obra ejecutada, el documento detalla tanto las características de estos muros, la problemática y los riesgos para la explotación de la red, como la experiencia en su rehabilitación y refuerzo. Finalmente se expone una reflexión sobre el mantenimiento de este tipo de elementos de infraestructura.

1. INTRODUCCIÓN

El día 20 de noviembre de 2018 descarriló una circulación de la línea R4 de Rodalies, en el PK 321/150 de la línea ferroviaria de Madrid a Barcelona por Lérida, en un tramo montañoso de la comarca del Vallés Occidental, limítrofe con el Bages y el Bajo Llobregat, en la provincia de

Barcelona (Cataluña), entre las estaciones de Castell Bell i el Vilar - Monistrol (PK 314/819) y Terrassa (PK 333/740), por el que circula solo un tren por hora y con pocos usuarios. No se tenía constancia previa de ningún deslizamiento similar. El descarrilo conlleva un accidente mortal y varios heridos. La circulación quedó totalmente interrumpida en el tramo.

Adif, gestor de la infraestructura ferroviaria del tramo, solicitó de urgencia a Ines Ingenieros Consultores realizar: un dictamen técnico sobre el estado del talud y sus elementos, la definición de medidas correctoras y la supervisión técnica de la obra. Al mismo tiempo se activó un procedimiento de emergencia para restablecer el servicio ferroviario con seguridad lo antes posible. La obra fue ejecutada por Inaccés Geotécnica Vertical, S.L., comenzando el mismo día del deslizamiento. El servicio se restableció con marcha a la vista el 24 de noviembre por la vía 1. Días después, la noche entre el viernes 21 y el sábado 22 de diciembre de 2018 se devolvió la vía 2 con una limitación temporal de velocidad (LTV) de 30 km/h. El restablecimiento total del servicio se produjo la noche entre el domingo 23 y el lunes 24 de diciembre, cuando se retira la LTV y se circula con normalidad. La dirección de obra se lleva a cabo por Adif, realizando Ines Ingenieros Consultores la asistencia técnica.

Los trabajos de inspección y estudios realizados determinaron que los muros de revestimiento de mampostería que cubrían el talud fueron los elementos deslizados y que el fallo se relacionaba directamente con el estado de estos y su comportamiento frente a periodos inusuales de lluvia. Por tanto, por procedimiento de emergencia, Adif habilitó la inspección de todos los muros y el tratamiento que fuera necesario de todos los desmontes entre las estaciones de Manresa y Tarrasa. Esto conllevaba la revisión de todos los taludes, muros y resto de instalaciones que podrían afectar de alguna forma a la seguridad de la circulación ferroviaria (obras de drenaje, medidas correctoras previas, etc.).

El artículo presenta el deslizamiento sucedido, la descripción de la infraestructura en la zona del accidente, la diagnosis y la experiencia de la obra de estabilización. Finalmente se concluye con una reflexión sobre la importancia de considerar los muros de contención, revestimiento o refuerzo dentro de las políticas de mantenimiento preventivo en la gestión de activos de infraestructura.

2. EL DESCARRILAMIENTO

El descarrilamiento sucede el día 20 de noviembre, en la vía par (vía derecha en sentido Tarrasa), la más separada del talud, a las 6:15 am. La circulación llevaba 133 personas, entre viajeros y personal, el accidente conlleva el infortunio de un fallecido y 49 heridos, quedando interrumpida totalmente la circulación en el tramo.

El convoy intercepta una gran cantidad de bloques de piedra y tierras caídos desde el desmonte del lado izquierdo. Los bloques caídos son decimétricos de piedra arenisca y desde el primer momento son asignados al muro de revestimiento que protegía el talud (frente careado y bloques trasdosados), que desde su pie a su coronación alcanza una altura de unos 16 m. La malla de triple torsión que cubría el talud se presenta rasgada, con algunos bulones arrancados.



Figura nº 1.Croquis de deslizamiento (izquierda, fuente: El País) y vista superior de la zona deslizada (derecha).



Figura nº 2.Vista lateral de la zona deslizada en ambos sentidos.

3. DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA

Se trata de un tramo curvo en vía doble electrificada, con cunetas en ambas márgenes y explanación en trinchera (talud en desmonte a ambos lados). En el tramo de la incidencia, en ambas márgenes, el talud aparece revestido por un muro de mampostería que alcanza unos 12.50 m que se adosa al talud, vertical en los primeros 4 m y más tendido en altura (80-75°). El talud se corona en los 16.50 m de altura en el margen izquierdo y alcanza una altura de 16.00 m en el margen derecho. En la zona de coronación aparece un afloramiento rocoso que alterna arenisca roja (40-60 cm) y arcillas. Los niveles de roca son de buzamiento suave, prácticamente horizontales.



Figura nº 3. Sección tipo de la trinchera en el tramo deslizado.

El muro de mampostería tiene un espesor variable entre 2,00 m en la base y 1,00 m en la coronación, se trata de mampostería careada, rejuntado encintado con sillares de 30-40 cm de lado. El muro apoya sobre el terreno sin que sea visible el elemento de cimentación. Tiene mechinales dispersos entre la fábrica, todos parecen cegados, ninguno drena agua. El muro está cubierto por una malla de triple torsión en cortina, sin anclajes intermedios.



Figura nº 4.Vista de la explanación desde plataforma (izquierda) y vista en sección del muro adosado al talud y afloramiento rocoso de coronación (derecha).

Por encima del muro, el talud aparece reforzado por malla de triple torsión y unos cables de refuerzo con bulones cortos (en apariencia de un metro), en cuadrícula aproximada de 4x4. El desmonte es rematado con una pequeña pantalla estática que separa el activo del resto de la ladera.

4. LAS CAUSAS DEL ACCIDENTE Y LA PROPUESTA DE REPARACIÓN

La explanación ferroviaria se desarrolla sobre materiales consolidados del periodo geológico Terciario Eoceno de diversa naturaleza; alternando arcillas, margas y areniscas que constituyen bancos métricos de areniscas silíceas rojas con intercalaciones de niveles arcillosos rojos, sensibles a la erosión diferencial y con un comportamiento geotécnico adecuado frente a la rotura circular.

La circulación se ha visto afectada por el colapso de parte del muro de revestimiento adosado al talud. Se trata de un muro de recubrimiento, de gran altura (12m), conformado por bloques de mampostería que protegen al talud frente a la erosión (sin función de refuerzo).

Estos paramentos están presentes desde la construcción inicial de la línea (hace más de 100 años), y han sido objeto de algunas actuaciones de mantenimiento y refuerzo puntales, como pueden ser rejuntados locales, limpieza de mechinales y colocación de malla de triple torsión.

Los datos de precipitación previos al incidente indican un mes de noviembre excepcionalmente lluvioso y unas precipitaciones extraordinariamente intensas el día 15 de noviembre, registrándose 93.8 l/m² en la estación meteorológica de Vacarisses (Servicio Meteorológico de Cataluña - SMC). Esta precipitación se atribuye a la esperada en la zona para un periodo de retorno de 10 años, ¹.

¹ según "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular". Ministerio de Fomento. Gobierno de España. 1999.



Figura nº 5. A la izquierda, la precipitación acumulada en la estación meteorológica de Vacarisses (fuente: Servicio Meteorológico de Cataluña; http://www.meteo.cat); a la derecha, una vista de las lluvias producidas el día 15 de noviembre en la zona de estudio (fuente http://www.ccma.cat/tv3/alacarta/telenoticies-vespre/telenoticies-vespre-20112018/video/5800205/).

El colapso del muro de revestimiento se atribuye al fallo por el empuje de agua (empuje del agua intersticial) y de los rellenos trasdosados saturados (para una altura de 12,5 m, al saturarse el relleno, se ha estimado un incremento de los empujes del 24 %). El proceso se relaciona con:

- Las lluvias de los días precedentes al descarrilo fueron excepcionales, tanto el terreno como los rellenos del muro pueden considerarse saturados.

- El contacto entre el muro y el talud no estaba sellado y permitía la entrada directa de agua entre el talud y el trasdós de encachado.

- Drenaje deficiente del muro. Los mechinales y elementos de drenaje estaban cegados.



Figura nº 6. Esquema de fallo.

Se descarta que el fallo del muro tenga origen en el deslizamiento del talud. El desmonte en la zona deslizada se presenta en buen estado (no se observan grietas de tensión o roturas). Por la características geológicas y geotécnicas descritas, el talud es estable frente al fallo por deslizamiento rotacional. De los muros de revestimiento y del talud en la zona deslizada, se indica:

- Muros de revestimiento: por sus características (antigüedad y heterogeneidad) y su configuración (adosados al talud), es imposible predecir su comportamiento frente a precipitaciones intensas. No es posible conocer el estado del interior de estos muros y cómo evolucionarán frente a futuros empujes derivados de la acción del agua.

