INGENIERÍA CIVIL

Núm.: 187/2017
ISSN: 0213-8468

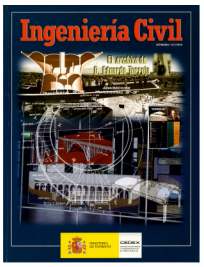
30 Aniversario

50 años de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas

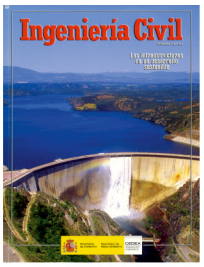
GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE FOMENTO
MINISTERIO DE AGRICULTURA Y PESCA, ALIMENTACIÓN Y MEDIO AMBIENTE
CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS

INGENIERÍA CIVIL

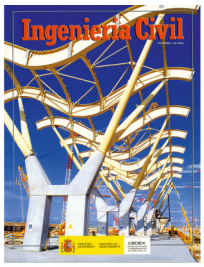
30 Aniversario



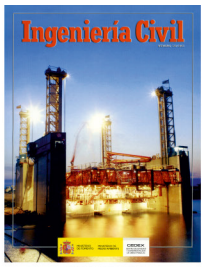
127/2002



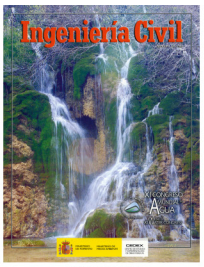
128/2002



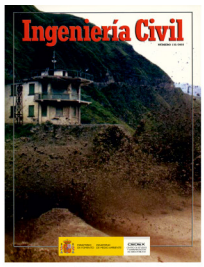
129/2003



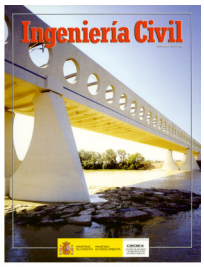
130/2003



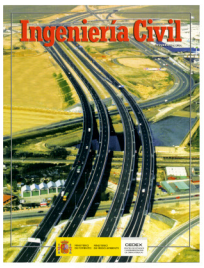
131/2003



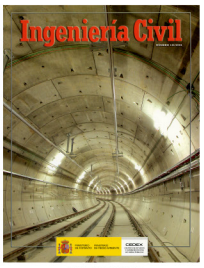
132/2003



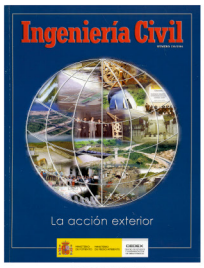
133/2004



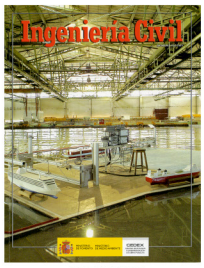
134/2004



135/2004

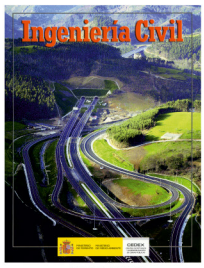


136/2004

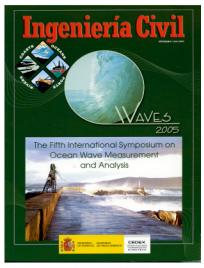


137/2005

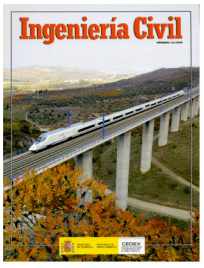
138/2005



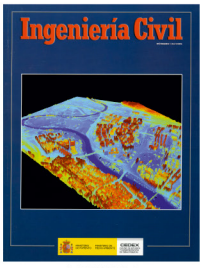
139/2005



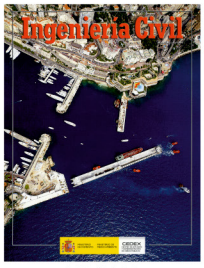
140/2005



141/2006

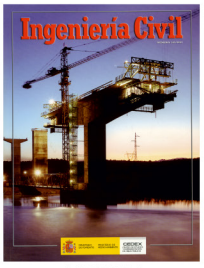


142/2006

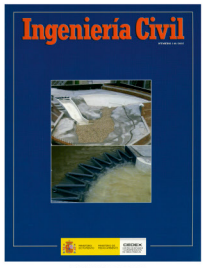


143/2006

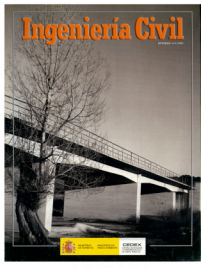
144/2006



145/2007

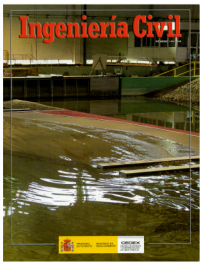


146/2007

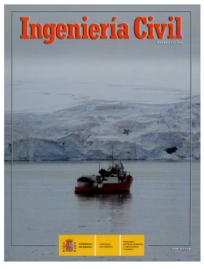


147/2007

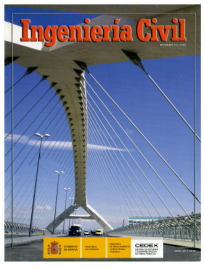
148/2007



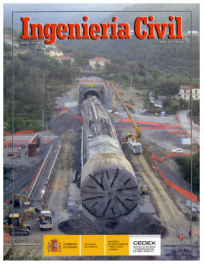
149/2008



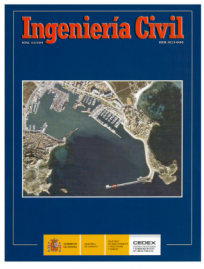
150/2008



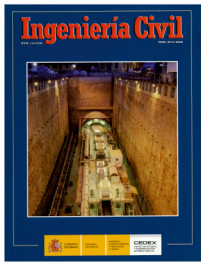
151/2008



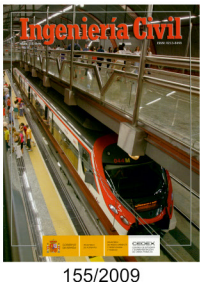
152/2008



153/2009

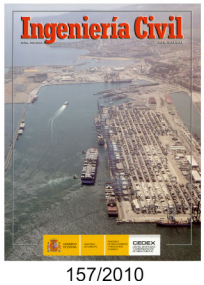


154/2009

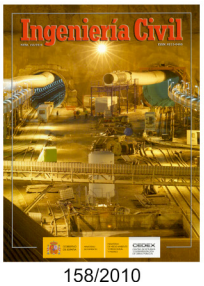


155/2009

156/2009



157/2010



158/2010

159/2010

INGENIERÍA CIVIL
Nº 187, julio/agosto/septiembre 2017

Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas

Publicación incluida en el Programa Editorial para 2017

MINISTERIO DE FOMENTO
SECRETARÍA GENERAL TÉCNICA
CENTRO DE PUBLICACIONES

COMITÉ DE REDACCIÓN
Presidente
Miguel González-Portal

Vocales
Víctor Elviro García
José Manuel de la Peña Olivas
Pablo Mira McWilliams
Luis Pujol Teres
Laura Parra Ruiz
Francisco Javier Sáinz de Cueto Torres
José Bueno Pérez
Sara López Calvo

Comisión Asesora
Antonia Berjaga Peralta
Cristina de Santiago Buey

Secretaría
Leticia Martínez Etayo
Olga Sánchez de la Torre
Mª José de la Fuente Arenas
José-Carlos Pacheco Díaz

Colaboradores
Javier Plasencia Jiménez (Fotografía)
José-Carlos Pacheco Díaz (Redacción)

REDACCIÓN
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid
Telf.: 913 35 72 69 - Fax: 913 35 72 49
e-mail: ingcivil@cedex.es
El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) no se hace responsable de las opiniones, teorías o datos publicados en los artículos de Ingeniería Civil, siendo ello responsabilidad exclusiva de sus autores.

COORDINACIÓN DE PUBLICIDAD
CloudBridge, S.L.
C/ Reina, 38 1º Derecha, 28014 Madrid
Telf.: (+34) 606 30 26 91 | daniel.casajus@cloudbridge.es

PRECIO DE ESTE EJEMPLAR: 12,25€
I.S.S.N.: 0213-8468 - N.I.P.O.: 163-15-003-4
Depósito Legal: M-28150-1971

NUESTRA PORTADA: Paraje Natural de
El Torcal de Antequera.
Fotografía de Juan Manuel Maroto Romo.

MIXTO
Papel procedente de fuentes responsables
FSC® C110522
FSC www.fsc.org

Sumario

Estudio estadístico de algunos parámetros geotécnicos de testigos de rocas
Statistical Study of Some Rock Geotechnical Parameters
Áurea Perucho Martínez, Juanives Crisóstomo Masetto **9**

La mecánica de rocas y las cimentaciones de grandes presas
Rock Mechanics and the Foundation of Dams in Spain in the Last 50 Years
Claudio Olalla Marañón **19**

Simulación de ensayos triaxiales de granito mediante el código PFC
Numerical Simulation of Triaxial Tests on Granite with PFC3D Code
Uxía Castro Filgueira, Leandro R. Alejano, Diego Mas Ivars, Javier Arzúa **33**

Efecto del desgaste de la roca y de la velocidad de ensayo en la determinación mediante *tilt* test del ángulo de fricción básico de juntas en roca
Effect of Rock Wear and Testing Velocity on the Obtaining of Basic Friction Angle of Rock Discontinuities by Means of Tilt Test
Ignacio Pérez-Rey, Hatim Dellero, Leandro R. Alejano, Elisa Grande, Andrea Muñoz, Javier Arzúa **43**

Revisión del estado actual de la clasificación geomecánica Slope Mass Rating (SMR)
Review of the Current Status of the Geomechanic Classification Slope Mass Rating (SMR)
Roberto Tomás, Manuel Romana, José Bernardo Serón **53**

Algunos ejemplos primitivos y actuales de 50 años de la mecánica de rocas aplicada a la minería en España
Some Primitive and Current Examples of 50 Years of Rock Mechanics Applied to Mining in Spain
Pedro Ramírez Oyanguren **61**

Los túneles en España
Tunnels in Spain
Manuel Romana Ruiz **77**

Los taludes en España en los últimos 50 años
Slope Engineering in the Last 50 Years in Spain
Luis González de Vallejo, Eusebio Nestares, Mercedes Ferrer, Paolo Andreotti **85**

En la página 114 y en nuestra web http://www.cedex.es encontrará las normas para la publicación de artículos.

PUNTO DE ENCUENTRO

LAURA PARRA RUIZ
Consejera técnica del Área de Construcción y Medio Ambiente (CET/CEDEX).

Aunque "sólo" llevo ya 12 años en el CEDEX, que se dice pronto, tengo muy arraigado el aprecio por esta institución y lo que representa y, por supuesto, por su revista, *Ingeniería Civil*. Me piden, quizás por ello, que comparta en unas pocas líneas lo que esta revista ha significado en mi trayectoria profesional y tengo claro que, para mí, la revista representa la forma de comunicarme con el exterior. A veces, se nos "acusa" a los técnicos del CEDEX de ser unos "seres hiper-especializados" que hacemos cosas que nadie entiende… Yo no creo que sea así. Supongo, simplemente, que somos profesionales que tenemos la gran suerte de poder dedicar un poco más de tiempo que otros compañeros de nuestros sectores a los retos que se nos plantean; ello nos permite profundizar en diversas cuestiones que de otra forma quedarían, quizás, sin atención. No obstante, algo de razón puede haber y deberíamos por ello hacer un ejercicio de reflexión, buscando siempre estar próximos a los problemas de nuestra sociedad y a las circunstancias que nos tocan vivir, aportando y compartiendo ideas y soluciones que sirvan al interés general; por eso, siempre que puedo (y no tan a menudo como desearía) procuro plasmar en un artículo los trabajos en los que participo dentro del CEDEX, como mi pequeña forma de contribuir a la difusión del conocimiento. También, como miembro del Comité de Redacción, a menudo soy "el Pepito Grillo" de mis compañeros, animándoles a que publiquen sus trabajos, a sabiendas de que es una tarea más, entre las muchas que ya tienen encomendadas… En definitiva, me llena de satisfacción ver publicada nuestra revista cada trimestre, con una colección de interesantes artículos técnicos en los que se vuelcan las muchas horas de trabajo de las personas que integramos el CEDEX. Quiero, por ello, aprovechar esta oportunidad para agradecer a todos los que contribuyen con la revista. Quisiera también hacer una llamada de atención sobre la importancia de que España cuente con un centro tecnológico como el CEDEX y la necesidad de contar con el apoyo de las instituciones para realmente poder situarnos en la vanguardia de la investigación en infraestructuras. Y quiero, así mismo, felicitar a la revista por existir, a pesar de las dificultades, deseando que su entrada en la versión 3.0 (¡30 años!), venga con la deseada y necesaria digitalización de sus contenidos, de forma que aumente su difusión y utilidad. Para terminar, y siendo como es la época de las redes sociales y de los emoticonos, no puedo dejar de darle un "me gusta" a nuestra revista y dedicarle un afectuoso 😊.

JORGE IGNACIO IGLESIAS DÍAZ
Doctor Ingeniero Naval por la UPM. Director del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria del CEDEX.

La revista *Ingeniería Civil* cumple su trigésimo aniversario y entra por tanto en un periodo de madurez que invita a reflexionar tanto sobre lo que ha aportado al sector de la ingeniería y la innovación española en estos sus treinta años de existencia, como sobre su futuro inmediato en una era digital con cambios muy notables en todas las formas de publicación y divulgación técnica y científica.

Estos treinta años coinciden prácticamente con los 31 que llevo de ejercicio profesional desde que me incorporé al servicio de Técnicas Físicas y Electrónicas del CEDEX en el año 1986, y por tanto la vida de la revista ha transcurrido prácticamente en paralelo a mi vida profesional en el CEDEX. Lo primero que hay que celebrar es que la revista haya sobrevivido a todo tipo de cambios políticos y ministeriales que se han producido en este periodo, y haya mantenido una línea constante de promoción y divulgación de la ingeniería civil española con artículos de muy alto contenido técnico y con una especialización que demuestra el alto nivel de nuestra ingeniería.

Es un hecho contrastado que la ingeniería civil española ha dado un gran salto cualitativo en estos treinta años, y dicho avance se puede entender muy bien leyendo los artículos técnicos que han ido apareciendo en la revista, que muestran como la profundización en el conocimiento técnico y la investigación aplicada son la base imprescindible para el desarrollo de la ingeniería. Como botón de muestra, los artículos que a lo largo de estos años, tanto desde el Sector de Técnicas Físicas y Electrónicas, como posteriormente desde el Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria que tengo el honor de dirigir, hemos ido publicando en la revista, demuestran que el conocimiento profundo de los fenómenos físicos o de los sistemas conducen, sin duda, a la creación de grupos de excelencia como el LIF, que es laboratorio de referencia mundial.

Se enfrenta en esta nueva etapa la revista a retos que tendrá que afrontar con el coraje del que siempre ha hecho gala: la completa digitalización de la misma que es vital para su supervivencia, su conversión en revista indexada pero manteniendo su capacidad de herramienta de divulgación de los avances de la ingeniería civil española y de la labor de investigación del CEDEX, su internacionalización como vía para dar a conocer los avances de la ingeniería española, etc. Estoy convencido de que todos estos retos se afrontarán con la extraordinaria profesionalidad e ilusión del equipo que la dirige y nos conducirán, al menos, a otros treinta años de historia de la revista y de la ingeniería civil española marcados por el éxito.

FERNANDO MAGDALENO MAS

Doctor ingeniero de Montes. Consejero técnico (Restauración ambiental) del CETA-CEDEX y profesor asociado en la ETS de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

La revista *Ingeniería Civil* se ha convertido, tras estos 30 años de existencia, en un referente para los profesionales vinculados a la ingeniería civil, medioambiental y territorial. Y lo ha conseguido, sin duda, por la convergencia de diversos factores esenciales para la supervivencia y éxito de una revista de sus características: el apoyo decidido de sus responsables, la colaboración de las personas que han integrado en estas décadas su Comité de Redacción, y el mantenimiento de unos estándares de calidad que aseguraran su interés y vigencia para los lectores y suscriptores. Cuando a comienzos de los años 2000 conocí por primera vez la revista, recuerdo que me pareció una publicación de mucha relevancia, por esa capacidad para integrar campos de conocimiento muy variados desde una perspectiva aplicada y atractiva. Desde entonces, como autor de diversos artículos y colaborador de *Ingeniería Civil,* siempre he consultad o con interés el índice de artículos, y leído todos aquellos contenidos que más directamente podían relacionarse con mi ámbito de especialización.

Confío en que a lo largo de las siguientes décadas, la revista siga siendo una publicación de referencia, sobre la base del mantenimiento de sus señas de identidad, y de su carácter riguroso e interdisciplinar, capaz de atraer artículos nacionales e internacionales de la máxima calidad. En estos tiempos en los que han proliferado de manera un tanto caótica las publicaciones científicas y no científicas (muchas de ellas en formato únicamente digital), la existencia de una revista de la trayectoria de *Ingeniería Civil* puede entenderse como esencial para el futuro del CEDEX, y en general para el sector de la ingeniería civil en España. En el primer caso, supone una vía excelente para que los profesionales vinculados al CEDEX puedan divulgar los trabajos y experiencias que desarrollan, y para favorecer el conocimiento mutuo de los Centros y Laboratorios que lo integran, abriendo numerosas posibilidades de colaboración entre ellos. En cuanto al sector de la ingeniería civil, la revista permite la existencia de un punto de intercambio de experiencias y conocimiento, y una manera de hacer llegar los avances realizados a los mercados consolidados y a otros que están en fase de emergencia.

Muchas felicidades, por ello, a los que han hecho posible estos 30 años de vida, y los mejores deseos para las muchas décadas que están por venir!

LETICIA MARTÍNEZ ETAYO

Directora del Gabinete de Formación y Documentación del CEDEX.

El mundo de nuestros días, dominado por la aceleración histórica que están imprimiendo fuerzas tales como revolución digital, la globalización o la disrupción tecnológica, presenta unas características que son imposibles de desconocer. En consonancia con estas realidades, *Ingeniería Civil* (IC) tiene la necesidad de aprovechar las posibilidades que presenta esta ventana de oportunidad y dar un salto hacia delante porque, como recordaba Unamuno, "el progreso consiste en renovarse".

Su digitalización, con la implantación de un gestor de contenidos, y deseable indexación están, por tanto, llamadas a seguir impulsando el papel de IC como privilegiada plataforma de difusión de actividades del CEDEX -a fin de cuentas, IC sigue siendo la carta de presentación por excelencia de la Institución-, pero no solamente. Su no menos necesaria apertura, reforzando criterios de rigor, pluralismo y competencia, tampoco se puede soslayar.

En este último sentido, resultaría tremendamente positivo ir abriendo la revista, por un lado, a los trabajos de los ingenieros de grandes empresas españolas que están realizando obras emblemáticas a nivel global –véase a este respecto el artículo "Innovaciones en la construcción del Tercer Juego de Esclusas del Canal de Panamá", en el nº 185 de IC- ; y por otro, a las aportaciones que en el ámbito de ingeniería civil puedan provenir de otros profesionales de otros países o de centros internacionales análogos al CEDEX. Y todo ello con el doble objetivo básico de lograr, primero, una mayor visualización en Internet con el desarrollo de nuevas aplicaciones y formatos; y segundo, de ofrecer a sus lectores, en un contexto claramente dominado por los incesantes flujos de información que circulan en la Red -24 horas al día, siete días a la semana, 365 días al año-, contenidos de calidad diferenciados, variados y presentados de la forma más interactiva posible.

Afortunadamente los componentes del equipo del Servicio de Publicaciones, de quienes he aprendido no poco en mis 14 meses al frente del mismo, se han involucrado muy eficazmente en el desempeño de sus respectivas tareas. Es ahora, de hecho, cuando he podido comprobar la importancia que tienen determinados aspectos del laborioso proceso editorial y que, injustamente, no están suficientemente valorados por falta de visibilidad. De otro lado, mi larga experiencia en la "Casa" me ha permitido ir hablando con unos y otros para proponer nuevas ideas y analizar su problemática. Igualmente la coincidencia este año del 30º aniversario de la revista me ha permitido, entre otras cosas, ir definiendo los objetivos para IC en el corto, medio y largo plazo. Desde este punto de vista la sección "Punto de Encuentro", iniciada con motivo de tal aniversario, se ha convertido en un valioso instrumento para analizar las continuidades habidas en el tiempo y apreciar la oportunidad de ir introduciendo cambios paulatinamente, esto es, sin prisa pero sin pausa y con la conciencia de que, tal y como escribiera Marie Curie, "el camino del progreso no es ni rápido ni fácil".

Por consiguiente, la celebración del 30º aniversario de IC (1987-2017) representa para todos nosotros mucho más que una efeméride. Es, también, el merecido reconocimiento del magnífico trabajo realizado por todos aquellos que nos han venido precediendo en el tiempo. Y, no menos importante, la constatación de disfrutar de la experiencia y la fortaleza acumuladas para, con inteligencia y pasión, y lejos de cualquier tentación de autocomplacencia, poder continuar trabajando de cara a un futuro que ya es presente; y, más aún, trabajando para que dentro de otros 30 años los que nos sucedan puedan seguir celebrándolo.