- Aunque se reperforen los mechinales, se proceda al sellado de la coronación del muro, o se establezcan un procedimiento de inspección para su control, se aconseja acometer la estabilización definitiva de todos los elementos cuyo fallo pudiera interferir con la circulación, es decir, todas las superficies de muros de revestimiento de ambos lados con alturas mayores a 4 m mediante el sistema de sostenimiento de red de cables y bulones autoperforantes que se exponen el punto siguiente (la obra de reparación).

- Bordes de muro de revestimiento: Tras el deslizamiento, los laterales de los muros en contacto con la zona deslizada están agrietados, hay bloques sueltos y presentan elementos en voladizo. Todas las zonas sensibles de caída deben ser saneadas por medios manuales (sin utilizar maquinaria que añada vibración) y posteriormente deben ser reforzados con elementos de contención (mallas y redes) ancladas al talud.

- Zona deslizada: No se ha detectado un proceso de inestabilidad general frente a la rotura circular. No obstante, hay bloques sueltos susceptibles de caída y la zona es sensible a la meteorización (niveles arcillosos). Por tanto, se propone su saneo, estabilización frente a la erosión y refuerzo posterior.



Figura nº 7. Vista en sección del encachado y aspecto del talud en la zona deslizada.

5. LA OBRA DE REPARACIÓN

Los trabajos del saneo de emergencia, se inician a las 4 horas del descarrilo. Se crean pasamanos de acceso para llegar a la coronación del talud y se realizan las instalaciones de seguridad para los trabajos verticales, aprovechando las barreras estáticas situadas en la parte superior del desmonte. Se realiza una primera evaluación sobre el estado del muro en cabecera y seguidamente se retira la malla de triple torsión existente en el muro y en la cicatriz del desprendimiento. Esta malla no estaba dimensionada para la contención del muro colapsado, si no para el guiado de piezas individuales.

Seguidamente se realiza el saneamiento de bloques de sillería de la cicatriz en estado precario, movilizados o desplazados durante la deformación previa al colapso. A la vez, se realiza un refino superficial talud natural (arcillas y areniscas). Se puede apreciar que el muro tiene poco espesor y que el talud se encuentra en buenas condiciones, no se observan grietas o deformaciones.

Finalizados los trabajos de saneo y establecidas las condiciones para trabajar con seguridad (riesgo de caída en altura), la misma noche se inician los trabajos de desescombro de los bloques de mampostería y tierras acumulados a pie de talud, aproximadamente unos 650m³, retirados en una sola noche. Se trabaja con dos giratorias y dos camiones dumper, atacando el frente por los dos extremos.

Se estudia la consolidación del desprendimiento y de todo el resto de muro, y a la vez de toda la trinchera, de 175 m de largo.

Se contemplaron dos sistemas de consolidación para solucionar esta necesidad de contención, de la zona deslizada y del resto de 175m de muros en trinchera:

- *Soil-nailing*. Hormigón proyectado, malla de armadura, anclajes y drenajes. Tiene la dificultad de una ejecución lenta y complicada para los equipos de elevación.

- Mallas de alta resistencia. Claveteado con anclajes autoperforantes con un paramento flexible de alta resistencia. Tiene la ventaja de ser la solución más rápida en tiempo de ejecución, favorece el drenaje, presenta menos dificultad y evita la necesidad de equipos de elevación.

En vista de la necesidad de una rápida recuperación del servicio ferroviario, de celeridad en la ejecución de la obra y de las dificultades de la colocación de sistemas auxiliares de elevación, se adopta la solución de un sistema de malla de alta resistencia y bulonado autoperforante.

Se plantea una malla de alta resistencia que no deforme en exceso juntamente con un bulón de capacidad portante suficiente y optimizado para el tipo de terreno que tenemos, en este caso el conjunto muro mampostería y talud de margas-areniscas.

El sistema de contención mallas y bulones es modelizado y dimensionado mediante hojas de cálculo y programas específicos. Se definió una sección de terreno inestable, representado por el espesor de muro de mampostería (sección libre máxima de 2m), y el resto de los parámetros se tomaron los propios del talud (densidad, inclinación, adherencia). Con este dimensionamiento se establece la orientación optima de los anclajes y la resistencia en Kn/m de la malla, la carga de trabajo del bulón, y la deformación máxima tolerable del sistema.

Después de terminar los trabajos de desescombro con medios mecánicos y liberado el convoy accidentado de la Vía 1, previo al sostenimiento, se procedió a la colocación de las mallas de guiado y de retención de fracción centimétrica. En concreto, sobre los muros de mampostería existentes se dispuso malla de triple torsión 8x10-16 Galmac 4R y sobre la zona deslizada, para un mejor control de la meteorización de roca blanda y arcillas, geomalla Macmat R18127GN. Estas mallas tienen la función de detener e impedir el paso de material pequeño

Malla de alta resistencia

Se optó por los paneles de red de cable LEA300x300x8 de Maccaferri, con una alta resistencia a la tracción de 130 Kn y al punzonamiento de 204 Kn, con unas dimensiones de 6.000x3.000 mm. Los paneles de red de cable fueron cosidos con cables de 12 mm perimetralmente y reforzados horizontalmente cada 2 m, según los anclajes realizados.



Figura nº 8. Vista de la zona deslizada y de la cicatriz del muro de mampostería.

Bulones autoperforantes

El muro de mampostería presenta un espesor variable, de 2 m en la base a 1 m en coronación. Las perforaciones presentan la dificultad de atravesar sillares encajados, junto con tierra en las juntas muro-talud natural que no aseguran la estabilidad de la perforación.

Por cálculo se obtuvo la necesidad de utilizar un bulón pasivo de longitud total L=5 m, (2 m en muro + 3m de empotramiento en roca sana). Esta longitud de perforación para barra Gewi 500/550 obliga a utilizar perforadora neumática en patín y martillo de fondo de 90 mm, siendo este un punto crítico debido a su potencia y el elevado nivel de vibraciones que transmitiría al muro. Las perforaciones con martillo de mano para estos espesores de muro quedaron descartadas.



Figura nº 9. Trabajos de perforación, maquinaria de inyección y trabajos de tesado de la red de cable.

Finalmente se optó por la barra autoperforante DIWI-DRILL R32-320 de Diwidag, con una carga de rotura de 320 Kn y una carga de trabajo de 250 Kn. Este sistema de perforación, con perforadora hidráulica en patín, de martillo en cabeza, utiliza un diámetro menor, de 51mm y transmite un nivel de vibraciones moderado, una elección prudente teniendo en cuenta la estabilidad general de las zonas no deslizadas.

La cuadrícula de perforación se determinó por cálculo de 3 m horizontal x 2 m vertical, adaptando la distribución de los anclajes con las dimensiones de las redes de cables que podían fabricarse. Esta cuadrícula de perforación se encajó con los paneles de 6.000x3.000 colocados en posición vertical.

Se perforaban unos 25ml por noche en horario restringido para un total de 1200 m.

Para las inyecciones de los bulones autoperforantes se descartó el sistema de inyección continua, con barrido de lechada, para descartar una acumulación de sobrepresión en el trasdós del muro, que podría hacer repetir el mecanismo de vuelco y derrumbe de otro tramo de muro. También se descartó la utilización de la inyección continua por el peligro de obturación y obstrucción del sistema drenante actual del muro.

La inyección se realizó a posteriori, terminada la perforación, utilizando el cabezal de inyección, junto con la rotación de la barra, y ajustando el volumen inyectado al volumen teórico del bulón más un pequeño incremento de sobre-inyección. Se consiguió dejar todas las perforaciones rellenas hasta superfície, para garantizar un buen sellado contra la oxidación de la barra.

Drenajes superciales

Se reperforaron con martillo de mano, todos los drenajes existentes en el muro en una cuadrícula aproximada de 2x2m. Se perforaron con diámetro 55 mm y de longitud comprendida entre 1,5-2 m.



Figura nº 10. Vista general del muro finalizando el tratamiento, sentido Manresa.

Control de ejecución

Las acciones para determinar la calidad de productos y servicios se centraban en la calidad de los materiales a emplear en obra, la buena ejecución y en particular, en garantizar el funcionamiento previsto para los anclajes: que no haya derrumbes durante la perforación del muro de mampostería alterado, la posible discontinuidad entre muro y talud, y que la inyección y el terreno permitan generar un bulbo de anclaje que garantice la tensión de adherencia necesaria.

Estas incertidumbres han sido resueltas mediante el uso de bulones autoperforantes (ejecución de taladro sin colapso y certeza de inyección desde la punta) y la ejecución de ensayos de tracción con gato hidráulico hasta su carga de trabajo, de un porcentaje significativo de los anclajes ejecutados (en torno al 20%). El muestreo para ensayo se distribuía de forma homogénea. En el caso que fallase un bulón estaba previsto ensayar los de alrededor hasta acotar el problema y ejecutar nuevos bulones que asumiesen la carga.



Figura nº 11. Vistas de ensayos de gato plano realizados

6. CONCLUSIONES

Las administraciones gestoras de infraestructuras y, entre ellas, Adif, invierten parte de sus recursos en estudios y análisis de las características de las redes que gestionan, así como en herramientas para trabajar adecuadamente con los datos obtenidos. Es habitual articular la política de mantenimiento a partir de información precisa y de calidad de los activos de infraestructura: tradicionalmente puentes y viaductos; y cada vez más frecuentes en los activos: talud en desmonte, talud en terraplén y túneles (activos geotécnicos). Los muros no suelen ser considerados activos de mantenimiento, se suelen considerar como un elemento o componente del activo, como medida correctora, por lo que solo se valora su funcionalidad como contención, refuerzo o revestimiento. No se tiene en cuenta la peligrosidad o el daño que puede ocasionar su fallo.

El planteamiento de considerar únicamente la eficacia de un muro es adecuado desde el punto de vista del diseño, pero desde el punto de vista del mantenimiento, según avanza su tiempo de servicio, debe considerarse la posibilidad de un fallo potencial y las consecuencias de éste.

El accidente de Vacarisses ha puesto el foco de atención en la conservación de los muros de revestimiento y contención de mampostería del tramo ferroviario entre Tarrasa y Manresa. Muros que, por su antigüedad y disposición frente a la traza, tuvieron un comportamiento impredecible, catastrófico, tras el periodo de lluvia excepcional de noviembre de 2018.

Se propone que la gestión de los muros sea revisada en las políticas de mantenimiento: incluyendo como activo de los sistemas de gestión de infraestructuras los que, por tipología, antigüedad u otra característica, deban ser resaltados, realizando inspecciones recurrentes y técnicas específicas de auscultación y análisis.

Bajo esta perspectiva, Adif está revisando las políticas de mantenimiento: incluyendo como activo de los sistemas de gestión de infraestructuras los muros que por tipología, antigüedad u otra característica deban ser resaltados, realizando inspecciones recurrentes y técnicas específicas de auscultación y análisis. En la localización del descarrilamiento se han llevado a cabo las actuaciones de mantenimiento, ampliando la intervención al tramo entre los PPKK 302/000-331/300, Manresa y Tarrasa, realizando inversiones para tratar específicamente estos elementos que entre los años 2018 y 2020 han superado los 5 M€.

REFERENCIAS

https://elpais.com/elpais/2018/11/20/album/1542703567_318168.html

http://www.meteo.cat. Servicio Meteorológico de Cataluña (SMC)

http://www.ccma.cat/tv3/alacarta/telenoticies-vespre/telenoticies-vespre-20112018/video/5800205/

Macro Studio beta. Slope Mesh Protection Design Software. Maccaferri.

- Ministerio de Fomento. Gobierno de España, 1999. Máximas lluvias diarias en la España Peninsular.
- Ministerio de Fomento. Gobierno de España, 2016. Norma 5.2 IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras.
- Paniagua, I., Martín-Caro, J.A., 2018. Informe sobre el descarrilamiento en el PK 321/150 de fecha 20 de noviembre de 2108. Tramo ferroviario de red convencional entre Lérida y Barcelona. T-MAN_TE-321150_ED01 Informe inédito.

Rocscience Dips 1989-2002 Plotting Analysis and Presentation of Structural Data Using Spherical Projection Techniques. User's Guide

Rocscience slope stability webinar 2020 Rock Stability Suite - Dips, RocPlane, Swedge, RocTopple.

Rocscience Rocfall 1989-2002 Risk Analysis of Falling Rocks On Steep Slopes. User's Guide

PROTOCOLO DE SEGURIDAD PARA TRABAJOS EN ALTURA EN

TALUDES

Fernández Rodríguez, Raúl

Comisión Seguridad y Salud Laboral Asociación Española de Empresas Especialistas en Taludes (AEEET) info@aeeet.org

Tamborero del Pino, José M^a

T. S de Prevención de Riesgos Laborales Extécnico del Instituto Nacional de Seguridad y Salud en el Trabajo (INSST) Tamborero2006@hotmail.com

RESUMEN

Las empresas del sector de trabajos en altura en taludes que forman parte de la AEEET (Asociación Española de Empresas Especialistas en Taludes), las cuales ejecutan trabajos de sostenimiento y estabilización de taludes, se encuentran a diario en las diferentes obras de construcción y obra civil con varios problemas de definición o interpretación en materia de seguridad a la hora de la realización de los trabajos.

Este tipo de problemas hace referencia a los diferentes puntos de vista que tienen los Coordinadores de Seguridad y Salud de los trabajos en altura en taludes, rigiéndose dichos Coordinadores de Seguridad por el R.D. 2177/2004, en el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud para la utilización por los trabajadores de los equipos de trabajo en materia de trabajos temporales en altura, no estando del todo bien definido en dicho R.D 2177/2004 el procedimiento a seguir para desempeñar este tipo de trabajos (además de la falta de experiencia y de conocimientos específicos de dichos CSSL, destacamos que en muchas ocasiones los propios CSSL no son Técnicos de Prevención de Riesgos Laborales)

1.- INTRODUCCIÓN

La AEEET conocedora de esta situación entre sus miembros ha redactado por medio de la Comisión de Seguridad un procedimiento para trabajos en altura en taludes, mediante el cual pretende unificar y aclarar las diferentes tareas y criterios necesarios para realizar dichos trabajos con el visto bueno de todas las partes implicadas en materia de seguridad.

A continuación, se detalla a modo de resumen los diferentes apartados de los que consta dicho procedimiento.

2.- DEFINICIONES PREVIAS

<u>**Talud:**</u> se entiende por talud todo terreno natural (ladera formada por tierra y/o roca) o elaborado por el hombre (desmonte, terraplén, muro) caracterizado por presentar una pendiente o inclinación.

Estabilización de taludes: todas las actuaciones encaminadas a proteger frente a posibles desprendimientos, colapsos, vuelcos, desplomes, deslizamientos, movimientos traslacionales, expansiones laterales, avalanchas u otros movimientos del terreno.

<u>Punto de anclaje</u>: es un elemento al que puede estar sujeto un equipo de protección individual contra caídas.

<u>Línea de trabajo</u>: la línea de anclaje utilizada durante el acceso a la posición de trabajo, ascenso, descenso y la salida y la sujeción en ella. Esta cuerda permanece en tensión debido al peso del operario mientras realiza su tarea, accede o sale de la posición de trabajo.

<u>Línea de seguridad:</u> es la segunda cuerda complementaria que utiliza el operario para desplazarse vertical o horizontalmente sobre el talud como medio de protección anticaídas o de emergencia. El punto de anclaje de esta cuerda es independiente del de la de trabajo. Esta cuerda, a diferencia de la cuerda de trabajo, únicamente estará en tensión debido al peso del operario en el caso de fallo en el subsistema correspondiente a la cuerda de trabajo.



Foto 1 y 2: Estabilización de taludes





Foto 3: Línea de trabajo y de seguridad

Equipo de protección individual: cualquier equipo destinado a ser llevado o sujetado por el trabajador para que le proteja de uno o varios riesgos que puedan amenazar su seguridad o su salud, así como cualquier complemento o accesorio destinado a tal fin.



3.- POSIBLES CASOS O TIPOS DE TRABAJOS

Los trabajos a los que nos referimos son todos aquellos que se pueden realizar en un talud o en sus inmediaciones, los entornos de trabajo son variables y dependientes de la zona, la geografía, el clima, la estacionalidad, la vegetación y la geología del terreno.

En los taludes podemos diferenciar diferentes partes:



Figura 2: Talud artificial (corte o relleno)

3.1 TRABAJOS EN CABECERA

Entenderemos como trabajos en cabecera aquellos trabajos que se realizan en la parte superior del mismo, ya sea para la preparación de la zona, el acopio de materiales o la limpieza y desbroce de la zona.