Edificación y Urbanismo

Líneas de actividad

Estructuras y cimentaciones

Zonificación del territorio

Abastecimiento, saneamiento y desalación

Medio ambiente

Fields of Activity

Structures and Foundations

Territory Zoning

Water Supply, Wastewater Treatment and Desalination

Environment

Cilindro de Marboré en Ordesa-Monte Perdido (Huesca)
Concurso fotográfico SEMR
Autor: César Fernández Heredero

Más información en
http://www.cedex.es

CEDEX
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

50 AÑOS DE LA SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECÁNICA DE ROCAS

Este año se ha celebrado la conmemoración de los 50 años de la creación de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas (SEMR), que comenzó su andadura allá por enero de 1967, siguiendo los pasos, y como grupo español, de la Sociedad Internacional (International Society for Rock Mechanics, ISRM), que se había creado pocos años antes y que celebró su primer congreso en el año 1966, en Lisboa.

El germen de la Sociedad se produjo desde el primer momento en el seno del CEDEX, realizándose el acto de fundación de la misma en el Centro de Estudios Hidrográficos. En los años 60 del siglo pasado se estaba produciendo un importante desarrollo de infraestructuras en España, particularmente en el campo de las obras hidráulicas, con la construcción de grandes presas, y el estudio de las mismas se llevaba a cabo en dicho Centro. Fue poco tiempo después cuando la sede se trasladó al Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, pasando a estar en el Laboratorio de Geotecnia cuando el anterior se escindió en sendos Laboratorios de Carreteras y de Geotecnia.

El principal objeto de la SEMR es el de *"promover la colaboración entre los técnicos y científicos interesados en el campo de la Mecánica de Rocas",* tal y como se recoge en sus estatutos. Esta Mecánica de Rocas se contempla desde el punto de vista de la ingeniería y de la geología.

Nuestros socios pertenecen a diferentes ámbitos de la ingeniería civil, geológica y minera, por lo que cualquier profesional dedicado a este campo está invitado a participar.

Con motivo de este aniversario se organizó una Jornada especial en abril en el CEDEX, donde la SEMR tiene su sede, a la que se animó a venir a todos los socios y en la que se invitó a profesionales de especial relevancia en la historia de la Sociedad a impartir conferencias, que nos ilustraron sobre diferentes aspectos de interés: desde las circunstancias iniciales en las que se produjo la creación de la Sociedad y los eventos más relevantes relacionados con ella, hasta la evolución de la Mecánica de Rocas en España a lo largo de estos 50 años de historia en diferentes ámbitos, como la minería, los taludes, los túneles o las presas. Se editó un libro conmemorativo recogiendo tanto aspectos históricos de la SEMR como las conferencias técnicas dictadas por los ponentes.

La revista *Ingeniería Civil* ha realizado el ofrecimiento de contribuir a la difusión de la Mecánica de Rocas en España y de la SEMR, de modo que en este número especial se han recogido las conferencias técnicas impartidas en la Jornada conmemorativa, junto con algunos otros artículos relacionados con la ingeniería de rocas.

Desde la SEMR deseamos agradecer este ofrecimiento, que forma parte del gran apoyo que el CEDEX presta y ha prestado a esta Sociedad desde sus orígenes.

Áurea Perucho Martínez
Presidenta SEMR
Jefe del Área de Geotecnia Básica y Experimental
Laboratorio de Geotecnia (CEDEX)
aurea.perucho@cedex.es

Edificación y Urbanismo

Líneas de actividad

Estructuras y cimentaciones

Zonificación del territorio

Abastecimiento, saneamiento y desalación

Medio ambiente

Fields of Activity

Structures and Foundations

Territory Zoning

Water Supply, Wastewater Treatment and Desalination

Environment

El costurero y sus agujas en el macizo de Porracolina (Cantabria)
Concurso fotográfico SEMR
Autor: Miguel Ángel González-Gallego

Más información en
http://www.cedex.es

CEDEX
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

Estudio estadístico de algunos parámetros geotécnicos de testigos de rocas

Statistical Study of Some Rock Geotechnical Parameters

Áurea Perucho Martínez[1*], Juanives Crisóstomo Masetto[2]

Resumen

La variabilidad e incertidumbre de las propiedades de suelos y rocas es un aspecto a tener en cuenta en ingeniería geotécnica, y existe actualmente una tendencia en algunas normativas internacionales del campo geotécnico, como el Eurocódigo, por ejemplo, a considerar la posible aplicación de técnicas estadísticas para la estimación de algunos parámetros. En este trabajo se han recopilado un gran número de datos de ensayos realizados en diferentes tipos de roca en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en los últimos diez años y se realiza un análisis estadístico de algunos parámetros geotécnicos a partir de la base de datos creada. Más concretamente, se realiza un análisis exploratorio de los datos, una división en subconjuntos de acuerdo a diferentes criterios, un ajuste de las distribuciones que mejor se adecúan a los datos y una aproximación a los valores característicos de los parámetros para los diversos subconjuntos, utilizando las técnicas estadísticas. En este artículo se presenta un resumen del trabajo realizado, con los resultados más destacados. No pretende ser un estudio riguroso de valores, ya que se han considerado conjuntamente datos de una gran variedad de rocas, sino únicamente una aproximación a un análisis exploratorio de un conjunto muy extenso y muy heterogéneo de datos, con una estimación de unos intervalos de confianza de los valores medios, que si bien no son precisos, se considera que pueden ser útiles para dar una idea del orden de magnitud de sus valores.

Palabras clave: parámetro geotécnico, parámetros matriz rocosa, valor característico, estadístico, Eurocódigo 7.

Abstract

Considering the variability and uncertainty of the properties of soils and rocks is an important aspect in geotechnical engineering, and there is currently a trend in some international Standards of the geotechnical field, such as Eurocode 7, to apply statistical techniques for estimating geotechnical parameters.

In this study an extensive database of geotechnical data from different types of rocks tested at CEDEX is used and statistical techniques are applied in order to learn from these data. In particular, it has been performed an exploratory analysis, a data clustering according to different criteria, cumulative distribution functions adjustment with best fitted functions and an estimation of characteristic values of some geotechnical parameters.

This paper present a summary of the work done, showing the most outstanding results. It is not intended to be a rigorous study of values of different parameters, as a wide and heterogeneous set of data from a variety of rock masses has been used, but just a tentative study of the data and of the statistical techniques that can be applied. Confidence intervals of the mean values of geotechnical parameters have been estimated and even though these are not very precise values, they can serve as a first approach to their magnitude order.

Keywords: *Geotechnical parameter, rock mass parameter, characteristic value, Eurocode 7.*

1. INTRODUCCIÓN

Este análisis se ha realizado tomando numerosos resultados de ensayos recogidos de diferentes trabajos llevados a cabo en el Laboratorio de Geotecnia del Centro de Estudios y de Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) en los últimos diez años, para poder crear una base de datos adecuada. Como objetivo general este trabajo se propone analizar un gran número de resultados de ensayos de laboratorio realizados sobre testigos de roca haciendo uso de técnicas estadísticas, para tratar de obtener alguna conclusión útil acerca de los parámetros geotécnicos considerados, así como de la metodología a aplicar para su análisis.

Una de las formas de diseño habituales en la geotecnia es mediante cálculo, lo que, de acuerdo con el Eurocódigo 7 (EN-1997-1) implica la definición de las propiedades de suelos y/o rocas afectados, así como de las acciones de cálculo, de los datos geométricos, de las limitaciones de movimientos, vibraciones, etc. y del modelo de cálculo. La definición de las propiedades de suelos y/o rocas se realiza definiendo los valores característicos de sus parámetros geotécnicos, que "se debe basar en resultados y valores deducidos en laboratorio y estudios de campo, complementados con la experiencia". Por otra parte, el valor característico de un parámetro geotécnico "se debe seleccionar con una estimación prudente del valor que produce la aparición del estado límite". De acuerdo con Schneider & Fitze (2013), dicho estado límite suele afectar a una zona de

* Autor de contacto: aurea.perucho@cedex.es

[1] Dra. Ingeniera de Caminos. Laboratorio de Geotecnia (CEDEX).

[2] Ingeniera civil. Universidad Politécnica de Madrid.

terreno mucho mayor que una muestra de suelo o roca ensayada en laboratorio o afectada por un ensayo in situ. Por tanto, para definir un determinado parámetro se debe considerar un valor medio de un rango de valores, cubriendo un amplio volumen o superficie de terreno. El valor característico debería ser, entonces, una estimación prudente de ese valor medio. Si se emplean métodos estadísticos, la probabilidad de obtener un valor más desfavorable debe ser inferior al 5%.

Si bien es un hecho conocido que en la mayoría de los macizos rocosos el comportamiento geomecánico suele estar gobernado por las características de las discontinuidades, casi siempre existentes, es también necesario evaluar las características geotécnicas de la roca matriz, lo que se realiza extrayendo testigos de roca que se ensayan en laboratorio.

En la práctica, suelen presentarse dificultades para la evaluación de los parámetros geotécnicos de la matriz rocosa que se incluyen en los cálculos y diseños, debido a la gran dispersión en los resultados obtenidos. Si se acepta una naturaleza estocástica de las propiedades físicas y mecánicas de la roca, parece razonable abordar la estimación de los parámetros geotécnicos a través de técnicas estadísticas, donde se busca: a) conocer la función de distribución de probabilidad a la que se ajusta cada variable o parámetro; b) estimar los denominados valores característicos de las propiedades del terreno para un determinado nivel de confianza; c) identificar correlaciones entre diferentes parámetros. No obstante, la incertidumbre asociada a la determinación de propiedades geotécnicas no sólo se debe a su variabilidad aleatoria sino también a otros aspectos, como puede ser imprecisión en la medida.

Debido a que no se está analizando una Unidad Geotécnica en particular y tampoco un Proyecto Geotécnico en concreto, sino un conjunto de observaciones de rocas obtenidas de distintas puntos del mapa geográfico de España, este trabajo no pretende ser un estudio riguroso de valores, ya que se han considerado conjuntamente datos de una gran variedad de rocas. Se trata de una aproximación a un análisis exploratorio de un conjunto muy extenso pero muy heterogéneo de datos. Por tanto, los intervalos de confianza que se han estimado no son rigurosos, aunque pueden ser útiles para dar una idea del orden de magnitud de sus valores.

2. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO REALIZADO

Para el presente trabajo se han considerado sólo rocas con resistencia a compresión simple superior a 1 MPa, de acuerdo con el criterio de la ISRM (1981). La muestra la conforman resultados de ensayos sobre 728 testigos de rocas ensayadas en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. La población que se intenta inferir, es decir, de la cual se quiere estimar parámetros geotécnicos, sería en principio todas las rocas que conforman el mapa geológico de España.

Para todo el análisis estadístico realizado se han utilizado tanto el software R-Studio como el Statgraphics Centurion XVII, pues ambos proporcionan un entorno de trabajo especialmente preparado para el análisis estadístico de datos.

El punto de partida ha sido la construcción de una matriz de datos compuesta por las variables consideradas más relevantes para cada observación de roca. Se han considerado las 16 variables numéricas y las 8 variables categóricas que se indican en la figura 1.

El proceso llevado a cabo ha sido el siguiente:

a) En primer lugar se ha realizado un análisis exploratorio de los datos, con:

   - Obtención de los estadísticos de la muestra;
   - Verificación de correlaciones entre variables;
   - Creación de grupos o subconjuntos de acuerdo a distintos criterios y análisis de los mismos;
   - Análisis de variabilidad entre los grupos o subconjuntos.

b) Además, para cada uno de estos subconjuntos se ha realizado:

   - Una determinación de las funciones de distribución de probabilidad a las que se ajustan algunas variables, verificando la bondad de los ajustes;
   - Una aproximación a la obtención de los valores característicos de estos parámetros geotécnicos.

Por limitaciones de espacio sólo se presentan a continuación algunos de los resultados más relevantes del estudio. Crisóstomo Masetto (2015) presenta un estudio más amplio, si bien con una base de datos más limitada que la utilizada en este análisis.

3. ANÁLISIS DE LOS DATOS

3.1. Análisis exploratorio de los datos:

Se conoce como parámetro a la cantidad numérica calculada sobre una población, y como estadístico a la cantidad numérica calculada sobre una muestra. Los estadísticos calculados han sido:

- Medidas de centralización: Media, mediana.
- Medidas de dispersión: Rango, rango inter-cuartil, varianza, desviación estándar (SD) y coeficiente de variación.

Se ha creado una tabla con los estadísticos de la muestra conjunta, para cada una de las variables a evaluar. Las principales variables evaluadas han sido las siguientes: peso específico seco, porosidad absoluta, velocidades de onda tanto longitudinales como de corte, porcentajes de óxidos de calcio y de sílice, resistencia a compresión simple y módulo de deformación, definido como la pendiente de la parte lineal de las curvas tensión-deformación en compresión simple. A continuación se presenta un resumen del análisis conjunto de todos los datos:

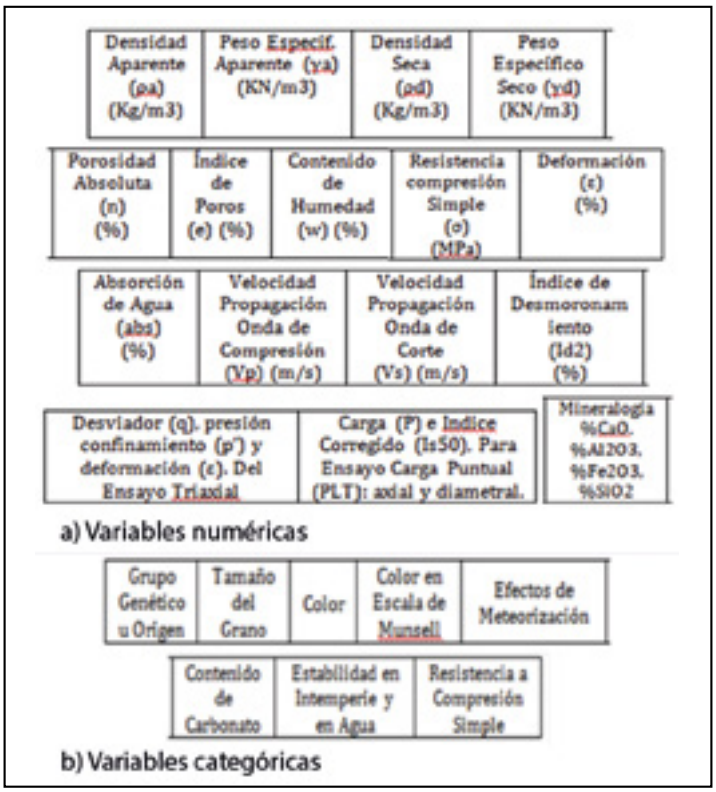


Figura 1. Variables evaluadas.

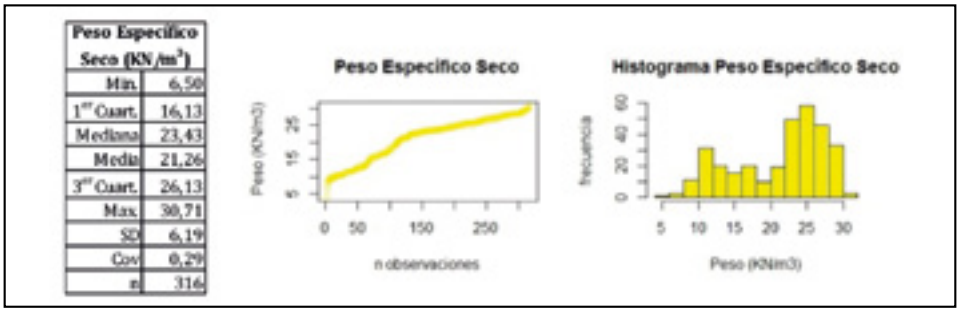


Figura 2. Estadísticos del peso específico seco.

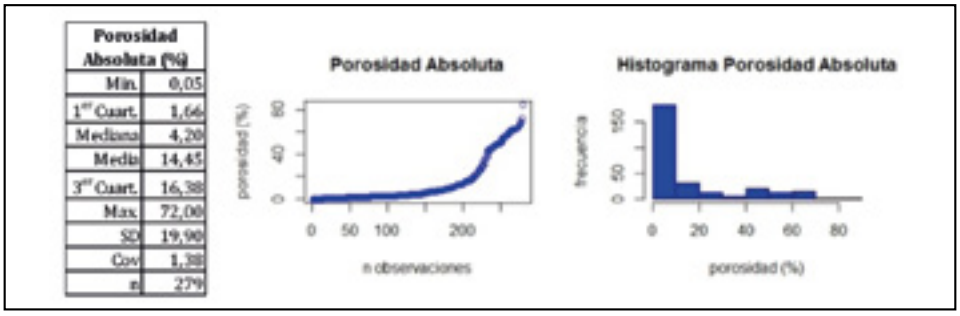


Figura 3. Estadísticos de la porosidad absoluta.

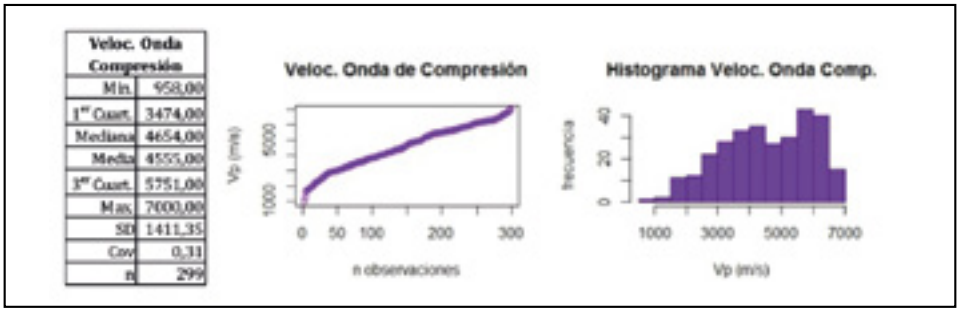


Figura 4. Estadísticos de la velocidad longitudinal.

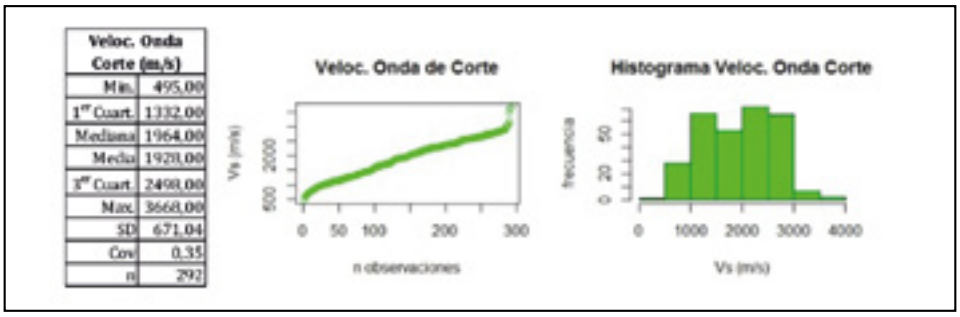


Figura 5. Estadísticos de la velocidad de corte.

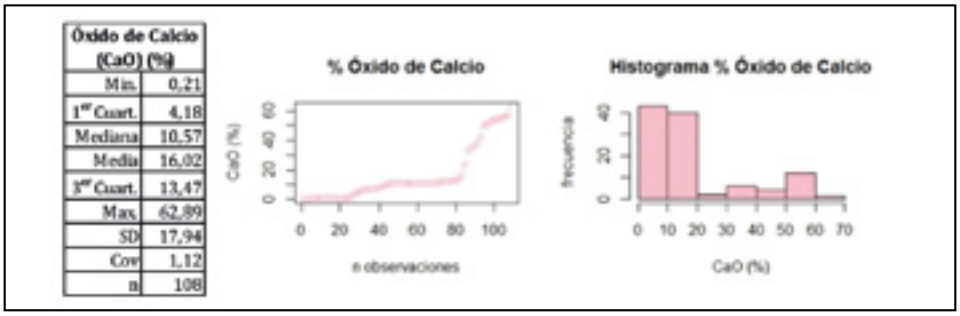


Figura 6. Estadísticos del porcentaje de CaO.

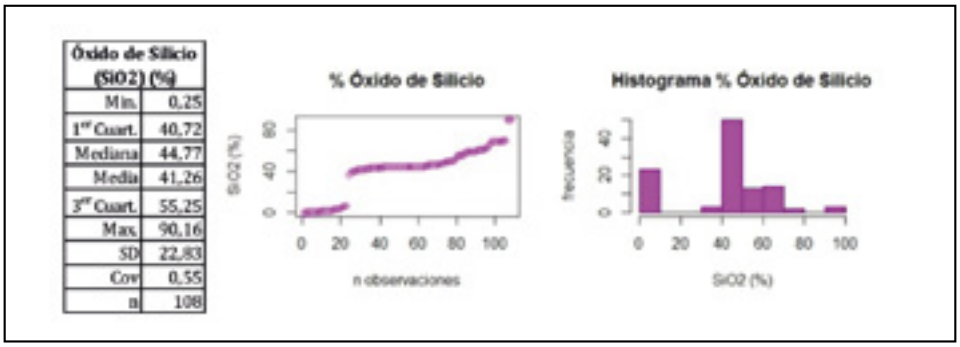


Figura 7. Estadísticos del porcentaje de SiO_2.