Se considerará que en las zonas de cabecera, para poder realizar de forma segura los trabajos será imprescindible asegurar la zona de trabajo y hacerla compatible con lo legalmente establecido.

- Se deberá garantizar una zona de trabajo segura de cómo mínimo 2 m de anchura.
- Se deberá garantizar la estabilidad del suelo.
- Se comprobará que no trabajan 2 o más trabajadores en una misma vertical.
- Se deberá garantizar la imposibilidad de la caída de materiales.
- Se deberá garantizar unos puntos de anclaje que impidan el riesgo de caída a distinto nivel.
- Se mantendrán las zonas de paso libres y expeditas.

3.2 TRABAJOS EN PLANOS INLCINADOS O PENDIENTES

La zona de la pendiente es la zona que encontramos entre la cabecera y el pie, está zona se caracteriza por la inclinación y el desnivel de esta; es por esta circunstancia que se debe garantizar el impedir la caída en esta zona.

En estos trabajos se utilizará siempre sistemas que impidan la caída de las personas, las tareas en pendientes inclinadas se deberán realizar siempre con 2 elementos de sujeción, el primero será el descrito como línea (o cuerda) de posicionamiento, la cual siempre deberá estar tensada y de la que se suspenderá el operario, la segunda será la que se describe cómo línea (o cuerda) de seguridad, la cual deberá estar semitensada, ambas deberán mantenerse en

vertical, nunca deberán trabajar en diagonal ya que en caso de trabajar en esta posición, si existiera una caída aumentarían el recorrido de la misma, acrecentando el riesgo y la gravedad de las posibles consecuencias.



Foto 4 y 5: Trabajos en planos inclinados siempre dos puntos de anclaje.

3.3 TRABAJOS EN PIE DE TALUD

El pie del talud o la base de este es la zona inferior del mismo, donde se considerará la cota "0", es decir donde no existirá desnivel alguno.

Se debe tener en cuenta que en este espacio o zona de trabajo deberá disponer de cómo mínimo una anchura de 2 m sin riesgo de caída a distinto nivel.



Foto 6: Unión de paños malla en pie talud

Foto 7: Zona de trabajo en pie de talud

4.- PROCEDIMIENETOS DE TRABAJO

4.1 ACCESO A LAS ZONAS DE TRABAJO

Tanto al iniciar una obra, como durante el proceso de esta, es importante conocer los puntos de acceso y asegurarse de que estos están equipados correctamente con las medidas de seguridad necesarias.

Al iniciar una obra, se deben definir cuáles son los puntos más seguros para acceder al puesto de trabajo, que no siempre coincidirán con la ruta más corta. Los accesos se pueden diferenciar en acceso a pie, acceso con pasamano y acceso mediante cuerdas en la superficie del talud.

4.2 COLOCACIÓN DE ANCLAJES

El primer paso antes de la realización de cualquier tipo de trabajo en el talud, será la implantación de los anclajes (garrotas de instalación de la línea de vida) a los que se asegurarán los trabajadores utilizando sus equipos de protección individual.

Se trata de anclajes de acero corrugado del tipo B500, realizados verticalmente en el terreno de 0.8 metros de longitud cada 8 m.

Las dimensiones serían de 20 mm de diámetro y 100 cm de longitud, abastonados (80 cm empotrados).

Alternativamente, también se puede utilizar como anclaje la base del tronco de un árbol, siempre y cuando esté vivo, sea estable y tenga un diámetro mínimo de 18 cm. y a una altura máxima de 50 cm de la base del tronco.



Normalmente se deben instalar en la parte superior del talud a una distancia mínima de 2 metros del borde o de la cicatriz o cuña de rotura si la hay.

4.3 COLOCACIÓN DE LÍNEAS DE CABECERA

Estas líneas pueden ser temporales o fijas y deben instalarse a una distancia mínima de 2 m o más del borde del talud. Son los primeros elementos que deben instalarse antes de iniciar los trabajos y a los que se conectaran los trabajadores su sistema anticaída. Pueden ser usadas por uno o varios trabajadores siempre que se autorice con tal fin.

4.3.1 LÍNEA DE VIDA PROVISIONAL DE CABLE DE CABECERA

La línea de vida constará de los siguientes componentes:

- Anclajes de acero corrugado (garrotas) cuya instalación ya se ha descrito en el apartado 4.2.y cable de 12 mm de diámetro conectado a los anclajes mencionados, tensado y sujetado mediante 4 sujetacables en cada extremo.



Foto 8 y 9: Línea de vida provisional de cabecera

4.3.2 LINEAS TEMPORALES DE CINTA EN 795-B

Si se elige una línea clase B, se utilizarán cintas normalizadas bajo esta norma técnica para trabajos de alta flexibilidad y resistencia garantizada. (Se debe verificar en la información ofrecida por el fabricante la necesidad de puntos intermedios según longitud de la misma).

Figura 5: Ejemplo de cinta para línea de vida temporal clase B



4.4 FIJACIÓN DE LÍNEAS DE TRABAJO Y SEGURIDAD PARA TRABAJO VERTICAL

Tanto la cuerda de seguridad como la de trabajo, serán de las mismas características y deben estar unidas al arnés de seguridad a través del elemento dispuesto para este fin (cabo doble, anillo de cinta o similar) en distintos puntos, nunca en el mismo punto de amarre.

La instalación de tendidos de trabajo requiere aplicar una serie de técnicas que son el conjunto de instalaciones y equipos necesarios para la colocación de las líneas o cuerdas de trabajo y de seguridad, así como el resto de los elementos auxiliares. Para la adecuada instalación de los tendidos de trabajo se deben tener en cuenta los siguientes aspectos: instalaciones de cabecera, nudos, reaseguros, fraccionamientos, dispositivos de anclaje, resistencia del sustrato o soporte, angulaciones, desvíos y el sistema de reparto de cargas entre los dispositivos de anclaje. El desarrollo de todas estas técnicas se poder ver en la NTP 1109. Seguridad en trabajos verticales: (II): Técnicas de instalación.

En taludes accesibles en los que es posible instalar directamente las líneas verticales de anclaje de forma segura a una distancia de 2 m o más del borde del talud.



Figura 6

Foto 10: Cuerdas de seguridad y trabajo

En cualquier caso, se precisa de puntos de anclaje diferenciados para anclar de forma independiente la cuerda de trabajo y la cuerda de seguridad.

El modo de trabajo será según el Real Decreto 2177/2004 y en concreto del apartado 4.4 Disposiciones específicas sobre la utilización de las técnicas de acceso y de posicionamiento mediante cuerdas.

Cada operario dispondrá de dos cuerdas que lleguen hasta la base del talud: una de trabajo, en la que se asegurará con el dispositivo que corresponda, bien para el ascenso (ascendedor o bloqueador), bien para el descenso (descensor), y otra de seguridad que irá equipada con un elemento anticaídas y un absorbedor de energía.

4.5 MANIOBRAS DE ASCENSO Y DESCENSO

Los operarios deben tener la formación teórica y práctica suficiente para realizar todos estos tipos de movimientos con total seguridad.

El desarrollo de las técnicas descritas y otras complementarias se encuentran en la NTP 1111. Seguridad en trabajos verticales (IV): técnicas de progresión, de esta misma colección.

Descenso

Antes de salir a la vertical del talud, y una vez colocado el dispositivo anticaída en la cuerda de seguridad y conectado a la anilla correspondiente del arnés de seguridad anticaídas, se debe conectar el mosquetón del dispositivo de descenso a su anilla ventral.

Pasar la cuerda de trabajo por el dispositivo de descenso y cerrarlo.

Suspender el peso del cuerpo para notar que el dispositivo de descenso bloquea y lo sostiene.

El descenso debe realizarse lentamente y de manera controlada, previendo posibles obstáculos, que pudieran encontrarse durante el descenso.



Foto 11: Maniobra de descenso



Foto 12: Maniobra de ascenso

Ascenso

La forma más habitual de ascenso en trabajos en talud será el paso corto usando un descensor junto con un bloqueador tipo puño.

Conectar el descensor y el puño en la cuerda de trabajo, lo más alto posible (el puño estará conectado a la anilla ventral de arnés de seguridad por el cabo de anclaje largo del elemento de amarre).

Cambio de dirección

Se entiende como cambio de dirección la maniobra que permite cambiar de sentido la progresión, tanto de ascenso a descenso, como viceversa.

Esta maniobra requiere quitar y poner dispositivos de la cuerda de trabajo, por lo que se debe prestar atención a mantener en todo momento la conexión a las dos cuerdas (trabajo y seguridad) simultáneamente.