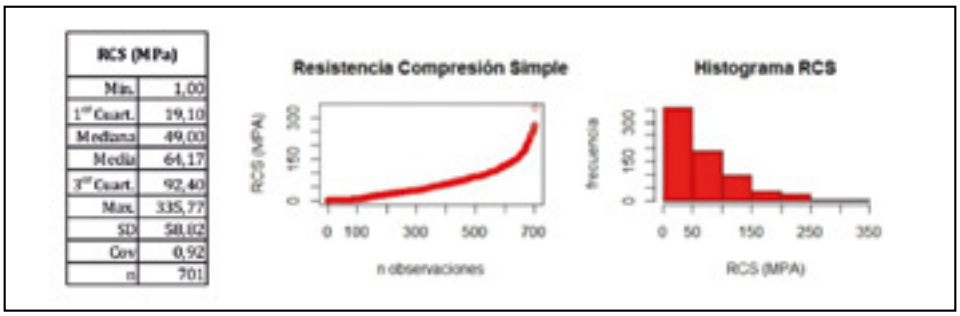


Figura 8. Estadísticos de la resistencia a compresión simple (RCS).

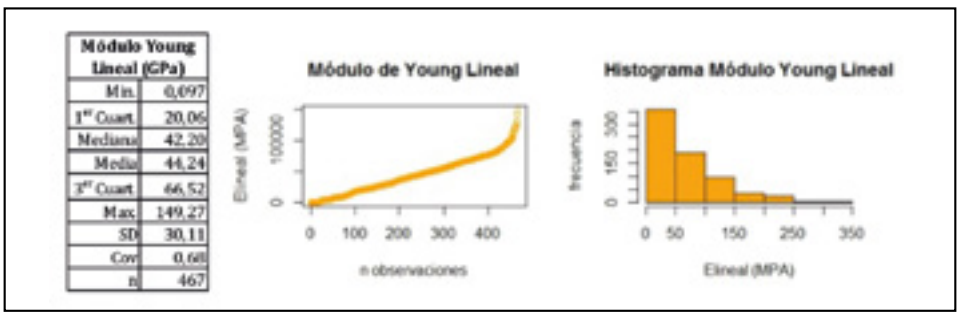


Figura 9. Estadísticos del módulo de deformación.

En algunas de las gráficas se observan al menos dos conjuntos claramente diferentes, como en el peso específico seco, con rango de valores y desviación distintos, correspondiendo el de menores valores al grupo de los piroclastos volcánicos, de baja densidad en general. También se aprecian al menos dos grupos al observar los porcentajes de óxido de calcio y de sílice.

3.2. Correlaciones

En el gráfico de la figura 10 se puede apreciar visualmente las variables que presentan correlación entre sí. Se han distinguido los subgrupos que se definen en el siguiente apartado.

Se observa que existen correlaciones apreciables entre varias variables. Su estudio no se incluye en este artículo por limitaciones de espacio. Estas correlaciones, así como otras incluyendo más parámetros, han sido ampliamente estudiadas por diversos autores para diferentes tipos de rocas (e.g., Kahraman (2001), Yasar & Erdogan (2004), Karakus et al. (2005), Kiliç & Teymen (2008)).

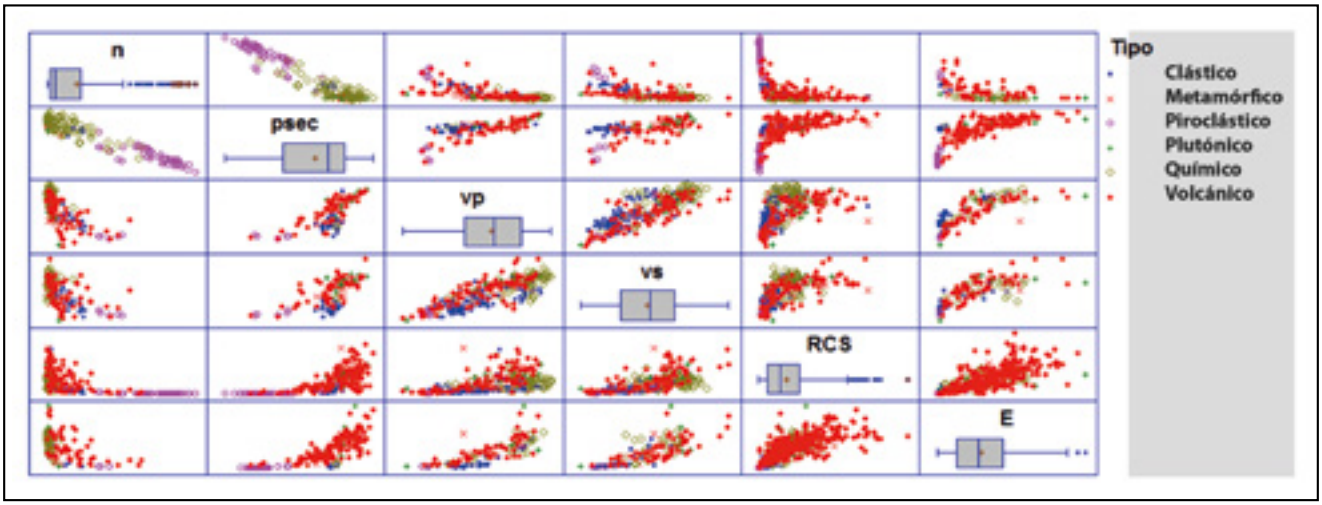


Figura 10. Visualización de las correlaciones entre variables (subconjuntos definidos en el apartado 3.3).

3.3. Subconjuntos

3.3.1. Análisis de conglomerados

Se han analizado diferentes subconjuntos con el fin de separar la muestra en grupos con resultados más similares entre sí.

En primer lugar se ha realizado un *análisis de conglomerados* ("*clustering*"), que es un procedimiento estadístico que trata de organizar los datos en grupos relativamente homogéneos a los que se denomina conglomerados, pero dejando que se vayan agrupando por sí solos los datos más cercanos entre sí. Es decir, no se establece a priori un criterio de agrupación. Para ello se eligen una serie de variables, que pueden ser todas las recopiladas o sólo algunas, y se define una medida de asociación que refleje la similitud entre las observaciones de que se dispone. En el caso estudiado se definió una distancia Euclídea y se realizó el análisis mediante diferentes técnicas de agrupación de las múltiples disponibles en el programa. Debido a la gran heterogeneidad de los datos no se han podido obtener por el momento unos subconjuntos claros mediante esta técnica de análisis, si bien es una vía que conviene seguir estudiando.

3.3.2. Definición de grupos a priori

Se ha procedido, por tanto, a la división de diferentes subconjuntos de acuerdo a criterios que tienen en cuenta diferencias establecidas a priori. En concreto se consideraron los subconjuntos recogidos en la tabla 1. Además, se han estudiado otras agrupaciones, cuyos resultados no se incluyen por limitaciones de espacio (principalmente por grupo, por el tamaño de grano o por el mayor porcentaje de contenido mineral CaO ó SiO2).

A continuación se muestran algunos de los resultados obtenidos para los subconjuntos de los *tipos de roca* (figura 11 a 16) y de la *resistencia a compresión simple* (RCS) (figura 17 a 21).

Tabla 1. Algunos subconjuntos estudiados

Por tipos de rocas	Ígneas de tipo piroclástico: "Piroclástico" (tobas, ignimbritas, pómez); Ígneas procedentes de lava: "Volcánico" (andesitas, basaltos, riolitas, ofitas, trefitas); Ígneas intrusivas o plutónicas: "Plutónico" (pórfidos graníticos, granitos, granodoritas, diabasas); Sedimentarias de tipo químico: "Químico" (calizas, calcitas, dolomitas, margas); Sedimentarias de tipo clástico: "Clástico" (calcarenitas, areniscas, conglomerados, grauvacas, argilitas); Metamórficas: "Metamórfico" (gneiss, equistos, corneanas, cuarcitas, milonitas, anfibolitas).	
Por RCS (UNE ISO 14689-1)	R1: 1-5 MPa R2: 5-25 MPa R3: 25-50 MPa	R4: 50-100 MPa R5: 100-250 MPa R6: > 250 MPa

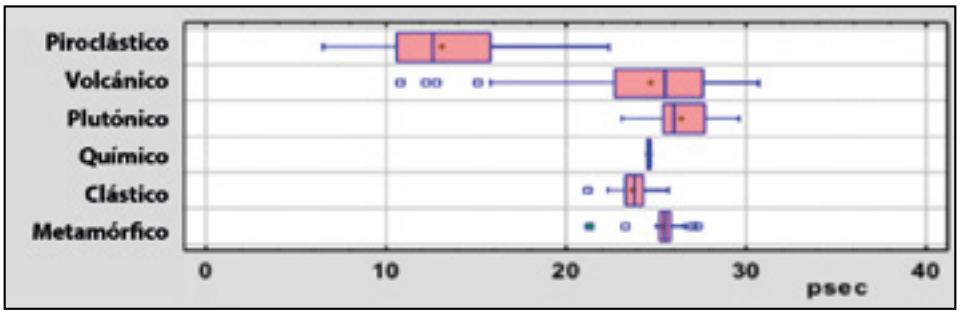


Figura 11. Gráficos de caja del peso específico seco (kN/m³) por *tipo de roca*.

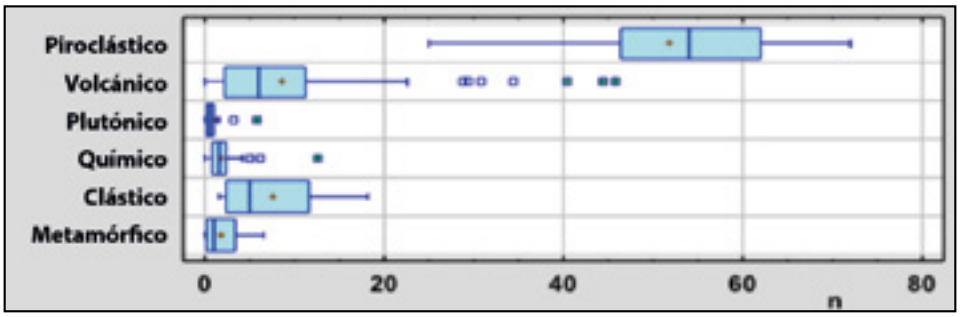


Figura 12. Gráficos de caja de la porosidad absoluta (%) por *tipo de roca*.

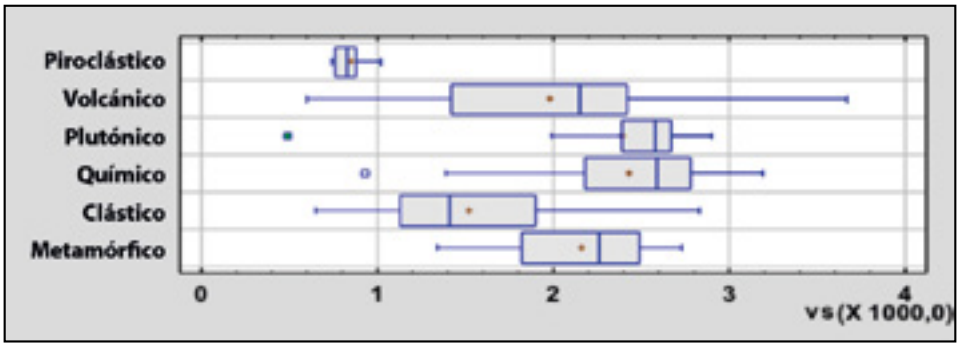


Figura 13. Gráficos de caja de la velocidad de ondas de corte (m/s) por *tipo de roca*.

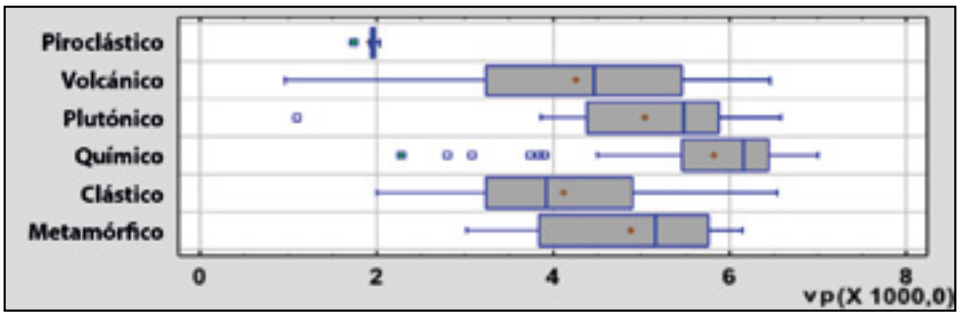


Figura 14. Gráficos de caja de la velocidad de ondas longitudinales (m/s) por *tipo de roca*.

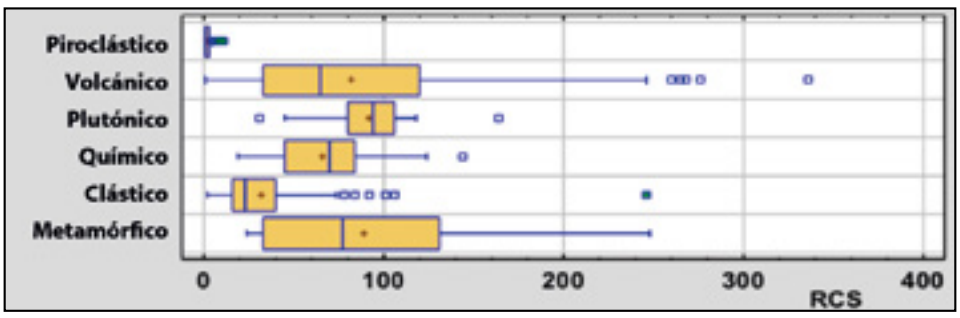


Figura 15. Gráficos de caja de la resistencia a compresión simple (MPa) por *tipo de roca*.

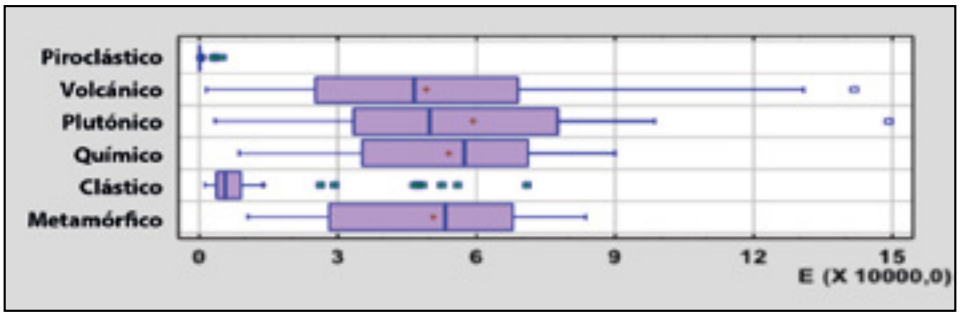


Figura 16. Gráficos de caja del módulo de deformación (MPa) por *tipo de roca*.

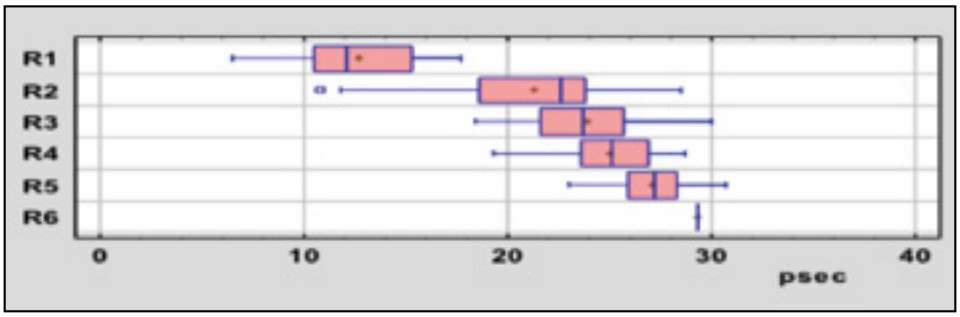


Figura 17. Gráficos de caja del peso específico seco (kN/m^3) por *grupo de RCS*.

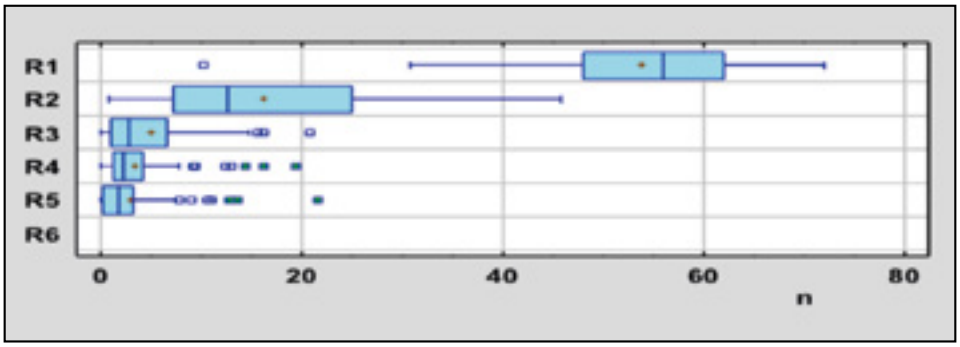


Figura 18. Gráficos de caja de la porosidad absoluta (%) por *grupo de RCS*.

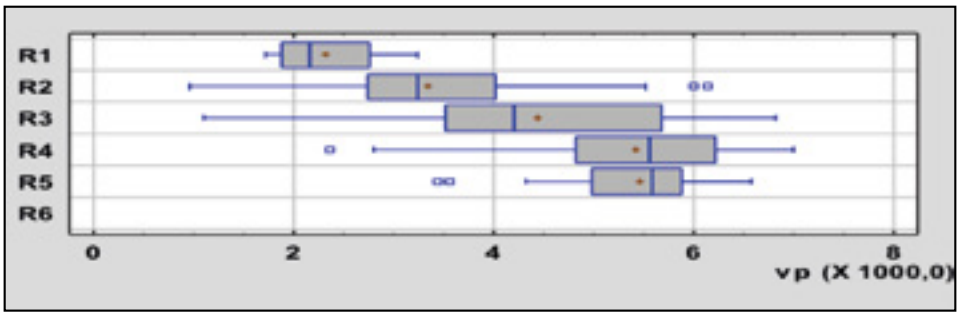


Figura 19. Gráficos de caja de la velocidad de ondas longitudinales (m/s) por *grupo de RCS*.

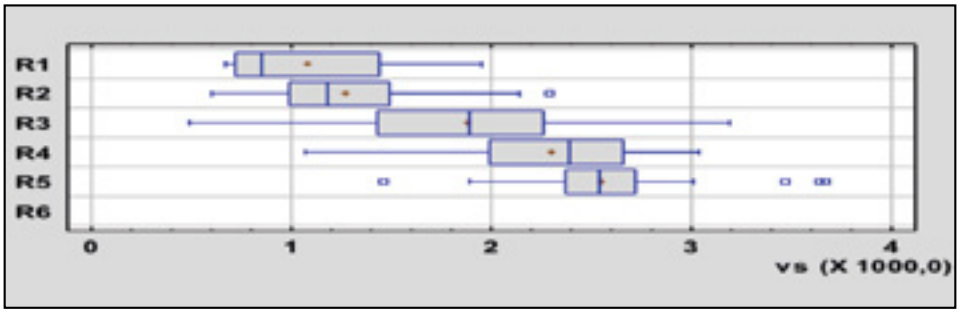


Figura 20. Gráficos de caja de la velocidad de ondas de corte (m/s) por *grupo de RCS*.

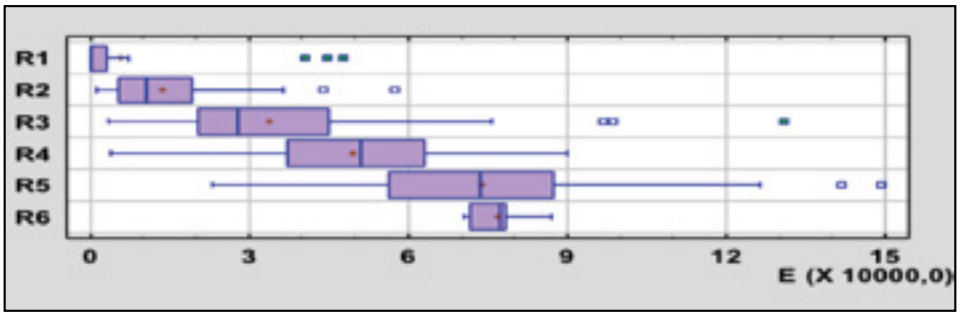


Figura 21. Gráficos de caja del módulo de deformación (MPa) por *grupo de RCS*.

Los gráficos de caja por *tipo de roca* muestran diferencias entre los distintos grupos. Por otra parte, los valores de los coeficientes de variación de los pesos específicos, porosidades y RCS disminuyen prácticamente en todos los casos al separar por *tipo de roca*, respecto a los totales, como se puede apreciar en la tabla 2 a tabla 7.

Los gráficos de caja por *grupo de RCS* evidencian una correlación importante entre la RCS y las variables representadas (peso específico, porosidad, velocidades de onda y módulo de deformación), tal y como se apreciaba, asimismo, en la figura 10. Ello a pesar de no haber distinguido entre diferentes mecanismos de rotura producidos, muy influyentes en los valores de RCS (Bewick et al. (2015).