Cambio de línea

Esta maniobra permite desplazarse en la horizontal, sin necesidad de acceder ni a la cabecera ni al pie del talud.

Siempre es mejor realizar esta maniobra desde la posición de descenso, con el descensor bloqueado. Por lo tanto, en caso de estar realizando un ascenso, antes de cambiar de línea de trabajo, cambiaremos a la posición de descenso.

5.- ENSAYO DE RESISTENCIA DE ANCLAJES (MODELO CERTIFICACIÓN LÍNEA DE VIDA Y ANCLAJES DE CABECERA)

Certificación línea de vida y anclajes en cabecera

D/Doña....., mayor de edad, con DNI: en calidad de de y domicilio fiscal en

En referencia la línea de vida provisional y los anclajes de cabecera en la obra:

"OBRAS"

Certifica:

- Que el montaje de las líneas de vida y los anclajes de cabecera instalados en dicha obra, realizado por la empresa para la ejecución de su actividad **tratamiento de taludes**, el día, se ha realizado utilizando materiales que cumplen las directrices de la normativa EN795.

- Que se trata de:

- Sistema de línea de vida, consistente en: ml cable de acero galvanizado de 12mm; anclajes (extremos e intermedios) de acero corrugado de 20 mm de diámetro y 1m de longitud, dispuestos cada 8 metros entre sí, y sujetables en las terminaciones del cable.
- Sistema de anclajes de cabecera consistentes en anclajes de acero corrugado de 20 mm de diámetro y 1m de longitud (Barras de acero corrugado tipo B 500 S, de 20 mm de diámetro y 1,00 m de longitud colocadas en orificios ejecutados en el terreno.)

Para que así conste, se firma la presente

En, a

Fdo.

NOTA: La persona que firme le correcto montaje de la línea de vida y anclajes de cabecera será un Técnico Superior en Prevención de Riesgos Laborales con la especialidad de Seguridad en el trabajo con al menos 3 años de experiencia en el sector.

<u>Anclajes</u>: Barras de acero corrugado tipo B - 500 S, de 20 mm de diámetro y 1,00 m de longitud colocadas en orificios ejecutados en el terreno.

<u>Cables y sujetacables:</u> Cable trenzado de acero galvanizado 6x19 de alma textil de 12 mm de diámetro, y sujetacables.

Las líneas de vida compuestas por barras de 20mm y cables de 12mm, sobrepasan les exigencias de la norma UNE-EN 795 ya que los elementos empleados tienen unas características de resistencia muy superiores a las necesidades reales.

6.- EVALUACIÓN DE RIESGOS Y REVISONES DE LÍNEAS DE ANCLAJES

Para cada uno de los diferentes trabajos que se realicen en taludes ya sea para poder acceder por primera vez, sobre la propia superficie del talud o en cabecera de este, se deberá realizar una evaluación de riesgos específica de cada tipo de trabajo a desempeñar analizando los posibles riesgos existentes, las consecuencias de estos y las diferentes medidas preventivas a adoptar.

Referente a la revisión y mantenimiento de los diferentes dispositivos y elementos que componen las líneas de anclajes provisionales, serán revisados periódicamente los puntos críticos que constituyen dichas líneas de anclajes.

7.- PROCEDIMIENTO DE RESCATE Y EVACUACIÓN

Los trabajadores, han recibido en varias ocasiones formación teórica y práctica en técnicas de rescate. En el supuesto de que se produzca un accidente o incidente encontrados el trabajador suspendido de cuerda y las consecuencias del mismo le impiden progresar por estas por sí mismo, o bien si tuviera una pérdida de conocimiento, se actuará según el proceso denominado de autorescate.

Se entiende por autorescate el conjunto de técnicas verticales que permiten a uno o más compañeros del accidentado, con el material disponible en el lugar de trabajo, sacar al trabajador herido de la situación de suspensión sobre la cuerda, depositándole en la base de la vertical, donde deberá ser atendido por los servicios médicos de urgencia necesarios.

8.- FORMACIÓN

Para que un trabajador pueda realizar trabajos en altura es necesario que tenga una formación especializada, de una duración mínima de 20h, la cual debe ser necesariamente presencial y versar tanto sobre la perspectiva teórica, como también sobre la práctica.

Sobre quien la puede impartir:

Formador o equipo de formadores, el cual deberá estar acreditado por la AEEET, así como cumplir con los 4 siguientes criterios:

1. Técnico superior en PRL.

2. Titulación de formador (mínimo de 140h) en técnicas de suspensión con cuerdas acreditadas por IRATA, ANETVA u otra entidad equivalente o titulación oficial de técnico deportivo en alta montaña.

3. Tener experiencia acreditada como técnico, operario o formador en empresa dedicada a la estatización de taludes.

4. Experiencia como formador/a.

Sobre la validación de la formación:

Aquellas formaciones impartidas en tiempos anteriores -en la que estipulan los requisitos del docente, carga lectiva y contenidos- deberá ser sometida a validación de la AEEET para comprobar su idoneidad para el desempeño seguro de trabajos en planos inclinados para la estabilización y protección en taludes.

Propuesta curso básico trabajos verticales en taludes AEEET:

- Denominación: TÉCNICAS DE SEGURIDAD TRABAJOS VERTICALES Y ALTURA TALUDES.
- Duración total: 20 horas
- Modalidad:
 - Presencial y específica de taludes.
 - Teórico/práctica: 6h teóricas/14h prácticas.

9.- ELEMENTOS: MATERIALES, EPIS, ELEMENTOS AUXILIARES

Los elementos que conforman las líneas de anclaje flexibles horizontales o verticales y las cuerdas de los trabajos verticales junto con los EPI que deben llevar los trabajadores, son la base para que los distintos trabajos en los taludes se puedan realizar con total seguridad.

Los EPI necesarios, sin prejuicio de los que se requieren para los trabajos que se realicen en al talud serán:

- · Arneses para trabajos verticales.
- · Cascos.
- · Cuerdas de trabajo y seguridad.
- · Dispositivos de regulación de cuerda para cuerda de seguridad Tipo A.
- · Dispositivos de regulación de cuerda para cuerda de trabajo Tipo B y Tipo C.
- \cdot Conectores.
- · Elementos de amarre.
- · Absorbedores de energía.
- · Otros equipos de protección individual.

Con toda esta labor efectuada entre la Asociación Española de Empresas Especialistas en Taludes (AEEET) y el Instituto Nacional de Seguridad y Salud en el Trabajo (INSST) del Ministerio se ha logrado el objetivo de crear una herramienta de guía rigurosa y seria con las medidas seguridad y salud laboral para los trabajos de estabilización de taludes y protección de desprendimientos en altura.

RECONSTRUCCIÓN DE TALUD MEDIANTE LA TÉCNICA DE "SOIL NAILING REVEGETABLE".

Pere Sanz Casany (1), Maria Martín Serna (2)

(1) Tratamiento, Acondicionamiento de Laderas y Obras, S.A. (TALIO) Ingeniero Agrícola psanz@taliosa.com

(2) Tratamiento, Acondicionamiento de Laderas y Obras, S.A. (TALIO) Geóloga maria@taliosa.com

RESUMEN

Se trata de una experiencia de reconstrucción de talud mediante la técnica de "soil nailing revegetable", ejecutada sobre un proyecto de ordenación urbanística mínima del Parque Forestal Urbano (PFU) "Bosc de Volpelleres", muy concurrido del Ayuntamiento de Sant Cugat del Vallès (Barcelona).

En el proyecto original, se ordenaban y ampliaban una serie de caminos en su interior, generando en consecuencia una serie de terraplenes y desmontes, los cuales, se iban a tratar con diversas técnicas de bioingeniería. En concreto, los terraplenes se apoyaban sobre muros de gaviones.

Al tratarse de un muro de contención de gravedad, la técnica inicial proyectada ponía en riesgo la vegetación arbórea colindante, encinas (Quercus ilex) y pinos (Pinus pinea), siendo ejemplares con un alto valor ecológico. Esta vegetación, podría verse afectada en las diferentes etapas de ejecución: en la excavación de la base del muro, y transporte de materiales hasta las diferentes zonas de actuación.

Se propuso y aceptó la solución de reconstrucción del talud, mediante la técnica de "soil nailing revegetable" que presentamos como alternativa a los muros de gaviones del proyecto original.

1. INTRODUCCIÓN

Se trata de una experiencia de reconstrucción de talud mediante la técnica de "soil nailing revegetable", ejecutada sobre un proyecto de ordenación urbanística del Parque Forestal Urbano (PFU) "Bosc de Volpelleres", muy concurrido del Ayuntamiento de Sant Cugat del Vallès

(Barcelona). Este PFU está gestionado por el Área Metropolitana de Barcelona (AMB), y el proyecto fue ejecutado por la empresa SORIGUÉ.

Esta parcela de bosque de 64.500 m2, se encuentra no muy alejada del centro de Sant Cugat y se trata de un equipamiento municipal muy frecuentado por vecinos de Sant Cugat y mayoritariamente por runners del Centro de Alto Rendimiento Deportivo de Catalunya (CAR), que les va muy bien para correr en un entorno muy agradable y en contacto con un pavimento blando.



Fotografía 1 : Estado inicial de la zona a actuar

En el proyecto original, las estrechas sendas generadas espontáneamente por los usuarios de la parcela boscosa, se ordenaban con una serie de caminos en su interior y se ampliaban con una anchura mínima de paso para acceder con un pequeño camión de servició de mantenimiento o, sobre todo, por si hubiera un conato de incendio forestal.

Estos caminos se establecieron con 2,5 m de anchura mínima, generaban en consecuencia, una serie de terraplenes y desmontes, los cuales, se iban a tratar con diversas técnicas de bioingeniería. En concreto, los terraplenes se apoyaban sobre muros de gaviones.

Pero el proyecto no contemplaba la excavación adicional que merecía la implantación del propio muro que en algunos casos dejaba este camino impracticable para la propia ejecución de la obra.



Figura 1 : Detalle de la sección propuesta inicial.



Fotografía 2 : Replanteo del muro en obra.

Al tratarse de un muro de contención de gravedad, la técnica inicial proyectada, generaba una excavación adicional no contemplada para ubicar y empotrar la base del muro de gaviones y además, ponía en riesgo la vegetación arbustiva y arbórea colindante, encinas (Quercus ilex) y pinos (Pinus pinea), ejemplares con un alto valor ecológico. Esta vegetación, se veía afectada, aunque la geometría se ajustara, por el propio trasiego de la maquinaria y podría verse afectada en las diferentes etapas de ejecución: en el terraplenado, la propia ejecución del muro de gaviones y el transporte de materiales hasta las diferentes zonas de actuación.



Fotografía 3: Aspecto de la densidad y estado del "Bosc de Volpelleres".





Figuras 2 a 4 : Planos con la propuesta inicial.

2.- METODOLOGIA

Tras efectuar la consulta, se propone la alternativa de llevar a cabo, una técnica de sostenimiento y refuerzo del terreno mediante un "soil nailing" con su paramento vertical revegetable, siendo finalmente aceptada. Generando un talud máximo de 68°.

En este caso, se calcularon unos anclajes pasivos con barra de acero tipo GEWI de Ø 25 mm y de



tres (3) m de perforación en material sano, más 2 metros en material inestable, es decir, un total de 5 metros de longitud de bulón, en un marco de densidad aproximado y de marco irregular de 1x1 m.

La perforación se realizó con martillos manuales neumáticos de rotopercusión, siendo su puesta



en obra muy sencilla y sin afectar ningún tipo de vegetación.

Se pudo llegar a cada zona con la ayuda de maquinaria ligera, sin interceptar los accesos ni provocar retrasos en el cronograma del resto de la obra.





Fotografía 6: Manguito de unión.

Para suplementar las barras de los anclajes se utilizaron manguitos de unión para llegar al paramento vertical adecuado, es decir tres metros de anclaje en terreno sano con empalme con manguito de dos metros de anclaje.

El terraplén, se efectuó con maquinaria ligera y para evitar dañar los troncos de los árboles, se protegieron con una malla tridimensional y en algunos casos un geotextil en las zonas inferiores, con el fin de proteger su desarrollo y su comportamiento futuro por una posible asfixia radicular.

El acabado exterior revegetable, se efectuó mediante un encofrado perdido de mallazo electrosoldado, el cual, rigidizó el paramento, para mantenerlo a 68 º, como máximo.

En las zonas donde se observó una pequeña cuenca o escorrentía potencial se instaló un tubo de drenaje de 160 mm para facilitar el drenaje y eliminar la presión hidrostática del interior del terraplén.

El acabado, incluyó una membrana revegetable mediante una geomalla tridimensional de polipropileno, reforzada con una malla de triple torsión 8x10-16, solidaria en su fabricación, tipo Mac-Mat R. que consta de una malla tridimensional de polipropileno en una densidad de 500 g/m2, que actúa como retención de finos, permeable al agua de infiltración y a la vegetación potencial del propio terraplén, como la que pueda irse implantando de forma progresiva.



Fotografía 6 : Drenaje inferior.

Además, para dar capacidad portante al sobreancho ejecutado, cada 70-80 cm de altura, en sección transversal, se reforzó horizontalmente con una malla de acero de triple torsión.



Fotografía 7 : Paramento vertical y terraplenado.





Fotografía 8 y 9: Detalle superior del paramento vertical y apriete de tuercas.



Fotografías 10 a 12 : Detalle integración vegetación en el paramento vertical.



Fotografía 13 : Infraestructura acabada en la Zona 3.

3.- CÁLCULOS.

Con el fin de llevar a cabo una mejora del terreno para aumentar el factor de seguridad, evitar que el terraplén del camino deslizara, y quedase garantizada la estabilidad del trasdós. Se realizó un refuerzo con anclajes a una cuadrícula 1x1 a tresbolillo, y perforación de bulón en material sano con una longitud de 3m, más 2 metros adicionales que sobrepasaban la zona inestable, con un total de 5 metros lineales de bulón.

El cálculo se realizó para el talud con la altura máxima de 3 m y con una "anchura" superior de 1,20 m, considerando un ángulo de "revegetación" máximo de 68 °, pues consideramos que un talud de mayor ángulo, pondría en riesgo la cubierta herbácea autosuficiente, ya que en un régimen climático mediterráneo el agua y la humedad que nos aportan las lluvias y su distribución anual no superan los 658 mm/año, según nos indica el grafico ombrotérmico de la zona de Sant Cugat del Vallès.



Figura 4: Detalle del diagrama ombrotérmico de Sant Cugat del Vallès.

Teniendo en cuenta el terreno que se presenta, procedemos a calcular la longitud de bulbo con la siguiente fórmula:

$$L_{B}=P_{nd}/(\pi^{*} D_{n}^{*} A_{adm})$$

Donde:

 P_{nd} : Carga nominal (en este caso la carga a rotura de barra de 25mm la podemos ver en la tabla de abajo, por tanto, consideramos una carga nominal 150kN).

D_n: Diámetro de la perforación (40mm)

A_{adm}: Resistencia media (en este caso, consideramos 400 kN/m²)

| | SAS 500 / 550 - grade 75 | | | | | | | |
|--------------------------|--------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------|----------------|--------|--------------------------|---------------------|
| ø-nominal <i>nomø</i> | | Carga en límite elástico <i>yield load</i> | Carga última ultimate load | Sección cross section area | Peso weight | | Elongación elongation | |
| | [mm] | [kN] | [kN | [mm²] | [m/to] | [kg/m] | A _{gt} [%] | A ₁₀ [%] |
| | | | | | | | | |
| 1 | 12 | 57 | 6 | 113 | 1123,6 | 0,89 | | |
| | 14 | 77 | 8 | 154 | 826,4 | 1,21 | | |
| | 16 | 100 | 11 | 201 | 632,9 | 1,58 | | |
| | 20 | 160 | 15 | 314 | 404.9 | 2.47 | | |
| Γ | 25 | 245 | 270 | 491 | 259,7 | 3,85 | | |
| 1 | 28 | 310 | 340 | 616 | 207,0 | 4,83 | 6 | 10 |
| | 32 | 405 | 440 | 804 | 158,5 | 6,31 | | |
| | 36 | 510 | 560 | 1020 | 125,2 | 7,99 | | |
| | 40 | 630 | 690 | 1260 | 101,3 | 9,87 | | |
| | 43 | 726 | 799 | 1452 | 87,7 | 11,40 | | |
| | 50 | 980 | 1080 | 1960 | 64,9 | 15,40 | | |

Por tanto, obtenemos una longitud de bulbo (L_B) de 2.9841ml \approx 3ml



Figura. 5: Croquis de simulación indicando la longitud de bulbo y la longitud libre.

Como la idea es recrecer la calzada al menos 1 metro, y el talud presenta una altura de 3m con una inclinación de entre 60° - 68° , se procede a calcular la "longitud libre" (L_L) de bulón en esta zona de "cuña" de recrecido (figura 5) para finalmente saber la longitud total de bulón necesaria.