3.3.3. *Análisis de variabilidad entre los grupos*

Los gráficos anteriores permiten visualizar tanto la variabilidad entre grupos como dentro de los grupos. Si la primera es apreciablemente mayor que la segunda la clasificación elegida es influyente en la variable que se está analizando. No obstante, para analizar si la variabilidad entre grupos es significativa se realiza un análisis de varianza. Cuando dicho análisis se hace comparando los valores medios de un parámetro se deben cumplir las condiciones de normalidad y homocedasticidad (homogeneidad de varianzas). Cuando éstas no se cumplen se debe recurrir a transformaciones de los datos o bien a otros métodos de comparación. En general, en los casos estudiados no se cumplen estas hipótesis, por lo que se ha utilizado para la comparación el método de Kruskal-Wallis, que compara las medianas y no requiere que se cumplan los supuestos anteriores. Las hipótesis de esta prueba son:

- Hipótesis nula H0: las medianas son todas iguales (es decir, las muestras proceden de una misma población).
- Hipótesis alternativa Ha: al menos una de las medianas es diferente (es decir, las muestras proceden de poblaciones distintas).

Se han comparado los subconjuntos *tipos de rocas*, con el análisis del Kruskal-Wallis obteniéndose en todos los casos un p-valor inferior a 0,05, que permite rechazar H0 e inferir, por tanto, que para un nivel de significancia α=0,05 se puede decir que existen diferencias significativas al menos entre algunos grupos. Eliminando el grupo de los piroclastos, que presenta características muy diferentes del resto, se siguen obteniendo diferencias entre grupos con este análisis. Ello indica que el *tipo de roca* es influyente para las variables consideradas.

3.3.4. *Ajuste de distribuciones*

Se ha realizado el ajuste de diferentes distribuciones estadísticas a los parámetros analizados. Las distribuciones consideradas han sido: Normal, logNormal, exponencial, gamma y Weibull. La bondad de los ajustes de los datos a distribuciones se ha examinado de acuerdo al test de Kolmogorov-Smirnov, que compara las frecuencias relativas acumuladas de las dos distribuciones, la observada y la teórica. En el caso de la distribución Normal además también se ha evaluado la Normalidad con el test de Shapiro-Wilk, más potente en muestras pequeñas (n<50).

Aunque algunos estudios (e.g., Sari (2009), Marcano (2013), Muñiz (2015)) sugieren que algunos de estos parámetros se distribuyen de acuerdo a una variable Normal o logNormal, con la base de datos estudiada no se ha podido constatar este hecho, ya que los datos no se han ajustado mejor a estas distribuciones que a las demás consideradas.

3.5. Aproximación a los valores característicos de los parámetros

A partir del Teorema Central del Límite se deduce que el valor medio de muestras de n datos es una variable aleatoria que se ajusta a una función Normal, siempre que la variable aleatoria de la población sea normal, o bien cuando el tamaño de la muestra sea elevado aunque la variable no sea Normal. Cuando no se dan estas condiciones la variable aleatoria que es la media muestral se ajusta a una función t de Student con n-1 grados de libertad. En la práctica se adopta un valor n ≥ 30 para suponer un número elevado de datos, ya que para este valor la función t de Student y la Normal prácticamente coinciden.

Como se ha visto que las variables analizadas por tipos de roca no siempre se ajustan bien a una distribución Normal, se han estimado los valores característicos a partir de la t de Student.

De acuerdo con Bond y Harris (2008), cuando se realiza la estimación del valor medio por métodos estadísticos se definen los valores característicos superior ($X_{k,sup}$) e inferior ($X_{k,inf}$) de la forma siguiente:

$$\begin{matrix} X_{k,sup} \\ X_{k,inf} \end{matrix} = m_x(1 \pm kV_x)\text{, siendo: } k = \frac{t_{(n-1,95\%)}}{\sqrt{n}}$$

donde $t_{(n-1, 95\%)}$ es el valor de la t de Student para n-1 grados de libertad, para un nivel de confianza del 95%, y n el tamaño de la muestra y V_x el coeficiente de variación (Cov) de la muestra:

$$V_x = Cov = \frac{s_x}{m_x}$$

$$\text{con } m_x = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i}{n} \text{ y } s_x = \frac{\sum_{i=1}^{n} (x_i - m_x)^2}{n-1}$$

Si se conoce previamente la varianza $t_{(n-1,\ 95\%)}$ se puede sustituir por $t_{(\infty,\ 95\%)}$ (igual a la normal).

De esta manera se han estimado para los diferentes tipos de roca considerados los valores característicos que se presentan en las tablas 2 a 7 para los valores medios de la porosidad total, el peso específico seco, las velocidades de onda longitudinal y de corte, la RCS y el módulo de deformación lineal. Estos valores característicos, si bien no son rigurosos dada la procedencia tan diversa, se considera que pueden ser útiles para dar una idea del orden de magnitud.

Los intervalos definidos por los valores característicos superior e inferior representan intervalos de los valores medios, definidos para un nivel de confianza del 90%. A su vez, los valores característicos inferior y superior del valor medio son aquellos que tienen un 5% de probabilidad de ser rebasados.

Tabla 2. Valores del peso específico seco (kN/m³)

Tipo	nº	m_x	sx	Cov	Mín.	Máx.	$X_{k,inf}$	$X_{k,sup}$
Piroc.	93	13,08	3,00	0,23	6,5	22,4	12,6	13,6
Volcan.	160	24,66	3,76	0,15	10,8	30,7	24,2	25,2
Pluton.	12	26,36	1,80	0,07	23,1	29,6	25,4	27,3
Quim.	55	26,85	0,62	0,02	24,9	27,8	26,7	27,0
Clast.	34	23,76	0,98	0,04	21,2	25,7	23,5	24,0
Metam.	15	25,37	1,44	0,06	21,3	27,3	24,7	26,0
Total	316	21,25	6,19	0,29	6,5	30,7	20,7	21,8

Tabla 3. Valores de la porosidad absoluta (%)

Tipo	nº	m_x	sx	Cov	Mín.	Máx.	$X_{k,inf}$	$X_{k,sup}$
Piroc.	52	51,9	12,02	0,23	25,00	72,00	49,1	54,7
Volcan.	104	8,7	9,47	1,09	0,05	45,90	7,1	10,2
Pluton.	13	1,3	1,61	1,28	0,09	5,89	0,5	2,1
Quim.	55	1,9	1,98	1,02	0,05	12,60	1,5	2,4
Clast.	36	7,5	5,77	0,76	1,65	18,16	5,9	9,2
Metam.	19	1,9	2,06	1,07	0,15	6,55	1,1	2,8
Total	279	14,5	19,90	1,38	0,05	72,00	12,5	16,4

Tabla 4. Valores de la veloc. de ondas longit. (m/s)

Tipo	nº	m_x	sx	Cov	Mín.	Máx.	$X_{k,inf}$	$X_{k,sup}$
Piroc.	5	1934	111	0,06	1748	2042	1828	2040
Volcan.	96	4254	1401	0,33	958	6461	4016	4491
Pluton.	13	5045	1439	0,29	1107	6582	4334	5756
Quim.	59	5814	1041	0,18	2290	7000	5587	6040
Clast.	106	4128	1147	0,28	1998	6544	3943	4313
Metam.	20	4891	1028	0,21	3024	6148	4493	5288
Total	299	4555	1411	0,31	958	7000	4421	4690

Tabla 5. Valores de la veloc. de ondas cort. (m/s)

Tipo	nº	m_x	sx	Cov	Mín.	Máx.	$X_{k,inf}$	$X_{k,sup}$
Piroc.	5	849	111	0,13	745	1020	743	954
Volcan.	96	1986	682	0,34	606	3668	1871	2102
Pluton.	13	2388	619	0,26	495	2901	2082	2694
Quim.	59	2429	481	0,20	936	3195	2324	2534
Clast.	99	1522	498	0,33	657	2827	1438	1605
Metam.	20	2157	422	0,20	1346	2734	1994	2320
Total	292	1928	671	0,35	495	3668	1863	1993

Tabla 6. Valores de la RCS (MPa)

Tipo	nº	m_x	sx	Cov	Mín.	Máx.	$X_{k,inf}$	$X_{k,sup}$
Piroc.	90	2,5	1,9	0,77	1,00	11,4	2,2	2,8
Volcan.	410	82,6	62,4	0,76	1,61	335,8	77,5	87,7
Pluton.	13	92,1	32,7	0,36	31,60	164,0	76,0	108,3
Quim.	70	66,4	26,0	0,39	19,30	144,0	61,2	71,6
Clast.	97	32,7	31,2	0,95	1,82	246,0	27,5	38,0
Metam.	21	89,1	60,4	0,68	23,90	248,0	66,4	111,8
Total	701	64,2	58,8	0,92	1,00	335,8	60,5	67,8

Tabla 7. Valores del módulo de deformación (GPa)

Tipo	nº	m_x	sx	Cov	Mín.	Máx.	$X_{k,inf}$	$X_{k,sup}$
Piroc.	23	0,7	1,3	1,89	0,10	5,1	0,2	1,1
Volcan.	356	49,0	28,1	0,57	1,60	141,7	46,6	51,5
Pluton.	8	59,4	45,4	0,76	3,31	149,3	29,0	89,8
Quim.	27	54,1	24,3	0,45	8,59	90,1	46,1	62,1
Clast.	39	13,9	18,3	1,31	1,31	70,8	9,0	18,9
Metam.	14	50,6	24,4	0,48	10,67	83,8	39,1	62,2
Total	467	44,2	30,1	0,68	0,10	149,3	41,9	46,5

4. RESUMEN Y REFLEXIONES FINALES

Recopilando datos de ensayos realizados en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en los últimos diez años sobre testigos de roca se ha creado una base de datos con los resultados de 16 variables numéricas y 8 categóricas en 728 muestras de ensayo.

Se ha realizado un análisis exploratorio de los datos en su conjunto, obteniendo estadísticos de la muestra y verificando la existencia de correlaciones entre diversas variables.

Se han creado una serie de subconjuntos de acuerdo a diferentes criterios y se han analizado los mismos, examinando su variabilidad intra e inter-grupo, validando que éstos presentan menor variabilidad que el conjunto total, aunque muy elevada por la diferente procedencia de los datos.

Se ha realizado un ajuste de diferentes funciones de distribución a los datos de los parámetros, sin haberse podido constatar ninguna función que se ajuste mejor, si bien algunos estudios sugieren que las que mejor se ajustan a los parámetros geotécnicos son la normal y logNormal.

Con los datos disponibles se han estimado unos valores característicos de los valores medios de los parámetros considerados.

En un futuro esta base de datos se deberá continuar ampliando, así como el estudio estadístico de la misma. Con un mayor número de datos se podrán hacer nuevas subdivisiones de grupos de rocas más homogéneos.

5. BIBLIOGRAFÍA

Bewick, R.P., Amann, F., Kaiser, P.K., y Martin, C.D. (2015). Interpretation of UCS results for engineering design. *13th Int. ISRM Congress. Montreal, Canada*.

Crisóstomo Masetto, J. (2015). *Tratamiento estadístico de parámetros geotécnicos de distintos tipos de rocas*. Trabajo Fin de Máster. Madrid: E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

Bond, A., y Harris, A. (2008). *Decoding Eurocode 7*. London: Taylor & Francis.

EN 1997-1: 2004. *Eurocode 7: Geotechnical design-Part 1: General rules*.

ISRM (1981). *Rock characterization. Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods*. New York y Oxford: Pergamon Press.

Kahraman, S. (2001). Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. Vol. 38, nº 7, pp. 981-994.

Karakus, M., Kumral, M., y Kilic, O. (2005). Predicting elastic properties of intact rocks from index tests using multiple regression modelling. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 42, nº 2, pp. 323-330.

Kilic, A., y Teymen, A. (2008). Determination of mechanical properties of rocks using simple methods. *Bulleting of Engineering Geology and the Environment*. Vol. 67, nº 2, pp. 237-244.

Marcano Ceballos, D. (2013). *Estimación de parámetros geotécnicos por métodos estadísticos. Aplicación a los suelos de la bahía de Santander*. Tesis Doctoral. Santander: Universidad de Cantabria (UC).

Muñiz Menéndez, M. (2015). *Unidades geotécnicas del futuro enlace fijo a través del estrecho de Gibraltar*. Tesis Doctoral. Madrid: Universidad Complutense de Madrid (UCM).

Sari, M. (2009). The stochastic assessment of strength and deformability characteristics for a pyroclastic rock mass. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. Vol. 46, nº 3, pp. 613-626.

Schneider, H.R., y Fitze, P. (2013). Characteristic shear strength values for EC7: Guidelines based on a statisticcal framework. *XV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, September 12-15, 2011, Athens, Greece*.

Yasar, E., y Erdogan, Y. (2004). Correlating sound velocity with the density, compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. Vol. 41, nº 5, pp. 871-875.

La mecánica de rocas y las cimentaciones de grandes presas

Rock Mechanics and the Foundation of Dams in Spain in the Last 50 Years

Claudio Olalla Marañón[1]*

Resumen

En una primera parte, se efectúa un breve repaso de las actividades llevadas a cabo, con especial énfasis en los primeros años de desarrollo de la Mecánica de Rocas, (incluso antes de que existiese en el mundo como una disciplina teórica), con el objeto de garantizar la resistencia, rigidez e impermeabilidad de los macizos rocosos que sirven de apoyo para las grandes presas de gravedad y arco bóveda. Consistió fundamentalmente en la realización de grandes ensayos de campo, cuyo alcance todavía no se ha superado.

En una segunda parte, se identifican las aportaciones teóricas más relevantes realizadas en el ámbito de la cimentación de grandes presas en medios rocosos, tanto bajo hipótesis de isotropía como de anisotropía, o bajo la presencia de singularidades en el cimiento.

Se constata el enorme desarrollo tenido de este ámbito de la mecánica de rocas, en España.

Palabras clave: cimentación, presa gravedad, presa arco bóveda, macizo rocoso, deformabilidad, impermeabilidad.

Abstract

Firstly, it is presented a brief summary of the activities that have been carried out, with special emphasis on the early development of rock mechanics, (even before it existed as a theoretical discipline in the world specialized societies), to ensure the strength, stiffness and impermeability of the rock masses which serve as support for the large gravity dams. It mainly consisted of large in situ tests, whose importance and magnitudes have not yet been overcome.

In a second part, the most relevant theoretical contributions are identified in the field of foundation of large dams in a rock media, both under isotropy and anisotropy hypothesis, or under the possibility of presence of singularities in the affected ground.

Finally, it has been highlighted the huge development achieved in this area of rock mechanics in Spain.

Keywords: *foundations, gravity dam, arch dam, rock mass, deformability, impermeability.*

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de las ciencias surge como consecuencia de las legítimas demandas que la sociedad reclama a los profesionales del sector correspondiente. Las exigencias de un mayor desarrollo, entendido, en primer lugar, como la satisfacción de las necesidades más básicas (comida y agua) pero también como el logro de un mayor bienestar personal y social, se pueden conseguir por medio de la energía y sobre todo por medio de un desarrollo integral y sostenible.

En este documento se pretende ofrecer un panorama del reto que supone para la ingeniería civil poder garantizar la integridad y seguridad de las grandes presas, como fuente de energía limpia y renovable, mostrando especial énfasis en las aportaciones españolas más relevantes.

2. HITOS DE LA HISTORIA ESPAÑOLA DE LAS GRANDES PRESAS Y SUS CIMIENTOS

En el año 1957 aparece el libro de J. Talobre denominado "*La mécanique des roches et ses applications*" de la editorial Dunod, París. Este texto se considera piedra angular iniciática de lo que posteriormente ha sido la "Mecánica de Rocas". Es decir, un nivel de conocimientos que se puede calificar, con justicia, como de una disciplina científica debidamente estructurada, en la medida en que utiliza un marco conceptual propio, herramientas de ensayo y cálculo identitarias y campos de actuación específicos.

Conceptos tales como la consideración del medio como un discontinuo, la existencia de criterios de rotura idóneos aplicables al macizo rocoso en su conjunto, (todos ellos no lineales), la influencia determinante en la mayor parte de los casos del factor de escala, el carácter anisotrópico en términos de resistencia y de deformabilidad, etcétera, son entre otros argumentos algunos de los rasgos que diferencian claramente la Mecánica de Rocas de la Mecánica de Suelos.

Jiménez Salas participó directamente en el acto fundacional de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas, que tuvo lugar el 30 de Enero de 1967 en la sala de reuniones del Centro de Estudios Hidrográficos del llamado entonces "Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas". Curiosamente, empieza a las 5 de la tarde. En el documento que refleja la reunión mantenida, por especialistas en Obras Hidráulicas y en Ingeniería del Terreno, se reconoce textualmente que "ya hemos desterrado la creencia ancestral que concedía a la roca firme una capacidad resistente cuasi-indefinida".

Nació a imagen y semejanza de las sociedades internacionales.

* Autor de contacto: colalla@caminos.upm.es

[1] Catedrático Ingeniería del Terreno E.T. S. I. Caminos Canales y Puertos Universidad Politécnica Madrid (UPM).

Hasta finales de los 70, e incluso bien entrada la década de los años 80, es decir varios lustros después, en el ejercicio práctico de la ingeniería de la Mecánica de Rocas, en sus aplicaciones a taludes, túneles y cimentaciones, la profesión basaba sus decisiones en la experiencia, en la intuición o en la similitud con casos próximos llevados a cabo con éxito; En definitiva, no se disponía de un conocimiento, ni teórico ni práctico, que pudiera pronosticar comportamientos y que sobretodo pudiera fundamentar, nunca mejor dicho, las decisiones que todo proyecto y toda obra lleva consigo.

Por ello, durante bastantes años, en situaciones singulares, en obras de verdadera relevancia e importancia, como son en general las cimentaciones de las grandes presas, estaba justificada la ejecución de grandes ensayos en obra que pudieran ser la base argumental para efectuar el pronóstico final y adoptar la decisión correspondiente.

Así por ejemplo, Jiménez Salas tuvo la oportunidad de llevar a cabo en los años 60, como mentor y director entonces del llamado "Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo", una campaña de ensayos de campo verdaderamente excepcional y única, para la toma de una decisión respecto de la seguridad, o no, de la cimentación de la presa de Mequinenza. Se trata de una presa de gravedad de 81 m de altura sobre el cauce del río Ebro. Utilizando palabras textuales de sus autores, nos muestran que la idea subyacente era que se trataba de "obras de suficiente importancia como para justificar los cuantiosos gastos que éstos ensayos acarrean".

En este caso la estructura de contención prevista iba cimentada sobre unos materiales particularmente conflictivos como son los lignitos. Estos tramos pertenecientes a la formación oligocena "Mequinenza" forman parte de la depresión terciaria del Ebro.

En la ponencia presentada al VIII Congreso Internacional de Grandes Presas que tuvo lugar en Edimburgo a primeros de Mayo del año 1964, José Antonio Jiménez Salas y Santiago Uriel Romero describen los ensayos de campo realizados en los últimos años en nuestro país (Jiménez Salas y Uriel, 1964; Uriel, 1964).

Fundamentalmente afectan a los materiales rocosos del emplazamiento de la presa y en particular a sus discontinuidades, que se encontraban particularmente presentes con una estratificación casi horizontal. Es bien sabido que esta inclinación constituye, a su vez y a los efectos prácticos, el peor de los buzamientos posibles para garantizar la seguridad de una cimentación frente al deslizamiento.

Se llevaron a cabo ensayos de placa de carga, sobre superficies varias pero siempre de tamaños importantes, por ejemplo rectangulares de 50· 100 cm, con solicitaciones en sentido horizontal y vertical (figuras 1 y 2).

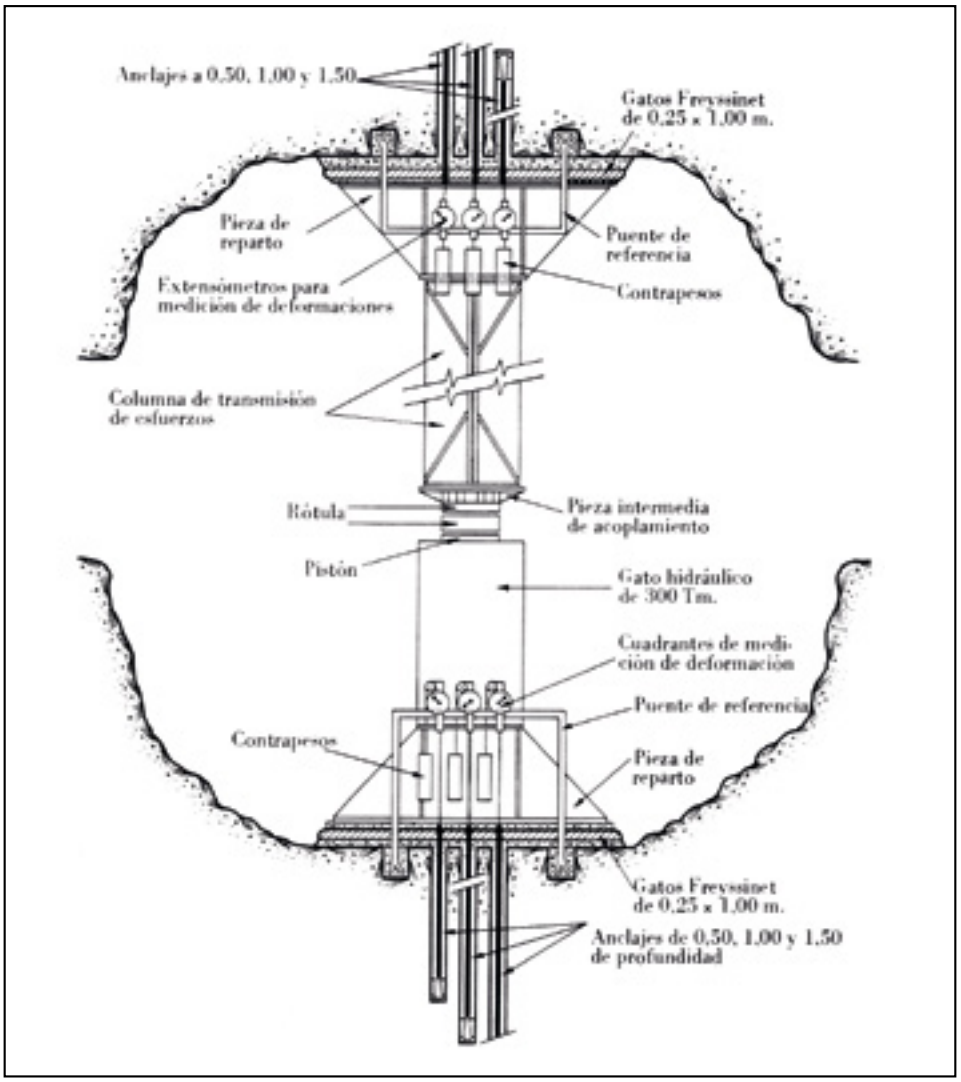


Figura 1. Esquema necesario para la ejecución del ensayo de carga sobre placa en galería (Tomado de Jiménez Salas et al. 1981).

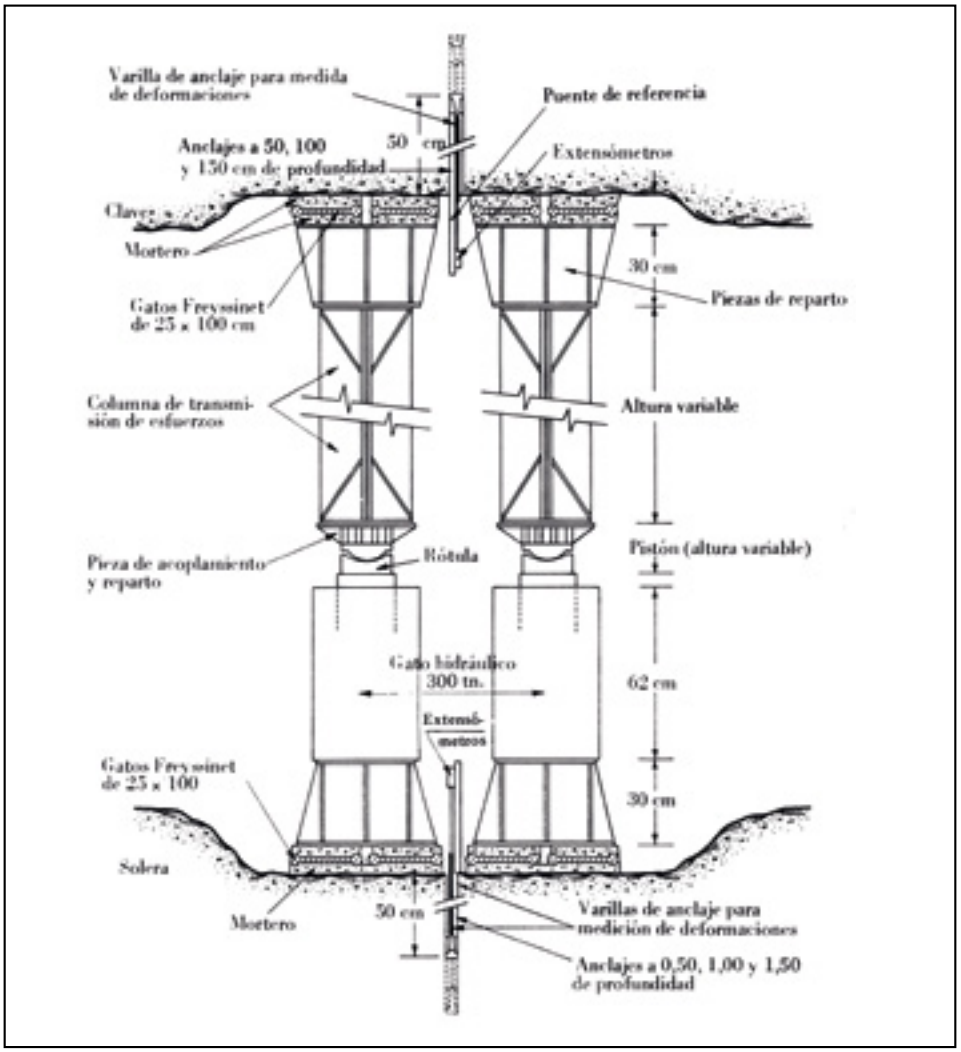


Figura 2. Ensayo de carga sobre placa, en galería, con dos gatos hidráulicos (Tomado de Jiménez Salas et al. 1981).

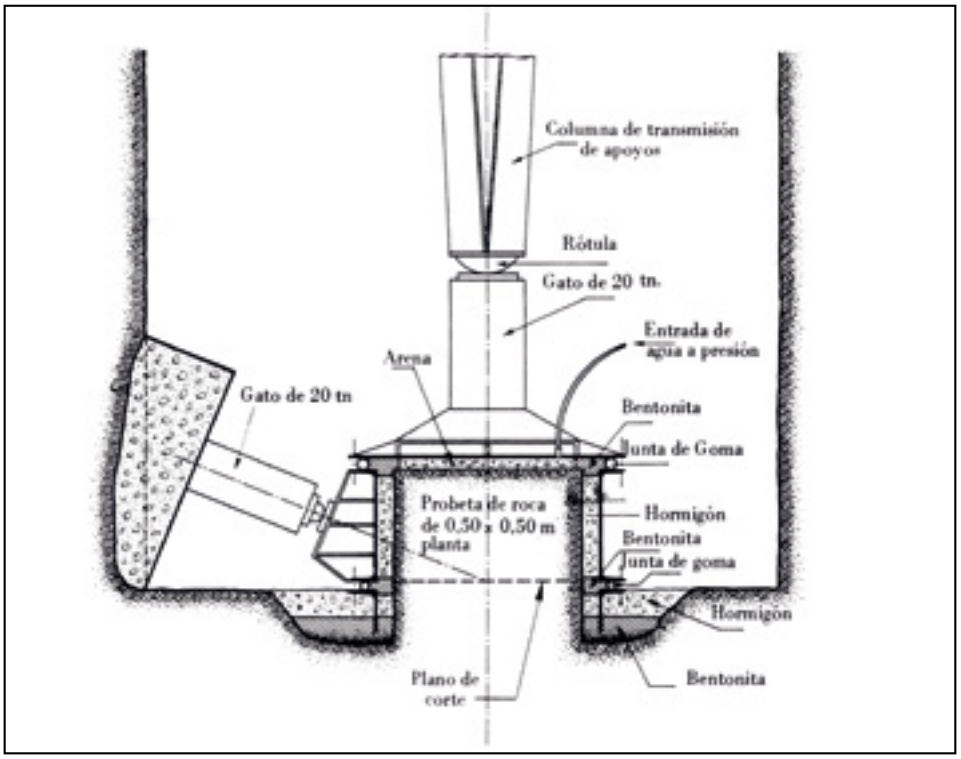


Figura 3. Dispositivo para el ensayo in situ de roca al esfuerzo cortante, con saturación previa (Tomado de Jiménez Salas et al. 1981).

También se ejecutaron ensayos de corte in situ sobre bloques de 50 · 50 cm y sobre bloques de 100 · 100 cm (figura 3). Se efectuó también el que ha sido, y seguramente lo seguirá siendo durante muchos años, el mayor ensayo de corte directo realizado jamás en el mundo, pues junto a las probetas de menor tamaño anteriormente mencionadas, se ensayó también hasta la rotura un tramo de discontinuidad de 4×4 m en planta y 1 m de altura (figura 4).

Incluso se realizó el llamado "ensayo de empuje pasivo" sobre una probeta de grandes dimensiones, con el objeto de conocer la resistencia del macizo rocoso en su conjunto, habida cuenta de la existencia de capas singulares entreveradas alojadas en el interior de la masa rocosa (figura 5).

Resulta fácil comprender las enormes dificultades que plantea la correcta ejecución de estos ensayos, para

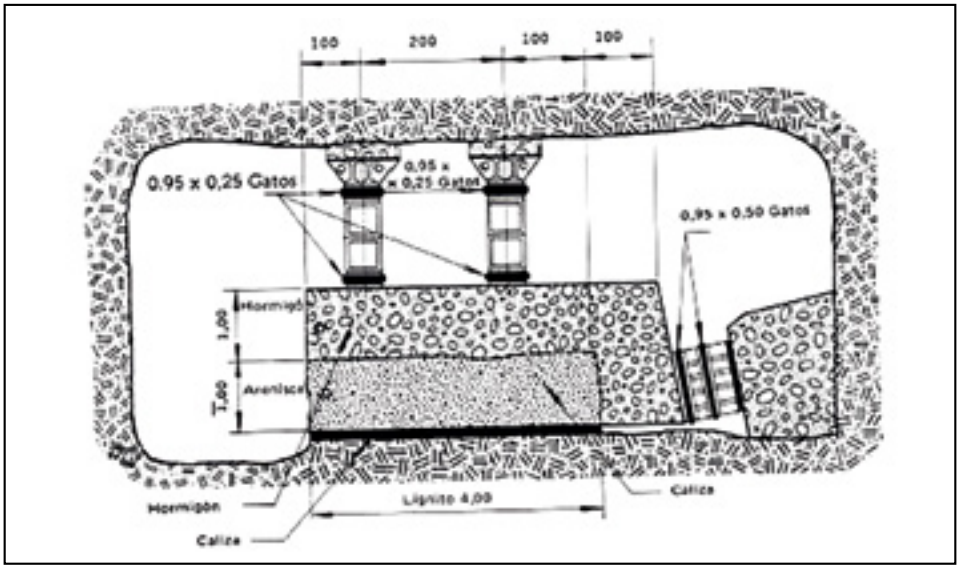


Figura 4. Probeta de 4 × 4 m para el ensayo de corte de un estrato de lignito en la cimentación de la presa de Mequinenza, España (Tomado de Jiménez Salas et al. 1981).

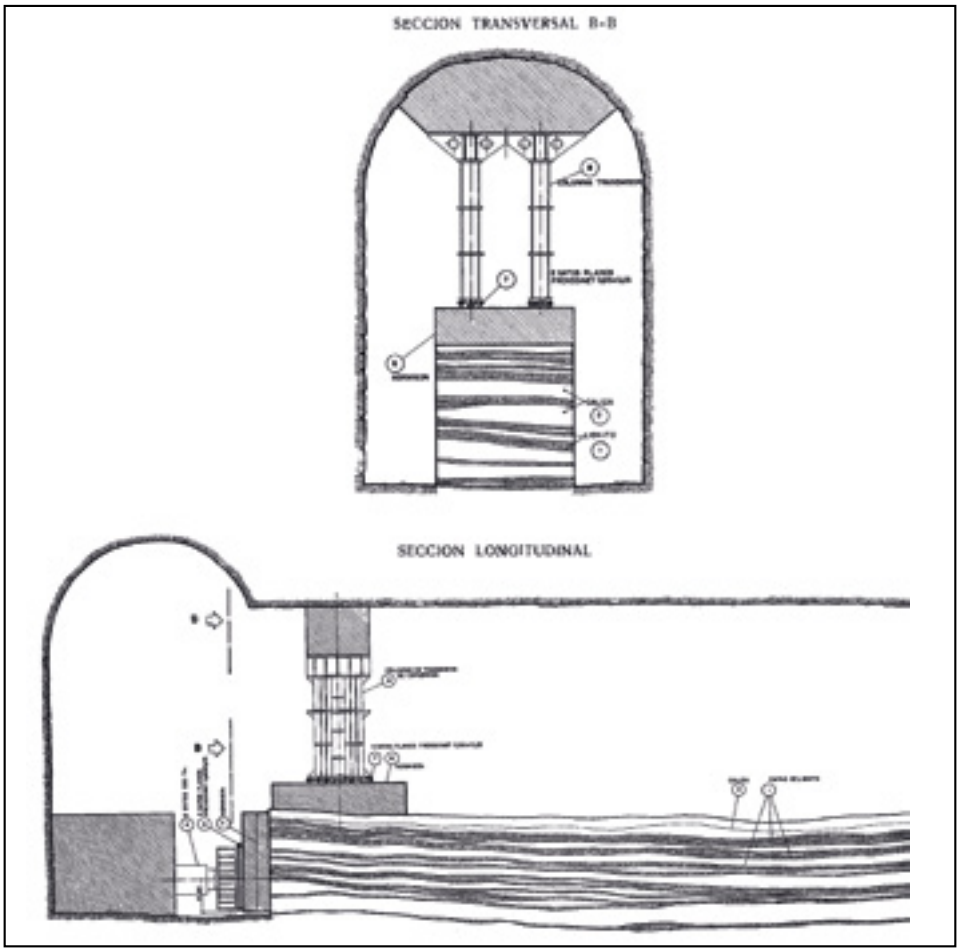


Figura 5. Esquema de un ensayo de empuje pasivo. Presa de Mequinenza. España (Tomado de Uriel, S., 1964).

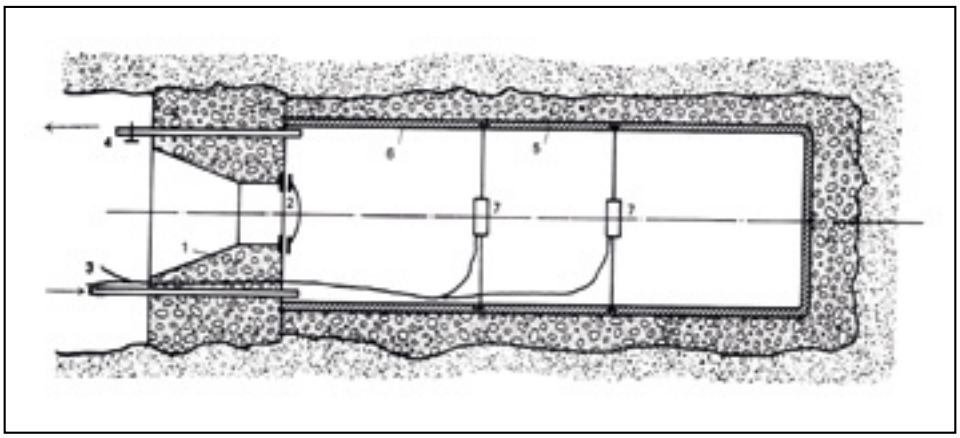


Figura 6. Esquema del dispositivo de ensayo de deformabilidad de la roca y del revestimiento en la galería presión en Venda Nova (Portugal) (Tomado de Jiménez Salas et al. 1981).

transmitir correctamente las cargas, para impedir alterar la calidad del macizo rocoso, para lograr una ineludible homogeneidad en el estado tensional del mismo, para conocer las deformaciones producidas, para provocar que la dirección del plano de rotura coincida con la dirección e inclinación de las discontinuidades a estudiar, etcétera. Todo ello trabajando en una galería de dimensiones necesariamente reducidas.

De una complejidad similar e incluso superior, pero con un objetivo científico diferente, como es el de conocer la deformabilidad del macizo rocoso, las empresas Gouveia y Entrecanales y Távora, S. A. a instancias de Don José Antonio, llevaron a cabo años antes (1948) unos ensayos de cámara en los que, en este caso, toda la circunferencia de una galería, en un tramo de la misma, se sometía a la presión generada por el agua (Jiménez Salas et al., 1981).

En este caso en particular se deseaba no sólo conocer el comportamiento del terreno, sino también la respuesta tenida por un revestimiento compuesto por un anillo primario de hormigón en masa y una chapa de gunita armada. Se ensayaron hasta la rotura, entendiéndose como tal, en este caso, el momento en el que se alcanzan grandes deformaciones (figura 6).

Fueron ejecutados con motivo de las obras de construcción de la presa de Venda Nova en el norte de Portugal. Se trata de una presa de arco gravedad con 97 m de altura, sobre el río Rabagao y entró en funcionamiento en el año 1951. En aquellas fechas, la cimentación de una estructura de estas características constituía un verdadero reto, por las exigencias de resistencia, deformabilidad e impermeabilidad.

Esta experiencia, de reconocimiento del terreno implicando a grandes dimensiones, se repitió posteriormente para conocer la deformabilidad del macizo rocoso en los túneles y galerías que acompañan al sistema hidráulico en su conjunto de la presa del Atazar en Madrid.

En definitiva, se puede comprender fácilmente, que antes los grandes retos profesionales del momento, en los años correspondientes a las décadas del 50 y del 60, ante la ausencia de teorías y de experiencias similares, se hacía necesario experimentar a escala próxima, lo más posible, a la real, a partir de la cual poder tomar decisiones.

Téngase en cuenta que, a título de ejemplo, eran 16 las presas de más de 100 m de altura que se habían construido antes de la constitución de la Sociedad (SEMR), es decir antes de que hubiese un "corpus doctrinal", científico y profesional, con el cual poder, de una manera cuantificable, discernir la seguridad o inseguridad de un cimiento para albergar una estructura de estas características. En la tabla adjunta se muestra esta relación individualizada, con los datos más relevantes respecto de cada una de ellas.

Tabla 1. Relación de presas de hormigón con altura mayor a 100 m anteriores al año 1965

Nº	NOMBRE	ALTURA (m)	AÑO	PROVINCIA
1	Camarasa	103	1920	Lérida
2	Ricobayo	100	1934	Zamora
3	La Cohilla	116	1950	Santander
4	Benegebar	110	1955	Valencia
5	San Esteban	115	1955	Orense
6	Escala	125	1955	Huesca
7	Salime	134	1956	Asturias
8	Oliana	102	1959	Lérida
9	Bao	107	1960	Orense
10	Bárcena	109	1960	León
11	Canelles	150	1960	Huesca
12	El Cenajo	102	1960	Murcia
13	Eume	103	1960	Coruña
14	Santa Ana	101	1961	Huesca
15	Aldeadávila	140	1963	Salamanca
16	Belesar	129	1963	Lugo

Ello posibilitó la ejecución de ensayos, en algunos casos singulares, que constituyen en sí una verdadera labor de ingeniería; no sólo por las teorías o los valores que se pueden deducir de ellos, sino también y sobre todo por las dificultades intrínsecas de poderlos llevar a la práctica, donde los procedimientos, los cuidados, los detalles, los medios necesarios, etcétera, son de tal complejidad y dificultad que permiten asimilarlos a verdaderas obras reales.

Representan el momento álgido, al menos en España, de la Mecánica de Rocas. Todavía hoy en día nos vemos satisfactoriamente iluminados por la información que nos proporcionan. Aportan un conocimiento con un valor de carácter universal.

En la sociedad del siglo XXI, inmersos en un ejercicio de la profesión marcado por las urgencias, dirigido hasta los más mínimos detalles por la economía, y en cualquier caso sin valorar suficientemente el rigor y el esfuerzo, resulta impensable, no sólo poder llevar a cabo unas pruebas de

estas características, pero ni siquiera, lo que es más grave, pensarlas, imaginarlas o concebirlas.

Por todo ello, debemos estar agradecidos a estos profesionales de la ingeniería, a estos investigadores de la respuesta que tiene la naturaleza frente a nuestras intervenciones, como herederos que somos de un conocimiento y de una práctica, cuya impronta marcada por las dimensiones implicadas y por las características técnicas, es digna de todo elogio. Lamentablemente, podemos afirmar, sin temor a equivocarnos, que están tristemente desaparecidas.

Debemos reconocer su legado e inspirarnos en sus actividades para continuar una labor de estudio y profundización, que siempre es insuficiente en un dominio tan difícil y complejo como es el conocimiento de la corteza terrestre, el conocimiento del terreno.

3. REQUERIMIENTOS AL CIMIENTO: MODELOS TEÓRICOS

Cuando se trata de cimentar presas de materiales sueltos, en general, los requerimientos geotécnicos que se exigen al terreno son notablemente menores que los que se exigen al mismo para poder apoyar otros tipos de presa.

No obstante, en cualquier caso y en particular en presas de fábrica, son tres los aspectos necesarios básicos que siempre debe cumplir un cimiento: Resistencia, deformabilidad e impermeabilidad.

Cada uno de ellos será desarrollado de manera separada, poniendo de manifiesto con especial énfasis las aportaciones españolas más relevantes.

Para disponer de una primera estimación representativa de la validez de un cimiento rocoso como lugar de apoyo para una presa de gravedad, se dispone del índice DMR, en donde intervienen de manera ponderada diferentes parámetros geomecánicos representativos del medio, conjugados de una manera análoga a como originariamente se elaboró el índice RMR (Romana, 2003). Representa un índice de la calidad general, global, del macizo rocoso en su conjunto, que la cuantifica numéricamente y que posibilita disponer de una primera valoración de la idoneidad del terreno como elemento de cimentación.