Para ello, se ha calculado el ángulo de fricción interna del suelo afectado por un factor de seguridad (Φ_{mob}). Considerando un $\Phi_{arcillas}=15^{\circ}$, y un Factor de seguridad (FS) de 1`5. Por tanto, tenemos que:

$$\Phi_{\text{mob}} = \text{tg}^{-1} * \left(\frac{tg\phi}{FS}\right)$$
$$\Phi_{\text{mob}} = 10,128^{\circ}$$

Para poder determinar la longitud libre del anclaje, se usa la ley de senos obteniendo la siguiente expresión:

$$\frac{L_L}{sen (45 - \frac{\Phi_{mob}}{2})} = \frac{H}{sen [180 - (90 - \Psi) - (45 - \frac{\Phi_{mob}}{2})]}$$

Donde:

 $\Phi_{mob}=10,128^{\circ}$ H= 3 $\Psi=45^{\circ}$ (ángulo de inclinación del anclaje)

Obteniendo que la
$$L_L = 1.933 \text{ml} \approx 2 \text{ml}$$

Por lo que la longitud de bulón (L_T= longitud total) necesaria será:

$$L_T = L_B + L_L$$

 $L_T = 5ml$

Con estos datos, se llevó a cabo la simulación en el programa Slide de Rocscience (Figura 6.), donde se consideró:

- una carga de 20 kN/m² en la zona de calzada, ya que por esa zona de manera habitual transitarán personas y ciclistas, generalmente habrá ausencia de vehículos, a excepción del vehículo pequeño de mantenimiento.
- Un nivel freático en condiciones completamente saturadas.
- La longitud de anclajes obtenida en los cálculos anteriores.
- Una adherencia lechada-terreno con el valor más desfavorable para el terreno existente que es de 0,2MPa, y un tirante rodeado de lechada de cemento con 10mm de recubrimiento las cuales, se ha considerado de la "Guía para el diseño y ejecución de anclajes en el terreno en obras de carretera" del Ministerio de fomento.


Figura 6: Simulación del terraplén con sostenimiento a una cuadrícula 1x1 m, con anclajes de 5 ml de longitud donde 3 metros es longitud de bulbo y 2 m son de longitud libre teórica.

Por tanto, con todos estos factores, con una disposición de anclajes a una cuadrícula definida de 1x1, con una longitud de bulón obtenida, se aumentaba el factor de seguridad, obteniendo un valor superior a 1,5 indicando una condición general estable.

4. CONCLUSIONES

En conclusión, llevar a cabo la técnica propuesta, proporcionó la posibilidad de "embeber", literalmente, las encinas ejemplares en el terraplén reforzado, quedando completamente intactas. Además, se redujo de manera general, el impacto ambiental sobre la vegetación, y se minimizó considerablemente el tiempo de ejecución.

Su eficiencia es óptima en sustitución de otras soluciones habituales "duras" con el medioambiente, como muros tradicionales de hormigón, o muros de gavión.

Las ventajas y mejoras frente a desventajas son numerosas:

- Económicas. Los costes se ven reducidos notablemente al ser mucho más rápidos y efectivos. A medio plazo todo el sistema del paramento vertical, queda sustituido por vegetación, que funciona de forma autosuficiente, como elemento estabilizador del terreno y los anclajes, ayudan a aumentar la capacidad portante del terreno.
- Estéticas. Estas técnicas son sostenibles, totalmente integradas en el paisaje conservando y potenciando la vegetación. Por tanto, durante la ejecución se intenta conservar el medio lo más "natural" posible.
- Ecológicas. El sistema permite el desarrollo potencial de la vegetación de forma progresiva.

• Técnicas. Aumento gradual de la estabilidad mediante el crecimiento progresivo de la vegetación elevando la cohesión del terreno con las raíces y los troncos de los posibles árboles que quedan literalmente "integrados".

5.- REFERENCIAS

Cornelini, P., Preti, F., 2003. Elementi di geotecnica applicata all'i.n.: Aspetti generali, criteri di imensionamento e verifiche di stabilità. Vol. 2 del Manuale di I.N. della Regione Lazio.

Volpelleres Viu. Sant Cugat del Vallès 2017. https://www.volpelleresviu.com/volpelleresviu.html

Leicester, R. H., Wang, C-H, Nguyen, M. N., Thornton, J. D., Johnson, G., Gardner, D., Foliente, G. C., Mackenzie, C., 2003. An engineering model for the decay in wood in ground contact. Document No IRGWP 03-20260. International Research Group on Wood Protection, Stockholm.

Ministerio de Fomento. *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. 2001.* Servicio de Geotecnia de la Dirección General de Carreteras. P^o de la Castellana 67. 28071 Madrid.

ÍNDICE AUTORES

| Abancó, C | |
|---------------------------|-----------------------|
| Adell, J. | 725 |
| Aguiló, R | 219 |
| Aguilera, H | |
| Albisu, M | 549 |
| Alcañiz, J. M. | |
| Alejano, L | 251 |
| Almirall, R | |
| Alonso, E | 68 |
| Alonso Chaves, F. M | |
| Alonso-Pandavenes, O | |
| Altimir, J. | |
| Amo Sanz, P. | |
| Antón-Bayona , M | |
| Arrúe, Á | 239 |
| Arroyo, M. | |
| Asensio, L. | 675 |
| Asensio Doz, C. | |
| Azañón, J. M | |
| Álvarez, E | 396, 430, 695, 1136 |
| Álvarez Calvo, C | 654, 704, 792, 1089 |
| Baraibar Díez, J.M. | 418 |
| Barberà, M | 1196 |
| Barra, A. | 211, 517, 630, 874 |
| Barreda Argüeso, J. A | |
| Beltrán Lorenz, I. | |
| Bermejo, M. | 771 |
| Blanch Gracia, J. L. | |
| Blanco, H. | 239 |
| Blumenschein, F. | |
| Braceras Gago, G | |
| Bravo-López, P. E. | |
| Brändle, R. | |
| Buill, F | 537 |
| Buxó, P. | 874, 985, 1055, 1196 |
| Cañizal Berini, J. | |
| Caba , J. M. | |
| Calero González, J37 | 7, 716, 851, 952, 995 |
| Cantalejo, M. | |
| Carabassa, V. | |
| Cardenal Escarcena, J | |
| Carpena Morales, R | |
| Carreras Medina, M. | |
| Carrillo Onieva, J. M | |
| Castellanos Ordóñez, M. I | 1031 |
| Cámara-Zapata, E | |
| Cobo, F | |
| | 1007 |

| Colell, X. | 158, 462 |
|----------------------------|----------------|
| Coll, J. | 451, 474 |
| Coll, M. A | 211 |
| Collico, S. | |
| Comellas, J. | 725 |
| Conesa, F. | 507 |
| Cornelles, J. | |
| Corominas, J | 297, 309, 345 |
| Crespo Rodríguez, P. | |
| Crosetto, M. | |
| Cuevas-González, M. | 517, 833, 964 |
| Dalmau Vilimelis, J. | |
| Daza Sánchez, Á. | |
| Díaz. E | |
| Díez Barrio. M. A. | 561.973 |
| De la Morena. G. | |
| De La Rosa. A. | |
| del Jesus Clemente, M. D. | |
| Delgado García. J. | 33, 940, 1031 |
| Di Carluccio. G. | 737.812 |
| Di Mariano, A. | 430, 695 |
| Diez Campov J | 1277 |
| Echevarria A | |
| Encinas I. | |
| Escavy J I | 1184 |
| Estaire Geop J | 357 1160 |
| Esteban García F | 408 |
| Ezquerro P | 630 |
| Fabregat I | 874 1055 |
| Fernández P | 1136 |
| Fernández del Castillo T 3 | 77 583 716 |
| 851 940 95 | 52 995 1031 |
| Fernández Ruiz F | 1007 |
| Fernández-Gutiérrez J D | 916 |
| Ferré A | 537 |
| Ferrer M | 133 |
| Ferreres M | 549 |
| Fischer G | |
| Galindo R A | 821 |
| Galindo Airés R 1172 | 2 1184 1215 |
| Gallo I G | 211 |
| Galve I P 96 211 517 6 | 30 833 964 |
| Ganvet P | 462 |
| García D | <u>451</u> 474 |
| García F | 160 |
| García I M | 750 |
| García I Itrilla | 561 |
| García-Fernández M | |
| | |