4. RESISTENCIA

Desde el punto de vista de la resistencia que debe tener el cimiento, los requisitos a exigir son dobles, a saber:

- Por un lado garantizar un margen de seguridad "amplio" frente al riesgo de que se vaya a producir el fallo completo de la cimentación. Es decir, evitar la rotura del terreno en su totalidad, para la que en términos geotécnicos se suele utilizar el concepto de carga de hundimiento. El calificativo entrecomillado de amplio, hace referencia a que el coeficiente de seguridad a utilizar debe ser elevado, e incluso muy elevado, habida cuenta que el nivel de conocimiento en este aspecto tan importante es todavía escaso y también, y sobre todo, que las variaciones estadísticas de los parámetros geomecánicos implicados son grandes (*Canadian Foundation Engineering Manual*, 1985; Serrano y Olalla, 1996).
- Por otro lado, aspecto que suele ser más crítico, evitar el deslizamiento de la estructura, bien por su contacto con el cimiento, o bien por alguna discontinuidad o familia de discontinuidades que tenga una dirección similar a la del cauce del río y un buzamiento desfavorable. Esta inclinación crítica se produce en el caso de que bucen muy suavemente, lo más próximo al plano horizontal y hacia el embalse (Serrano y Olalla; 1998).

5. VALORACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO

Se puede cuantificar la carga que produce la rotura del conjunto con modelos teóricos varios, de manera complementaria a las técnicas en elementos finitos o diferencias finitas, hoy en día tan potentes y versátiles, que exigen para su correcta aplicación una muy buena descripción del macizo rocoso, basada entre otros argumentos en resultados de ensayos de campo (placas de carga de gran diámetro, gato plano, presiómetros/dilatómetros, gato/presiómetro de Goodman, etcétera).

En efecto, no tiene excesivo sentido efectuar series de cálculos tensodeformacionales, en general muy sofisticados, incluyendo o no la tercera dimensión, si no se dispone de unos parámetros de calidad, por ejemplo de la deformabilidad del conjunto, extraídos de resultados de ensayos en los que la carga aplicada lo ha sido sobre un volumen de material importante, significativo. Tampoco cuando el reconocimiento del terreno sea escaso.

a) BAJO CONDICIONES DE ISOTROPÍA

Por ello para la valoración de la carga que produce la plastificación completa del medio afectado, se puede utilizar el método de las líneas características, (Sokolovski, 1965), junto con la adopción de un criterio de rotura adecuado para representar el comportamiento límite de los macizos rocosos (Serrano y Olalla, 1994, 1996 y 2007). Se puede aplicar bien el criterio de Hoek & Brown (1980, 1994 y 2002) o bien el criterio de Singh-Singh (2012), también conocido como Mohr-Coulomb modificado (Galindo et al. 2017).

Téngase en cuenta que utilizando modelos teóricos simples pero rigurosos, en la formulación matemática, al igual que bajo hipótesis de un criterio de rotura lineal, (Brinch-Hansen, 1970), se pueden introducir los elementos más decisivos que condicionan la respuesta del medio natural, como son:

- Geométricos, tales como las dimensiones de la base de la presa, la necesariamente suave inclinación del cauce del río y la profundidad a la que se cimenta con respecto a la cota del terreno.
- Geomecánicos, tales como la resistencia a la compresión simple de la roca intacta, el tipo de roca, la calidad del macizo rocoso expresada por alguno de los índices geomecánicos más extendidos y utilizados hoy en día (como pueden ser el RMRb o el GSI) y el peso específico del macizo rocoso.
- Antrópicos, tales como el cuidado con el que se ha efectuado la excavación de la cimentación.

Un buen ejemplo de la aplicación de este método a un caso concreto, de una presa arco bóveda, objeto de proyecto

en su momento y actualmente en proceso de ejecución, se encuentra en Baena et al. (2014). Véase a este respecto la figura 7.

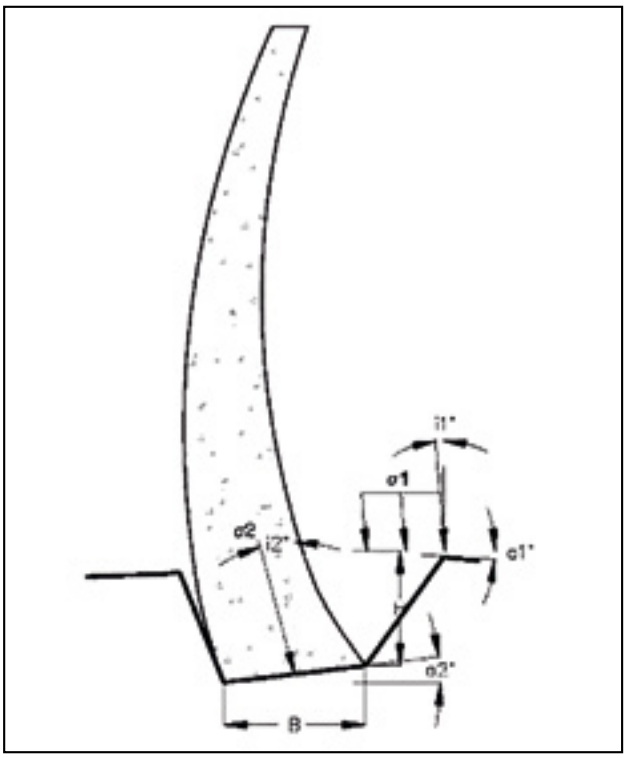


Figura 7. Ejemplo del uso del método de las líneas características al cálculo de la carga de hundimiento de una presa bóveda. Tomado de Baena et al. (2007).

Obviamente, también se pueden utilizar otros criterios, más o menos empíricos, presentes en diferentes normativas o en códigos de buena práctica que, basándose en la experiencia y buen criterio de sus autores, proponen diferentes formulaciones para estimar bien la carga admisible o bien la propia carga de hundimiento. Tales son por ejemplo, en España:

- Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas. 1994. (ROM 05-94). En su apartado 3.5.4.2.2., denominado "Cargas admisibles en suelos cohesivos firmes y rocas".
- Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas. 2005. (ROM 05-05) en su apartado 3.5.4.7., denominado "Carga de hundimiento en suelos cohesivos firmes y rocas".
- Código Técnico de la Edificación. 2006. (CTE). En su apartado 4.3.4., denominado "Presiones verticales admisibles para cimentaciones en roca".
- Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera. 2009. (GCOC)., en su apartado 4.5.3., denominado "Cimentaciones superficiales sobre roca".

O vigentes en otros países de nuestro entorno tecnológico, tales como:

Canadian Foundation Engineering Manual (1985). Canadian Geotechnical Society. CGS. en su apartado 9.2 de la parte 2, denominado "Foundation on sound rock".

Standard Specifications for Highway Bridges (1997). AASHTO. En la sección 4ª Foundations, en su apartado 4.4.8.1.2., denominado "Footings on broken or jointed rock".

Rock Foundations (1996).Technical Engineering and Design Guides as adapted from the US Army Corps of Engineers, en su Nº 16 de la sección III del capítulo 6º, denominado "Bearing Capacity".

Asimismo se dispone de las propuestas en los textos de Kulhawy & Carter (1992) o Zhang & Einstein (1998), que presentan un interés notable y que entre todas ellas ofrecen un panorama variado en cuanto a hipótesis de partida y al empirismo subyacente.

b) BAJO HIPÓTESIS DE ANISOTROPÍA

Particularmente interesante es conocer la influencia de una familia de discontinuidades. Da lugar a un comportamiento claramente anisótropo que ya fue puesto de manifiesto por Uriel (1970) bajo hipótesis de una respuesta en la rotura lineal, del tipo Mohr-Coulomb (figura 8).

Si se introduce como criterio de rotura el desarrollado por Hoek y Brown (1980, 1994 y 2002) incorporando

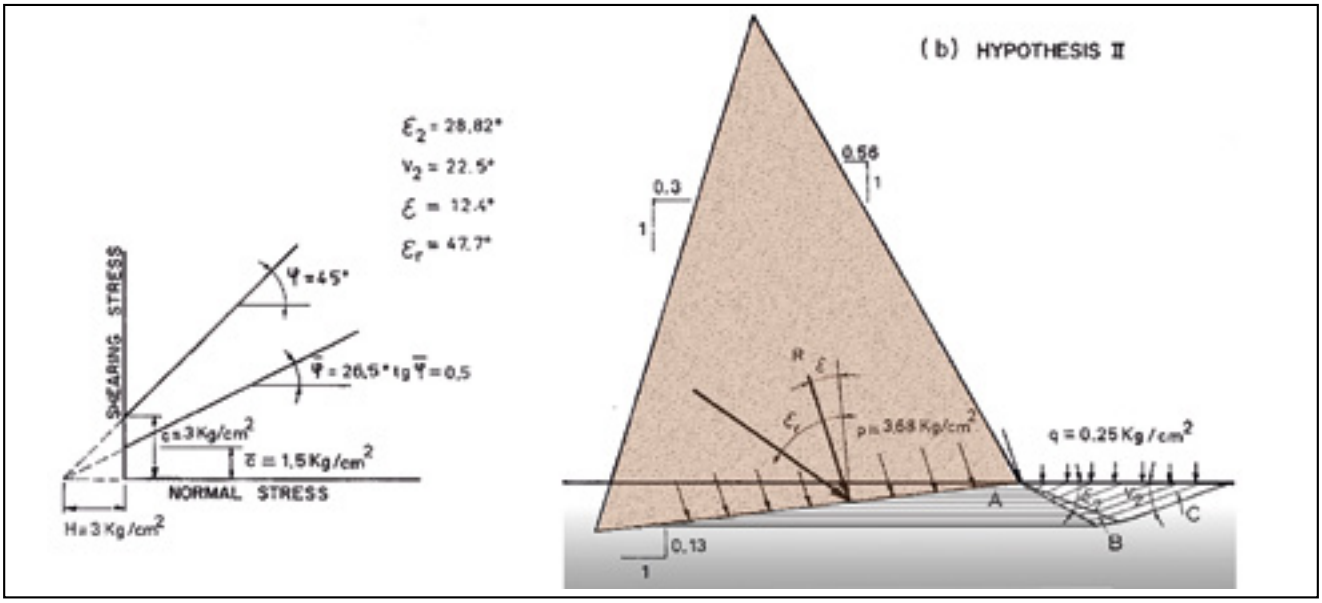


Figura 8. Mecanismo de rotura mixto, por planos de debilidad y por macizo rocoso, bajo hipótesis de Mohr-Coulomb. Tomado de Uriel (1970).

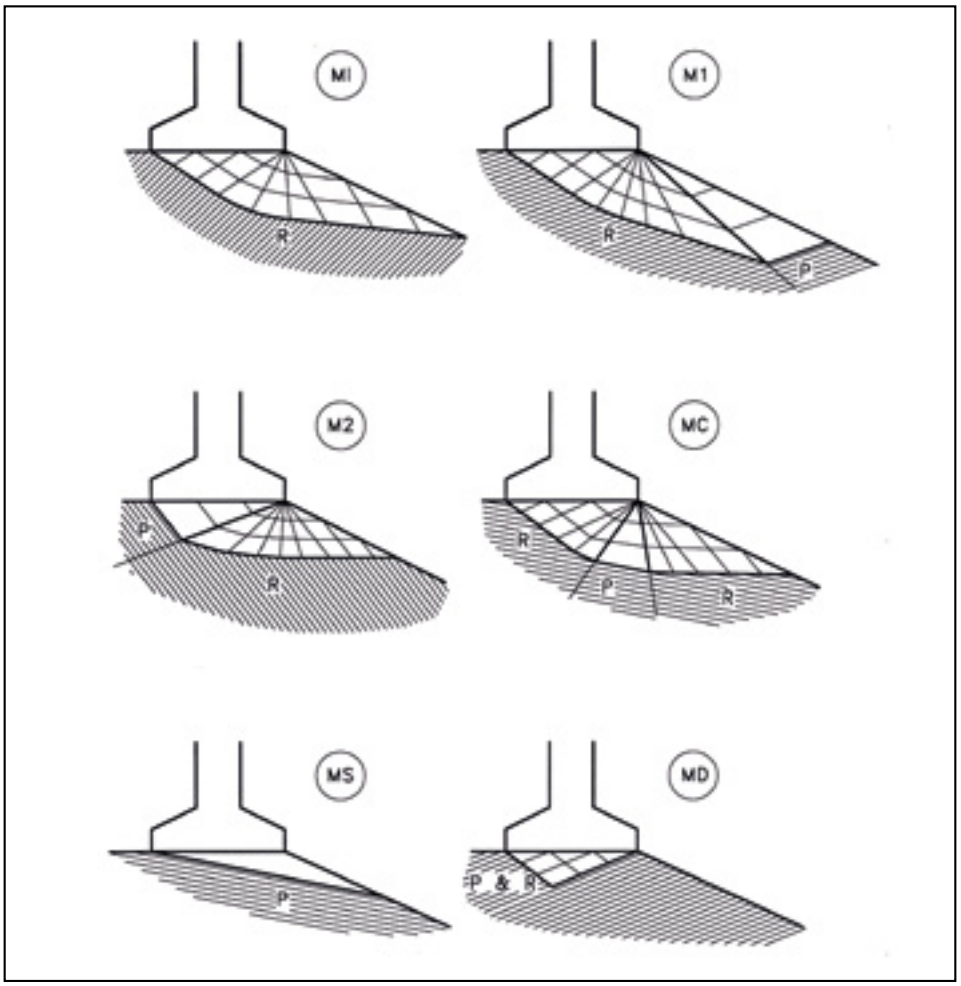


Figura 9. Posibles mecanismos de rotura en un macizo rocoso con una familia de discontinuidades. Tomado de Serrano y Olalla (1998) y Serrano et al. (2016).

la teoría de las líneas características, (Sokolovski, 1965), se pueden calcular los seis diferentes mecanismos que se pueden producir, dependiendo de las condiciones geométricas (fundamentalmente el buzamiento) pero también de las propiedades resistentes del macizo rocoso (tipo de roca, calidad y resistencia a compresión simple de la roca matriz) y de la familia ubicua de discontinuidades (componentes cohesiva, en su caso, y friccional).

Han sido desarrollados tanto con el criterio de rotura de Hoek & Brown original como con el modificado (Serrano y Olalla, 1998; Serrano et al., 2016, figura 9).

6. VALORACIÓN DE LA RESISTENCIA FRENTE AL DESLIZAMIENTO

En el estudio de la cimentación de una presa se deben considerar distintos tipo de fallo a lo largo del cimiento, para poder identificar cual es el modo más desfavorable. Este aspecto suele ser el verdaderamente crítico, dando lugar incluso a distintos posicionamientos institucionales que ofrecen, dependiendo de las hipótesis que se adopten, diferentes recomendaciones y criterios de cálculo (European Club of ICOLD, 2004).

Una limitación es evaluar únicamente el fallo a lo largo del contacto presa cimiento, sin considerar que las singularidades o familias de discontinuidades del macizo rocoso pueden ser mucho más críticas.

Otro problema diferente, pero relacionado con los movimientos del terreno, es el efecto de la presencia de una falla activa. Una consecuencia muy nociva de su incidencia, que condiciona enormemente la tipología de presa, se encuentra en Olalla (2103).

La distribución de las presiones intersticiales, a lo largo del contacto presa cimiento y del propio terreno subyacente, es un aspecto clave que condiciona el resultado enormemente. Son múltiples las hipótesis que se pueden efectuar (presencia de anomalías que rompen la homogeneidad del medio, anisotropía general del macizo rocoso, no funcionamiento del sistema de drenaje, posibilidades de recarga por acuíferos, etcétera) para lo cual resulta muy útil en el pronóstico poder disponer de registros de formaciones geológicas similares o, en general, de patrones de comportamiento de este tipo de estructuras.

En la Confederación Hidrográfica del Ebro se están interpretando de manera sistemática los resultados de la auscultación instalada en los terreno de apoyo de sus presas de fábrica, para poder conocer las leyes de funcionamiento basadas en casos reales (Gómez et al. 2015).

Una integración de los análisis de estabilidad de presas frente al deslizamiento, para tener en cuenta los grandes ángulos de inclinación de las solicitaciones que producen las presas de gravedad sobre el cimiento, es la elaborada por Soriano (1997).

Se van a comentar brevemente, pero de manera específica, cuatro aspectos diferentes y complementarios:

a) Valoración de la resistencia al corte; b) Modelo de resistencia a tracción simple por el macizo rocoso conjugado con una singularidad; c) Presencia de una familia no persistente; y d), la posibilidad de existencia de familias conjugadas (cuñas).

a) VALORACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE

Probablemente represente el aspecto más controvertido. Resulta determinante para poder conocer los márgenes de seguridad con los que cuenta la estructura. Por ello cualquier ensayo a escala real es fuente de sabiduría y constituye un valor irremplazable. En este sentido, son varios y muy interesantes los resultados de los ensayos resistencia al corte efectuados "in situ" en los últimos lustros, sobre probetas de gran tamaño, en España.

Constituyen todos ellos unos ejemplos extrapolables a litoclasas geológicamente similares. A saber:

- En la Presa de Rules, en Granada, se efectuaron ensayos tanto a lo largo de los teóricos planos representativos de las discontinuidades presentes, como a lo largo del propio macizo rocoso que constituye el cimiento de apoyo de la presa (Nevot et al. 1993a).
- En la Presa de Itoiz, en Navarra, se realizaron ensayos para estudiar las juntas de estratificación en probetas de 30·30 cm y también para valorar la resistencia al corte del contacto hormigón roca (Castilla et al. 1993a).
- En la Presa de Arraiz, también en Navarra, se hicieron ensayos de corte en la masa rocosa en tres probetas de 50·50·150 cm y en cinco probetas de 80·50 cm de mortero hormigonado contra la superficie de la roca (Castilla et al. 1993b).
- En la Presa de La Llosa del Caval, en Lérida, se llevaron a cabo ensayos sobre las juntas de los conglomerados y las areniscas, que se contrastaron con los resultados de ensayos de laboratorio (Berga et al. 1993).
- En la presa de Atance, Guadalajara, se ejecutaron varios ensayos a lo largo de uno de los planos de la (teórica) familia de discontinuidades presente (Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, 1997). Se pudo acotar la resistencia al corte de determinados planos de debilidad y compararlo tanto con los resultados de los múltiples y variados ensayos de laboratorio efectuados con muestras inalteradas, como con las teorías más en uso de estimación de resistencia al corte.
- En el contacto presa cimiento rocoso en la presa de Enciso, en la Rioja, (Allende et al. 2012 y 2015), durante la construcción se observaron ocasionales milonitos entre las caras de las juntas de estratificación que, junto con pendientes ligeramente desfavorables de algunos bloques, invitaron también a la realización de estos tipos de pruebas.

Una recopilación de resultados de ensayos de campo, efectuados por instituciones en distintos países, para diferentes materiales y bajo diferentes condiciones, a lo largo del contacto de la estructura con su cimiento como de las propias discontinuidades, se encuentra en Olalla (2013).

Como se afirmaba anteriormente constituye el aspecto verdaderamente crítico, en la medida en la que tanto las solicitaciones como la configuración geométrica de las posibles singularidades, o familias de discontinuidades, son unos aspectos relativamente asequibles de efectuar.

b) MODELO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN SIMPLE POR EL MACIZO ROCOSO CONJUGADO CON UNA SINGULARIDAD

Representa una originalidad teórica, atractiva, susceptible de tenerla en cuenta de manera especial en aquellos casos en los que sea geológicamente posible. Son varios los acercamientos teóricos que se pueden utilizar.

Así, por ejemplo, la Guía Española nº 2.1. "Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas" indica que, debido a las cargas transmitidas al cimiento por la presa, se produce un efecto compresivo en las proximidades del pie aguas arriba de la estructura que, en caso de presas que trasmiten cargas importantes al cimiento, produce un efecto de impermeabilización en la dirección del empuje, creando una especie de pantalla natural que en ocasiones puede ser de una efectividad similar a la propia pantalla de inyecciones (CNEGP, 2003). Con ello se produce un efecto indeseado de incremento de la subpresión sobre la base de la presa y sobre los planos de debilidad presentes en el cimiento (figura 10). Ha sido aplicado y desarrollado con detalle por Cabrera (2015).

c) PRESENCIA DE UNA FAMILIA NO PERSISTENTE

Al igual que en el caso anterior, una posibilidad real es suponer que se producirá una rotura mixta, es decir compleja o conjugada, tanto a lo largo de la superficie de una discontinuidad como a través del propio macizo rocoso (o roca intacta en su caso).

El uso de la formulación paramétrica, rigurosa matemáticamente, del criterio de Hoek y Brown posibilita asignar fielmente la resistencia que posee el macizo rocoso a lo largo del plano de rotura, tanto bajo hipótesis de asociatividad, como en el caso de suponer un ángulo de dilatancia en la rotura diferente al ángulo de resistencia (Serrano y Olalla, 1994; Serrano et al. 2000).

En el modelo desarrollado por Cabrera (2015) y Cabrera et al (2015) se contrastan los resultados obtenidos con códigos bien conocidos y se evalúa la importancia de la no asociatividad. Asimismo se utiliza el criterio no lineal de estimación de la resistencia al corte de las juntas propuesto inicialmente por Barton y Chouvey (1977). Permite, al menos teóricamente, de manera análoga, introducir en la formulación criterios de rotura de las discontinuidades más complejos (Serrano et. al. 2014; Galindo et al. 2014).