| García-Luna , R | 525 |
|-----------------------------|---------------|
| Garmendia, G | 1100 |
| Garzón-Roca, J. | 261 |
| Gasc, M. | 874 |
| Gómez, A. | 1136 |
| Gómez López, J. M. | 583 |
| Góngora, C | 725 |
| Gemio del Río, G. | 1007, 1089 |
| Gens, A. | |
| Giacchetti, G. | 451, 474 |
| Gil Fernández, J. | 418 |
| Gili, JA. | 537 |
| Gomez Maqueda, M. A | |
| González, M. | |
| González, R. | |
| González Díaz, M. | |
| González Díez , A | |
| González García, S. F. | |
| González-Gallego, J. | |
| Gorostiza, S. | 1077, 1112 |
| Gost, X. | |
| Gracia, E | |
| Greco, M. | |
| Grimod, A. | |
| Guachizaca, V | |
| Guerra Dug, T. | |
| Guilló, J. | |
| Guinau, M. | |
| Guo, Z. | |
| Gutiérrez-Ravé Caballero, J | |
| Hürlimann, M. | 749, 863, 916 |
| Heredia, M. | |
| Hernández , A | 800 |
| Hernández Ruiz, J. | |
| Hernández-Gutiérrez, L. E | 251 |
| Herrera Coy, M. C. | |
| Herrera Pérez, I. L. | |
| Ibarbia. I | |
| Ibáñez Sanz. J | |
| Jambrina. I. | |
| Janeras. M. | .537.725.1196 |
| Jimenez, M. | |
| Jimenez, R. | |
| Juaristi, P. | |
| Jugo, I. | 549 |
| Kokanovi, D. | |
| Lancho, J. J. | |
| Lantada, N. | |

| Lapeña Mañero, P | 6 | 83 |
|-------------------------|---------------------|----|
| Larrea Bergaretxe, A. | 4 | 18 |
| López, F | 7 | 25 |
| López Pineda, G | 197, 462, 704, 7 | 92 |
| López-Valero, J. D | 9 | 16 |
| López-Vinielles, J. | 6 | 30 |
| Lechón, A | 6 | 06 |
| Lechón Bruna, A. | 4 | 80 |
| Liu , X | 5 | 73 |
| Llorens, P | 7 | 25 |
| Lloret, A | 749, 759, 7 | 80 |
| Lluch, À | 2 | 39 |
| Lomoschitz, A | 12 | 07 |
| Lopez-Sanchez, J.M. | 5 | 73 |
| Lopfe, T | 439, 12 | 27 |
| Luis-Fonseca, R. | . 367, 384, 495, 11 | 48 |
| Luque, J. A | | 33 |
| Luque Espinar, J. A | 9 | 64 |
| M. Stickle, M. | 8 | 00 |
| M. Tayyebi, S | 8 | 00 |
| Makris, S | 12 | 07 |
| Manzanal, D | 8 | 00 |
| Manzella, I | 12 | 07 |
| Mark, S | 3 | 84 |
| Martí, A. | 9 | 85 |
| Martín-Caro, J. A. | 1136, 13 | 01 |
| Martínez, I | 1077, 1100, 11 | 12 |
| Martínez-Bofill, J. | | 06 |
| Martínez-Corbella, L. M | 2 | 11 |
| Martin Serna, M | 13 | 24 |
| Marturià, J 839, 8 | 374, 985, 1055, 11 | 96 |
| Matas, G | | 45 |
| Mateos, R. M251 | I, 333, 517, 833, 9 | 64 |
| Medina, V | 8 | 63 |
| Medina Díaz, V | 10 | 31 |
| Mellado García, J. I | 716, 952, 9 | 95 |
| Menéndez-Pidal de Navas | cués, I952, 11 | 84 |
| Merino Arroyo, M. | 4 | 80 |
| Millares, A. | 630, 833, 9 | 64 |
| Molinos, M. | 8 | 00 |
| Monserrat, O | 517, 10 | 65 |
| Montero-Cubillo, N. S | 8 | 21 |
| Montserrat, O | | 64 |
| Morales, G | 7 | 80 |
| Moreno Robles, J. | 2 | 73 |
| Moreno-Sánchez, M | 6 | 30 |
| Moya, J | 6 | 06 |
| Moya Giménez, F. | | 95 |

| Muñiz Menéndez, M | 273 |
|--------------------------------|---------------|
| Navarro, V | 675 |
| Navas, P. | 800 |
| Núñez-Andrés, A. | |
| Ocete Ruiz, I654, 704, 79 | 2, 1007, 1089 |
| Olalla, C. | 821 |
| Oliveras, R. | 1301 |
| Oller, P. | 1055 |
| Oorthuis, R. | 749 |
| Palau, J. | 725 |
| Palma Rodríguez, J. H. | 683 |
| Paniagua, I. | 1136, 1301 |
| Paradela Sánchez, C | 145 |
| Pardo de Santayana Carrillo, F | 273 |
| Parera, F. | |
| Parrilla Alcaide, Á. | 145 |
| Pascual Caballero, J. | |
| Pastor, M. | 800 |
| Pérez, A. | 1100, 1112 |
| Pérez, I. | |
| Pérez Canga, J. | 418 |
| Pérez García, J. L | |
| Pérez-Peña, J. V. | 630 |
| Pérez-Rev. I. | |
| Peña. E. | |
| Pedraza. O. | |
| Pinvol. J. | |
| Pinvol. N. M | 759. 780. 812 |
| Pinvol Guamis, J. | |
| Placer B | 1259 |
| Planas X | 642 |
| Pous M | 396 |
| Prades-Valls A | 309 |
| Prieto J | 367 384 495 |
| Puig-Polo C | 863 |
| Raïmat C | 367 384 495 |
| Rava I | 396 |
| Reves-Carmona C 211 517 | 630 833 964 |
| Rikadze 7 | 561 |
| Ripoll | 1196 |
| Rius I M | 219 |
| Roca I | 537 |
| Rodríguez Guerrero J M | 1007 |
| Rodríguez-Peces M I | 285 928 |
| Rodriguez Rodriguez I | 561 |
| Roduner A | 11/Q |
| Romana M | 321 507 |
| Román-Herrera I C | |
| Nonian-i loneia, J. C | |

| Romeral Muñoz, I | 1019 |
|-----------------------------|-----------------|
| Romero-Iribas, F. | 408, 606 |
| Roverato, M | 1207 |
| Ruano, P | 630 |
| Rubio, S | 1301 |
| Ruiz, E | 675 |
| Ruiz de Azua, H | 737 |
| Ruiz-Carulla, R | 185, 297, 1019 |
| Sagaseta Millán, C | 683 |
| Salinas, V | 239 |
| Sancho Gómez-Zurdo, R | 618 |
| Santana, M | 1160 |
| Santana Mancheño, A | 1277 |
| Santana Ruiz de Arbulo, M | 357 |
| Sanz Casany, P | 1239, 1324 |
| Sanz de Ojeda, P 11 | 72, 1184, 1215 |
| Sanz Pérez, E 952, 11 | 72, 1184, 1215 |
| Sanz Riaguas, C | 1215 |
| Sarro, R 211, 251, 333, 517 | , 630, 833, 964 |
| Sastre, V | |
| Sánchez Fornia, J | 666 |
| Sánchez Gómez, M | .377, 716, 851, |
| | 952, 995, 1031 |
| Sánchez Rodríguez, S | 107 |
| Schneider, C | 1124 |
| Sellers, C | 940 |
| Senent , S | 525 |
| Serrano, A. | 821, 1270 |
| Serrano, J. I. | 1301 |
| Struth, L | 537 |
| Surlan, I | 239 |
| Szeibert , W.T | 573 |
| Tamborero del Pino, J. M | 1312 |
| Tardós, P | 1259 |
| Terés, JC | 725 |
| Tomás, R | 251, 573 |
| Torrebadella, J | 642, 1124 |
| Torrijo Echarri, F. J | 595 |
| Tovar Pescador, J. | |
| Trapero, L | 874 |
| Tsige , M | 261 |
| Turina, J | |
| Ureña Fernández, F. A | 654, 851, 1089 |
| Urgeles, R | |
| Valenzuela Mendizaval, P | 973 |
| Vaunat, J | 666, 749 |
| Viñals Moreno, A | 197 |
| Vilimelis Aceituno, M | 1277 |

| Villaró, I | 158, 462 |
|-----------------------|---------------|
| Villarraga, C. | 749 |
| Villena Rivera, A. M. | 654, 704, 792 |
| Von Rickenbach, G | |
| Xifre, D | 1055 |

| Yagüe, Á. | 800 |
|-------------------|-----|
| Yepes, J. | 285 |
| Zango-Pascual, M. | 904 |
| Zhao, C | 573 |