Se puede incorporar el efecto de la presencia de una grieta de alcance limitado en el paramento de aguas arriba, producida como consecuencia de las fuertes solicitaciones horizontales que actúan y por la debilidad del hormigón para soportar estados tensionales a tracción, en alguna de sus direcciones (figura 11).

En la medida en la que se puede introducir este modelo en una simple hoja de cálculo, posibilita no solo el estudio paramétrico para conocer la influencia en los resultados de los distintos parámetros implicados, (por ejemplo la

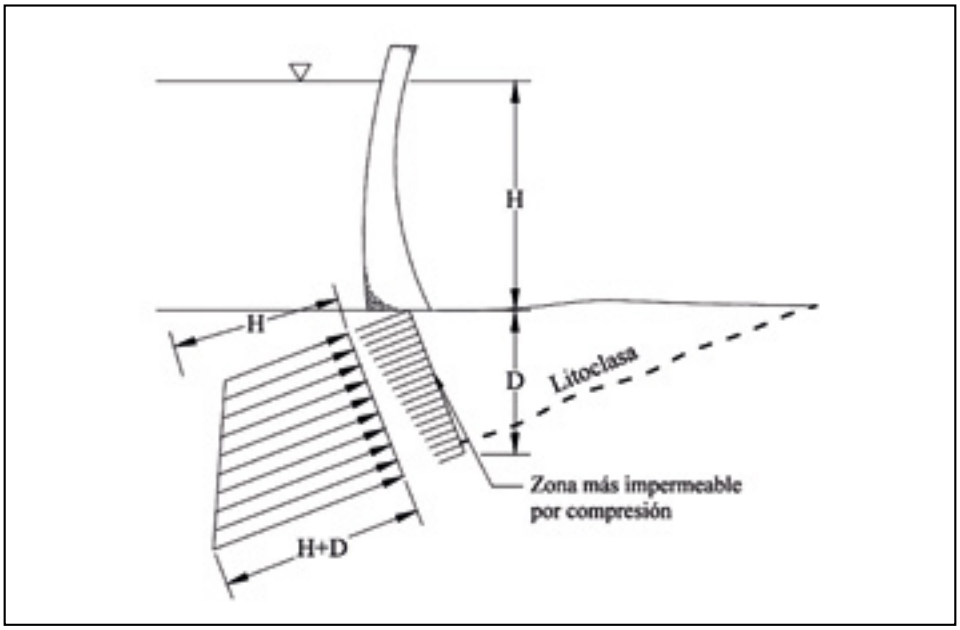


Figura 10. Mecanismo de rotura supuesto. Tomado de Guía Española de Seguridad de Presas nº 2.1 (CNEGP, 2003).

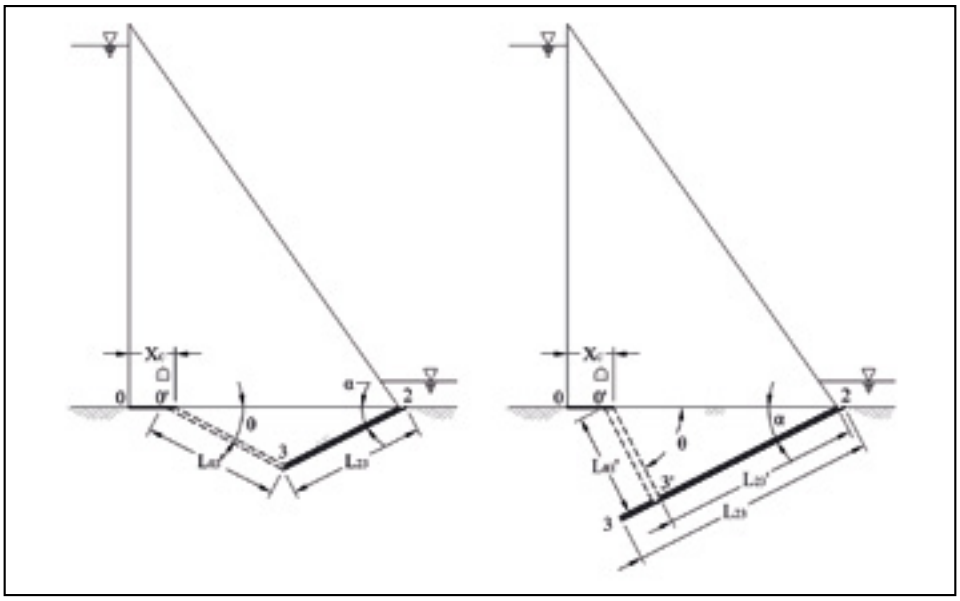


Figura 11. Mecanismos de rotura supuestos, con grieta en el cimiento. Tomado de Cabrera (2015).

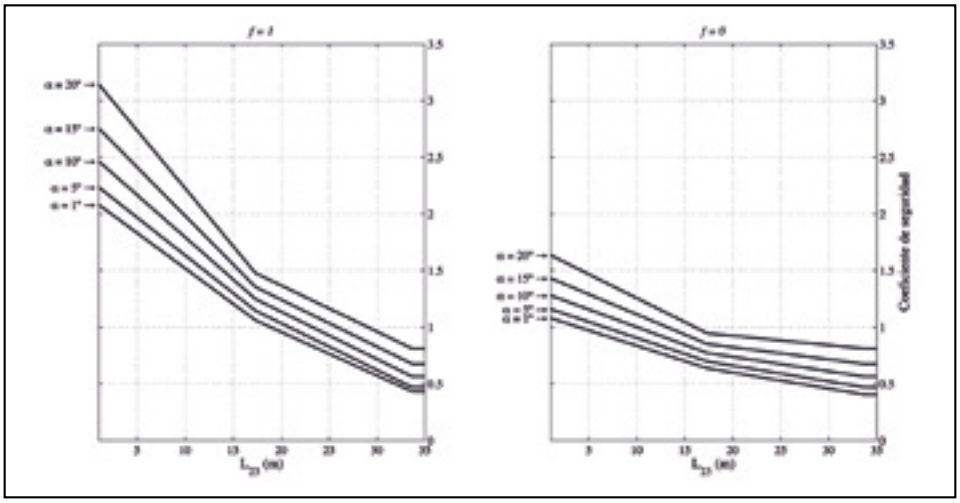


Figura 12. Influencia de la longitud de la discontinuidad (L) bajo hipótesis de dilatancia asociada (f=1) y nula (f=0) para distintos ángulos de inclinación de la misma. Tomado de Cabrera (2015).

persistencia es siempre un dato de difícil estimación que merece ser analizado), o de la propia asociatividad, sino también para la realización de estudios de riesgos, en términos probabilísticos, que pueden exigir miles de cálculos (figura 12).

d) LA POSIBILIDAD DE EXISTENCIA DE FAMILIAS CONJUGADAS (CUÑAS)

Esta alternativa ha sido analizada y desarrollada en profundidad en el Departamento de Ingeniería del Terreno de la ETSICCP, de la UPC (figura 13).

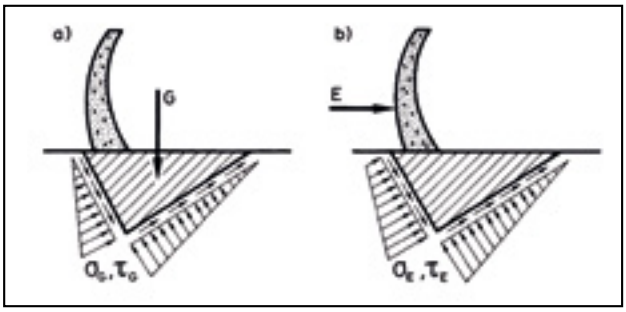


Figura 13. Cargas y tensiones debidas a) al peso propio y b) al efecto del agua, sobre una cuña potencial mente inestable. Hipótesis básicas. Tomado de Alonso et al. (1993).

Ha dado lugar a múltiples comunicaciones a congresos y se ha publicado también, total o parcialmente, en diferentes revistas especializadas tanto en métodos numéricos como en aspectos geotécnicos (Alonso et al. 1993; Alonso et al. 1995).

Elaboran un procedimiento para que, basándose en los resultados de los cálculos de elementos finitos en tres dimensiones, se puedan determinar los coeficientes de seguridad frente al deslizamiento de cuñas en rocas presentes en los estribos de presas bóveda, potencialmente inestables. Se definen dos alternativas diferentes respecto del coeficiente de seguridad; en el primer caso mayorando las cargas actuantes sobre la estructura y su cimiento y en el segundo caso minorando los parámetros que definen la resistencia al corte de las discontinuidades.

Este procedimiento se aplica en particular y a modo de ejemplo a la cuantificación de la seguridad de la Presa de Canelles (bóveda de 151 m de altura), resaltándose la conveniencia de los dos tipos de coeficientes de seguridad para una mejor compresión de los mecanismos de comportamiento de la interacción estructura cimiento. Ambos son conceptualmente distintos pero la información que proporcionan es complementaria.

7. DEFORMABILIDAD

Representa otro de los aspectos fundamentales a conocer. Es un aspecto complementario al correspondiente al de la resistencia y su valoración y cuantificación afecta directamente tanto al tipo de presa como al diseño (forma) de la estructura elegida.

Suele ser complejo y costoso de acotar, siendo hoy en día práctica habitual efectuar estimaciones de parámetros en base a alguna de las múltiple correlaciones que existen, en este aspecto, para contrastarlas con los resultados de campañas que determinan la relación tensión deformación, en base a ensayos dilatométricos o presiométricos, en el interior de los sondeos, o en base a ensayos a gran escala como las placas de carga, o los gatos planos.

En los últimos lustros, también se han hecho ensayos "in situ", más allá de los extendidos ensayos presiométricos, que con carácter cuasi general se llevan a cabo hoy en día para el estudio de la deformabilidad de los macizos rocosos.

Por ejemplo en la Presa de Rules, se hicieron tres ensayos en cámara excavada en galería, en varias direcciones (al hilo de las capas horizontal y vertical), con diferentes ciclos. La carga se aplicó mediante gatos planos cuadrados de 120·120 cm, con un orifico central de 30·30 cm (Nevot et al. 1993b).

En la Presa de La Llosa del Caval, en Lérida, una vez más, se hicieron ensayos de carga sobre placa en galerías, que se contrastaron con los ensayos presiométricos efectuados en el interior de los sondeos (Berga et al. 1993).

Desde el punto de vista teórico, de contemplar la deformabilidad como un factor de diseño, en la Tesis Doctoral de Zeballos (1992) se analiza la influencia de la deformabilidad del cimiento en los estados tensodeformacionales del cuerpo de las presas, constatándose su importancia en la concepción de la estructura. Para valorar la calidad de las cerradas empleadas como emplazamientos de presas de fábrica, se define un parámetro integrador de varios aspectos; la "Esbeltez Geotécnica", (λg), ($\lambda g = S2 / V \cdot H$, siendo S = Sección desarrollada; V = volumen y H = altura), con la intención de señalar los límites de validez.

Zeballos y Soriano (1993) teniendo en cuenta que la deformabilidad de la cerrada condiciona notablemente la geometría de la solución estructural que se vaya a dar a la presa, proponen el uso conjugado de los parámetros adimensionales "Esbeltez Geométrica" y la relación modular "r" (igual al cociente entre el módulo de deformación del hormigón / módulo de deformación del cimiento).Vendrían a representar los efectos de la forma de la cerrada en la solución estructural que se adopte, teniendo en cuenta las solicitaciones que se transmiten al cimiento y la propia deformabilidad del mismo.

Con otros objetivos, (pensado fundamentalmente para el diseño de túneles), pero con la misma finalidad de conocer la deformabilidad del macizo rocoso, es muy interesante el trabajo de recopilación y actualización de valores del módulo de elasticidad equivalente, efectuado por Galera et al. (2007). Supone una revisión de las clásicas fórmulas de Serafim, Bieniawski, etc. mejorándose notablemente el ajuste entre los datos reales manejados y la correspondiente expresión matemática, a saber (figura 14):

$Em\ (GPa) = 0.0876 \cdot RMR$ para $RMR \leq 50$

$Em\ (GPa) = 0.0876 \cdot RMR + 1.056(RMR-50) + 0.015(RMR-50)$ para $RMR > 50$

8. IMPERMEABILIDAD

Resulta fácil comprender que no existen macizos rocosos teóricamente impermeables. Sí existen macizos cuya permeabilidad total, a los efectos prácticos resulta aceptable. Es decir, son medios en los que las pérdidas son admisibles, y en su caso, si no lo fueran, son susceptibles de

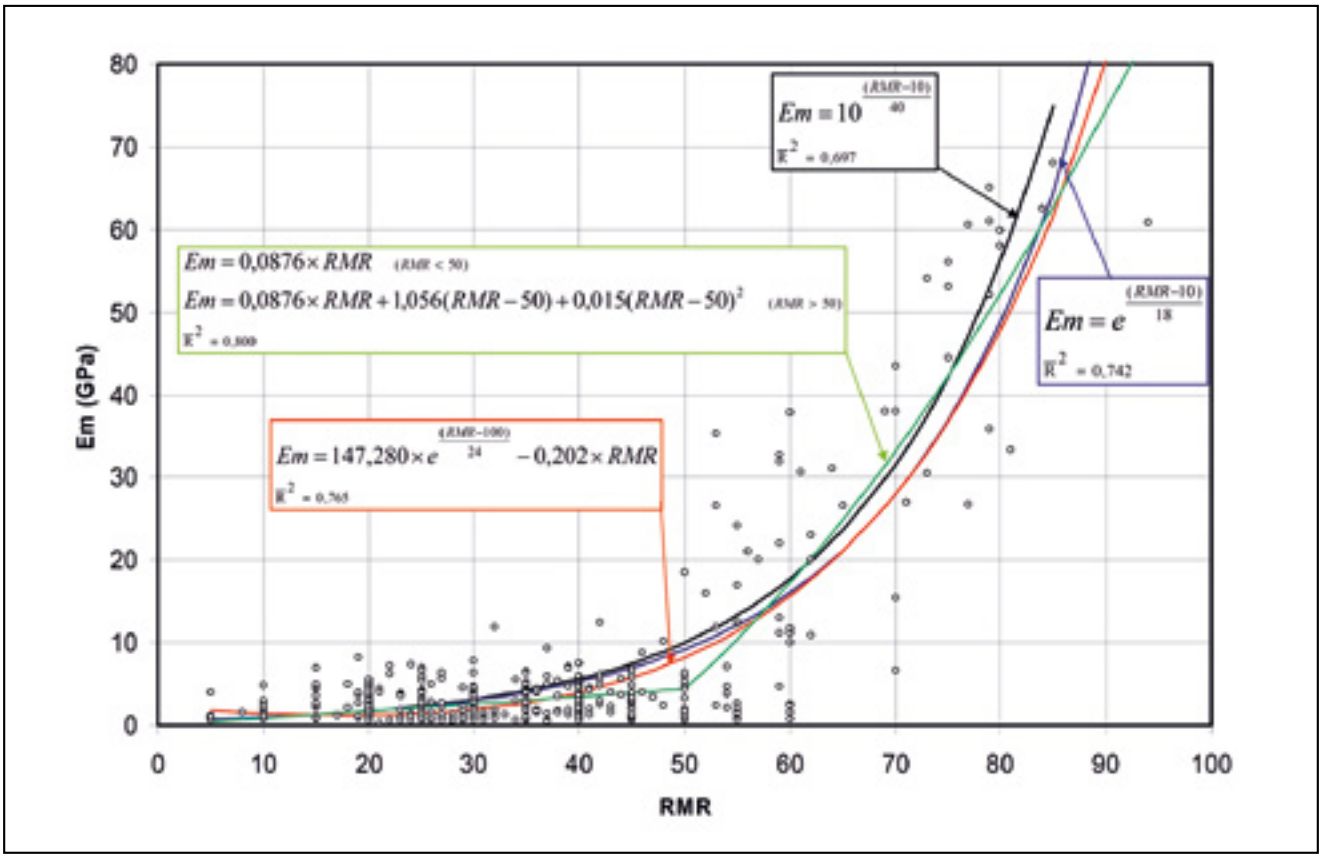


Figura 14. Relación entre el índice RMR y el módulo de deformación del macizo rocoso. Tomado de Galera et al. (2007).

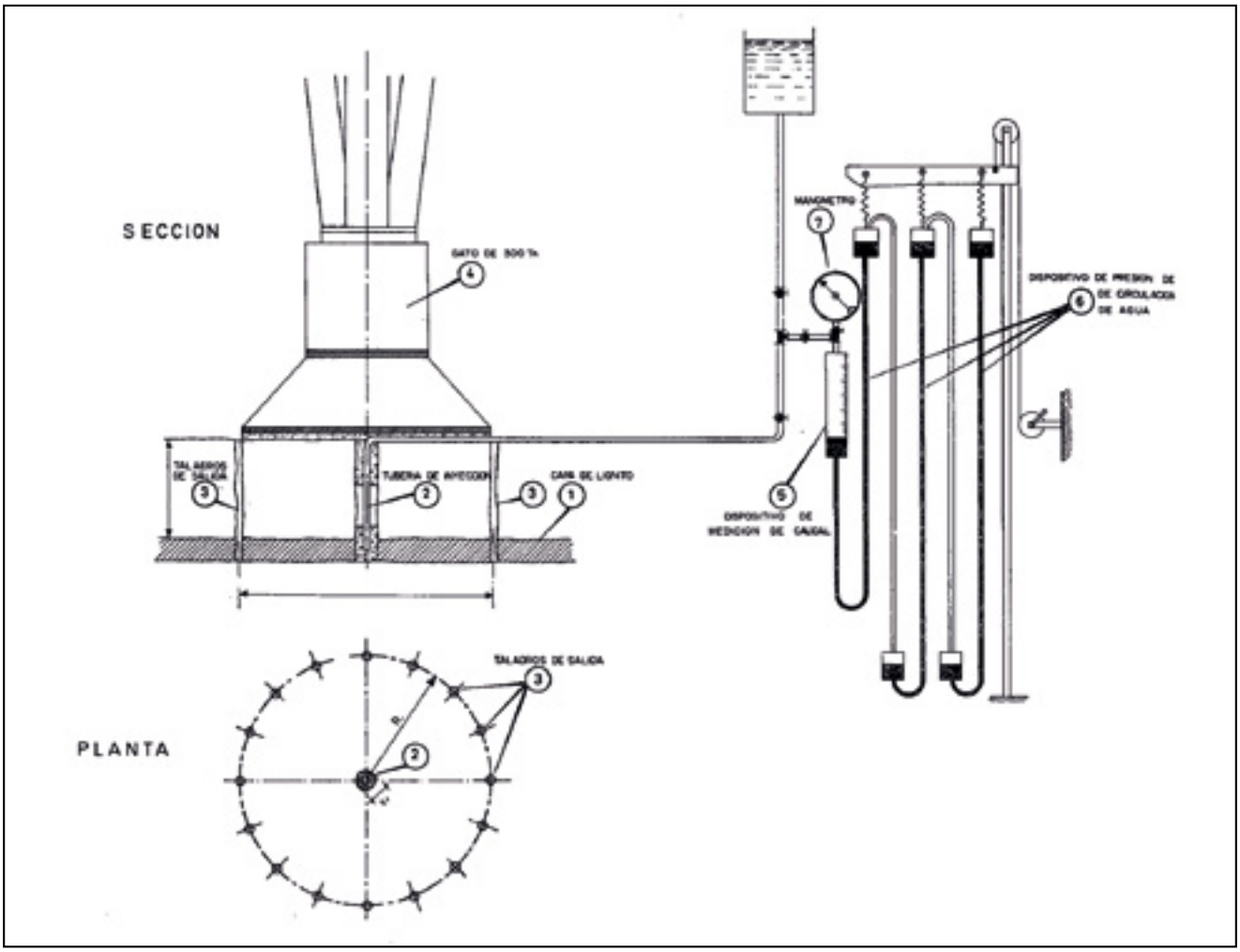


Figura 15. Esquema de un ensayo de permeabilidad in situ. Presa de Mequinenza. España. (Tomado de la Uriel, 1964).

mejora por corrección de sus características hidráulicas. Es bien conocido, por otro lado, que la permeabilidad en un macizo rocoso se produce tanto a través de la roca matriz, como a través de las discontinuidades que presente.

En este aspecto, quizás lo más relevante sean las grandes actuaciones, llevadas a cabo por las empresas españolas especializadas en tratamientos del terreno, para incrementar la impermeabilidad del cimiento, bien mediante inyecciones o bien mediante pantallas continuas.

Así, por ejemplo, cabe citar la pantalla plástica ejecutada mediante hidrofresa, atravesándose suelos y una roca blanda, alcanzándose los 70 m de profundidad y con una superficie de la misma de 11.500 m^2 (Prieto, L. 2014).

Desde el punto de vista de reconocimiento, cabe reseñar los ensayos in situ, efectuados en su día para determinar la permeabilidad del macizo en el emplazamiento de la presa, a gran escala (Uriel, s., 1964, figura 15). Representan, una vez más, un hito ejemplar por las dimensiones implicadas y por los medios puestos a disposición de la investigación. No tenemos constancia que se haya repetido este tipo de pruebas, ni que, más allá de los ensayos que se efectúan en el interior de los sondeos, se hayan realizado pruebas similares.

9. CONSIDERACIONES FINALES

De la lectura de las páginas precedentes, puede apreciarse que la actividad de los profesionales españoles vinculados con el ejercicio de la profesión en el ámbito de la Mecánica de Rocas y su aplicación a la cimentación de grandes obras hidráulicas, en particular de presas, ha gozado desde su principio de muy buena salud.

Tanto respecto a los ensayos in situ, implicando en general a grandes dimensiones y a sofisticados medios y actuaciones, como en el dominio de los modelos teóricos y de las aplicaciones numéricas, las aportaciones han sido muy relevantes; No puede ser de otra manera, el enorme y exitoso desarrollo de infraestructuras hidráulicas, llevado a cabo en toda la geografía peninsular e insular, ha podido dar buena cuenta de ello. Es un motivo de gratitud hacia nuestros antepasados y una satisfacción para todos nosotros.

10. BIBLIOGRAFÍA

Alonso, E., Carol, I., Gens, A., Prat, P., y Herrero, E. (1993). Mecanismos tridimensionales de rotura en estribos de presas bóveda. Estudio de la seguridad. *IV Jornadas de Presas. CNEGP-SPANCOLD. 4-5 Mayo, Murcia (España)*, pp. 213-229.

Alonso, E., Carol, I., Gens, A., y Prat, P. (1995). *Metodología para el análisis de la seguridad de Presas y su macizo de cimentación*. Monografía correspondiente al Premio José Torán 1994. Madrid (España): CNEGP-SPANCOLD.

Allende, M., Blas, C., Soriano Martínez A., y Soriano Peña, A. (2015). Presa de Enciso: Ensayo de Resistencia al Corte "in situ" del cimiento. *X Jornadas Españolas de Presas. Comité Español de Grandes Presas. Sevilla (España)*.

Allende, M., Cruz, D., Soriano Martínez A., Andrino, A., y Chulia, D. (2012). Presa de Enciso: Condicionantes geológico y geotécnicos del cimiento. Tratamiento de consolidación. *6th Int. Symposium on Roller Compacted Concrete Dams. Zaragoza (Spain)*.

American Association of State Highway and Transportation Officials Headquarters (AASHTO) (1997). *Standard Specifications for Highway Bridges*. Atlanta, GA (EE UU): AASHTO.

Baena, C. M., Granell C., y Olalla C. (2014). Application of the Hoek & Brown (1980) failure criterion to the definition of the foundation of an arch dam. *Proceedings of the International Congress on Rock Mechanics. Eurock. May, Vigo (Spain)*.

Barton, N.R., y Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*. 10 (1-2), pp. 1-54.

Berga, L., Moro, J. M., Claramunt, A., Bernal, A., y Costa, M. (1993). La Presa de la Llosa del Caval: proyecto y ejecución de la cimentación". *IV Jornadas de Presas. CNEGP SPANCOLD. 4-5 Mayo, Murcia (España)*.

Brinch Hansen, Jorgen (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. Copenhagen: Danish Geotechnical Institute, Bulletin Nº 28, pp. 5-11.

Cabrera, M. (2015). Evaluación de la seguridad al deslizamiento de una presa de Fábrica en un cimiento con una familia de discontinuidades y con un criterio de rotura con ley de fluencia no asociada. Tesis Doctoral. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Disponible en http://oa.upm.es/37257/1/Miriam_Cabrera_Carpio.pdf

Cabrera, M., Senent, S., Olalla, C., y Jiménez, R. (2015). Sliding stability analysis of a gravity dam founded on a rock mass with an impersistent joint set. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 52, pp 1-17.

Canadian Geotechnical Society (1985). *Canadian Foundation Engineering Manual*. Richmond, BC (Canadá): CGS.

Castilla, J., Araoz, A., del Campo, F., Portillo, E., y Bernal, A. (1993). Ensayos de corte in situ en la cimentación de la Presa de Itoiz. *IV Jornadas de Presas. CNEGP-SPANCOLD. 4-5 Mayo, pp. 17-32. Murcia (España)*.

Castilla, J., Rodríguez Ibáñez, F., Bernal, A., Bolinaga, F., y Héctor, B. (1993). Ensayos in situ de Mecánica de Rocas en la cimentación de la Presa de Arraiz. *IV Jornadas de Presas. CNEGP SPANCOLD. 4-5 Mayo, Murcia (España)*.

Comité Nacional Español de Grandes Presas (2003). *Guía Técnica de Seguridad Nº 2. Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas*. Madrid (España): SPANCOLD.

Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento. (2009). *Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera*. Madrid (España): Mº de Fomento.

European Club of ICOLD (2004). *Sliding Safety of existing gravity dams-Final Report*. European Working Group.

Galera, J. M., Álvarez, M., y Bieniawski, Z. T. (2007). Evaluation of the deformation modulus of rock masses using RMR. Comparison with dilatometer tests. *Proceedings of the ISRM International Workshop. Underground Works under Special Conditions*. Romana, Perucho y Olalla (eds.), Taylor and Francis. Madrid (Spain).

Galindo, R., Serrano, A., y Olalla, C. (2014). Characterization of the rock joints by fractal analysis. *Proceedings of the International Congress on Rock Mechanics. Eurock. May, Vigo (Spain)*.

Galindo, R., Serrano, A., y Olalla, C. (2017). Ultimate Bearing Capacity of rock masses based on Modified Mohr-Coulomb strength criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Accepted for publication.

Gómez, R., de la Fuente, R., y Lanau, S. (2015). Estudio de la subpresión en la pesas de la Confederación Hidrográfica del Ebro. *X Jornadas de Presas. CNEGP-SPANCOLD. 18-20 Febrero, Sevilla (España)*.

Hoek, E., y Brown, E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Proc. ASCE I. Geotech. Engng. Div. 106*.

Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses, *ISRM News J*, 2(2), pp. 4-16.

Hoek, E., Carranza-Torres C., y Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion–2002 Edition. *Proc. NARMSTAC Conference, Toronto*. Vol. 1, pp. 267-273.

Jiménez Salas, J.A., y Uriel, S. (1964). Some recent rock mechanics testing in Spain. *VIII International Congress on Large Dams. Q28 R53. Edinburgh. United Kingdom*.

Jiménez Salas, J. A., de Justo, J. L., y Serrano, A. (1981). *Geotecnia y Cimientos II. Mecánica del Suelo y de las Rocas*. Editorial Rueda. Madrid (España): Editorial Rueda.

Kulhawy, H., y Carter, P. (1992). Analysis of Laterally Loaded Shafts in Rock. *J. Geotechnical. Engineering*., 119 (12), pp. 2015–2018.

Laboratorio de Geotecnia, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) (1997). *Seguimiento del comportamiento de la cimentación y de los materiales de diques en presas seleccionadas*. Madrid (España): Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas.

Ministerio de Vivienda (2006). *Código Técnico de la Edificación de España* (CTE). Madrid (España): Mº de Vivienda.

Nevot, A., Simic, D., Bernal, A., Capote, A., y López de Alada F. J. (1993). La cimentación de la Presa de Rules en el Río Guadalfeo (Granada). *IV Jornadas Técnicas de Presas, pp. 1-15. CNEGP SPANCOLD. Murcia (España)*.

Nevot, A., Costa, M., Portillo, E., y Bernal, A. (1993). Ensayos in situ de deformabilidad y de resistencia del macizo rocoso den la cimentación de la Presa de Rules. *IV Jornadas Técnicas de Presas. pp. 47 -62. CNEGP SPANCOLD. Murcia (España)*.

Olalla, C. (2014). Study of the behaviour of concrete face rockfill dams founded on active faults. *International Journal on Hydropower and Dams*. Vol. 21, Nº 1.

Olalla, C. (2013). Cimentación de presas; Resistencia, cargas de hundimiento y de deslizamiento. *Jornada Técnica de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas. Abril, Madrid. (España)*.

Prieto, L. (2014). Pantalla plástica en la Presa de Alhucemas (Marruecos). *Jornada Técnica: actuaciones geotécnicas en obras hidráulicas. AETESS SEMSIG. Marzo, Madrid*.

Puertos del Estado (1994). *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas*. ROM 05-94. Madrid (España): Ministerio de Fomento.

Puertos del Estado (2005). *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas*. ROM 05-05. Madrid (España): Ministerio de Fomento.

Romana, M. (2003). DMR, a new geomechanics classification for use in dams foundations, adapted from RMR. *4th International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams. Madrid (Spain)*.

Serrano, A., y Olalla, C. (1994). Ultimate bearing capacity of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol. 31, Nº 2, pp. 93-106.

Serrano, A., y Olalla, C. (1996). Allowable bearing capacity in rock foundations based on a non linear criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol. 33, Nº 4, pp. 327-345.

Serrano, A., y Olalla, C. (1998). Ultimate Bearing Capacity of an Anisotropic Rock Mass, Part I: Basic Modes of Failure. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*. Vol. 35, Nº 3, pp. 301-324.

Serrano, A., y Olalla, C. (2007). Bearing capacity of Shallow and Deep Foundations in Rock with the Hoek and Brown Failure Criterion. *Plenary Session P3 Keynote Lecture T3. 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics. Vol. 3, pp. 1379-1392. Lisbon, Portugal*. Ribeiro e Sousa, Olalla & Grossmann (eds.). London: Taylor & Francis Group.

Serrano, A., Olalla, C., y Galindo, R. (2014). Micromechanical basis for shear strength of rock discontinuities. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol. 51. September.

Serrano, A., Olalla, C., y Galindo, R.A. (2016). Ultimate bearing capacity of an anisotropic discontinuous rock mass based on the modified Hoek Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol. 83, pp. 26–40.

Serrano, A., Olalla, C., y González, J. (2000). Ultimate Bearing Capacity of Rock Masses based on the modified Hoek and Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol. 37, pp. 1013-1018.

Sing, M., y Suingh, B. (2012). Modified Mohr–Coulomb criterion for non-linear triaxial and polyaxial strength of jointed rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*. Vol. 51, pp. 43–52.

Sokolovski, V.V. (1965). *Statics of granular media*. London: Pergamon Press.

Soriano, A. (1997).Shallow foundations of retaining structures on weak rocks. *Proc of the XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Hamburg. September*.

Uriel, S. (1964). La Geotecnia aplicada a las grandes presas. *Revista de Obras Públicas*. Nº 112, Tomo I., pp. 493-510.

Uriel, S. (1970). Métodos de cálculo de la estabilidad de presas de fábrica. Coeficiente de seguridad. *Revista de Obras Públicas*. Nº 117, Tomo I., pp. 391-400.

U.S. Army Corps of Engineers (1996). *Rock Foundations*. Technical Engineering and Design Guides, Nº 16. New York: ASCE.

Zeballos, M. (1992). Comportamiento y caracterización de macizos rocosos de alta deformabilidad empleados como cimientos de presas de fábrica. Tesis Doctoral. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

Zeballos, M., y Soriano, A. (1993). Deformabilidad del cimiento de presas de fábrica". *IV Jornadas de Presas. CNEGP-SPANCOLD. 4-5 Mayo, Murcia (España)*.

Zhang, L., y Einstein, H. (1998). End Bearing Capacity of Drilled Shafts in Rock". *J. Geotechnical Geoenvironmental. Eng.*, 124(7), pp. 574–584.

Simulación de ensayos triaxiales de granito mediante el código PFC
Numerical Simulation of Triaxial Tests on Granite with PFC3D Code

Uxía Castro Filgueira[1*], Leandro R. Alejano[2], Diego Mas Ivars[3], Javier Arzúa[4]

Resumen

Uno de los problemas más relevantes en la mecánica de rocas es determinar el comportamiento tenso-deformacional completo de las rocas tanto a escala de laboratorio como de obra. Mientras que hay algunos procedimientos estándar sugeridos para calcular los parámetros elásticos y del criterio de pico a partir de los datos de laboratorio, el comportamiento post-rotura es objeto de investigación al objeto de definir de manera apropiada el marco teórico y los parámetros necesarios para representarlo de manera suficientemente aproximada. Arzúa & Alejano (2013) llevaron a cabo un exhaustivo programa de laboratorio para estudiar el comportamiento tenso-deformacional completo de muestras intactas de granito *Blanco Mera*. Estos resultados se han usado en este estudio para ajustar los parámetros micro-mecánicos en el *Bonded-Particle Model de PFC* para intentar reproducir el comportamiento observado en el laboratorio. Primero, se ha intentado realizar con el modelo *parallel-bond* definido en Potyondy & Cundall (2004) pero se han encontrado dificultades para reproducir la respuesta friccional real de la muestra de roca. Para superar estos problemas, se ha utilizado el denominado modelo *flat-joint* definido por Potyondy (2012) para simular los ensayos, mejorando la exactitud de las simulaciones y permitiendo representar en forma razonablemente aproximada las principales tendencias del comportamiento post-rotura.

Palabras clave: comportamiento tenso-deformacional, simulación numérica, *Particle Flow Code, parallel-bond, flat-joint.*

Abstract

One of the most relevant problems in rock mechanics is to determine the complete stress-strain behavior of rocks in both laboratory and field scale. Whereas there are some suggested standard procedures to compute elastic and peak criterion parameters starting from laboratory data, post-failure behavior is still under research in order to appropriately define theoretical frameworks and parameters to represent this behavior. Arzúa & Alejano (2013) carried out a comprehensive laboratory program to study the complete stress-strain behavior of intact samples of Blanco Mera *granite. We use these results to fit micro-mechanical parameters in the bonded-particle model to try to recover the observed laboratory behavior. First, we have tried with the parallel-bond model defined in Potyondy & Cundall (2004), but we have found difficult to recover the actual frictional response of rock sample. To overcome these difficulties the flat-joint model defined by Potyondy (2012) was then used for modeling and the results obtained improve the quality of the simulations, which are also able to reproduce the main post-failure behavioral trends.*

Keywords: *Stress-strain behaviour, numerical simulation, Particle Flow Code, parallel-bond, flat-joint.*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Durante años, muchos autores centraron sus trabajos en estudiar el comportamiento de las rocas y los macizos rocosos hasta la resistencia de pico. Sin embargo, durante las últimas décadas, se ha comenzado a trabajar en intentar comprender como los macizos rocosos se comportan tras la rotura, es decir, después de que se sobrepase la resistencia de pico.

Este comportamiento post-pico es relevante para poder comprender algunos de los problemas más desafiantes de la mecánica de rocas, como el comportamiento en los procesos de hundimiento en minería masiva, la evolución de los macizos fracturados en condiciones cambiantes de tensión o el comportamiento a largo plazo de depósitos de residuos nucleares.

El comportamiento post-rotura de una roca incluye la transición desde la resistencia de pico a la residual, que lleva consigo una deformación volumétrica variable. Hoek & Brown (1997) propusieron, basándose en su experiencia en ingeniería y en el análisis numérico de una variedad de casos reales, tres tipos básicos de comportamiento post-rotura para macizos rocoso (fig. 1). Las tendencias generales en post-rotura tienden a clasificarse en: comportamiento elasto-frágil asociado a los macizos rocosos de buena calidad (GSI>70), comportamiento elasto-plástico perfecto relacionado con los macizos rocosos de baja calidad (GSI<30), y comportamiento elasto-plástico con reblandecimiento para los casos de macizos rocosos que demuestran una calidad geotécnica media (valores de GSI entre 30 y 60).

En el laboratorio *John P. Harrison de Mecánica de Rocas* de la Escuela de Ingeniería de Minas de la Universidad de Vigo, se ha estudiado mediante ensayos de compresión el comportamiento tenso-deformacional del granito Blanco

* Autora de contacto: ucastro@uvigo.es

[1] Ingeniera de minas (Universidad de Vigo).

[2] Ingeniero de minas. Doctor por la Universidad Politécnica de Madrid.

[3] Ingeniero de minas. Doctor en Ingeniería Geológica por la KTH Royal Institute of Technology (Suecia).

[4] Ingeniero de Minas. Doctor por la Universidad de Vigo.

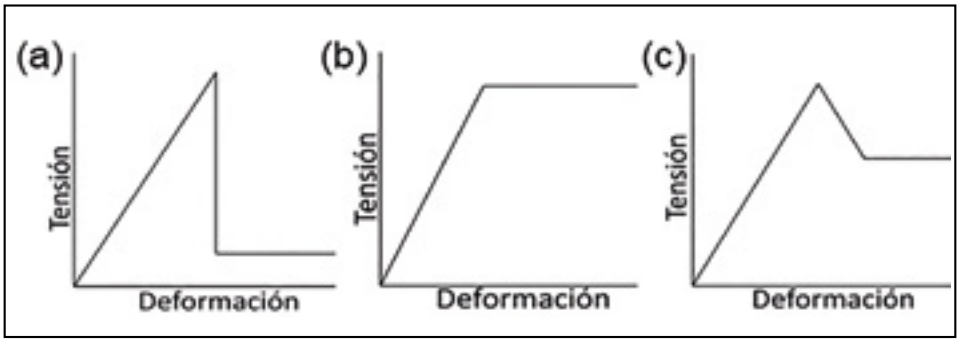


Figura 1. Comportamientos post-rotura sugeridos: (a) comportamiento elasto-frágil, (b) comportamiento elasto-plástico perfecto, (c) comportamiento elasto-plástico con reblandecimiento. De acuerdo con Hoek & Brown (1997).

Mera, con particular énfasis en la fase de post-rotura (Arzúa & Alejano 2013, Arzúa et al. 2013).

En el presente estudio, se ha intentado simular el comportamiento mecánico de este granito mediante el código PFC (*Particle Flow Code*) de la compañía Itasca (Itasca 2014). Anteriormente se realizaron pruebas mediante modelos continuos, tales como FLAC (Arzúa et al. 2013), que han mostrado resultados razonablemente ajustados, aunque también se han observado algunos problemas. El primer paso es simular el comportamiento de probetas intactas, con el objetivo de ajustar las diferentes micro-propiedades que definen el comportamiento macroscópico del granito, lo cual es el principal objetivo de esta investigación.

1.2. Granito Blanco Mera

El granito Blanco Mera es una roca dura originaria de Galicia y ampliamente usada como material de construcción y ornamental que muestra un color blanco brillante y una textura de grano grueso con granos en un rango de 1 a 6 mm (fig. 2). Presenta una resistencia a compresión simple media de en torno a 110 MPa.

Antes de comenzar las simulaciones, es preciso conocer las macro-propiedades del granito Blanco Mera, las cuales se han obtenido a partir de los precitados ensayos de laboratorio (Arzúa & Alejano 2013). La tabla 1 muestra las macro-propiedades medias en términos de parámetros elásticos (módulo de Young y coeficiente de Poisson) y resistencias de pico y residual para dos presiones de confinamiento (2 y 10 MPa), obtenidas a partir de los ensayos de laboratorio y usadas para calibrar el modelo PFC objeto de este estudio.

Tabla 1. Macro-propiedades del granito Blanco Mera (Arzúa & Alejano 2013)

Propiedad	σ_3=2 MPa	σ_3=10 MPa
E [GPa]	43.075	45.515
ν	0.1675	0.1725
σ_{peak} [MPa]	180.18	265.88
$\sigma_{residual}$ [MPa]	36.5	91.75
σ_t [MPa]	2.58 (σ_3=0 MPa)	

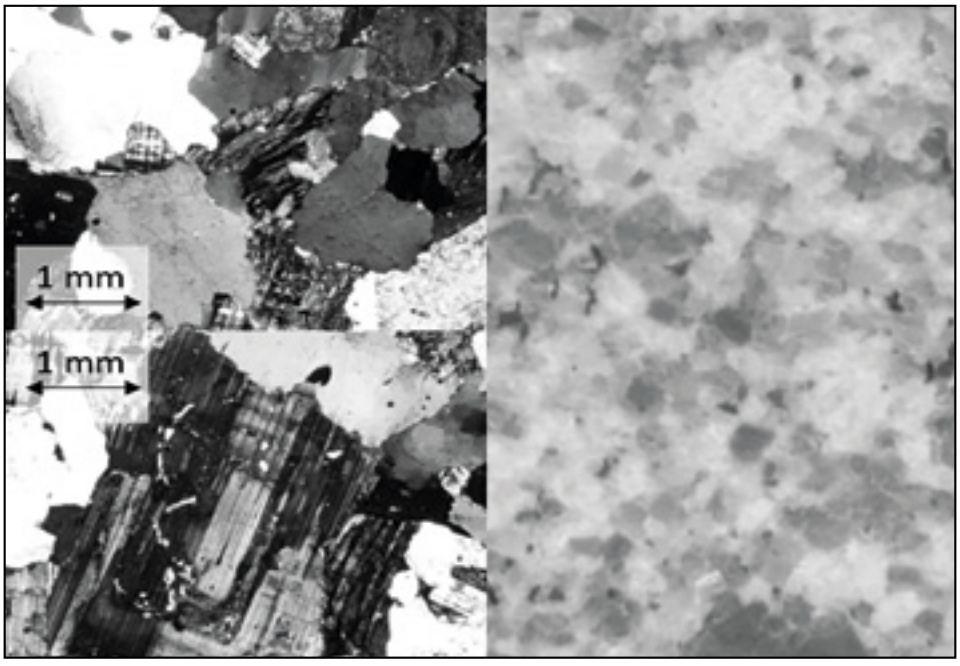


Figura 2. Micrografías de una lámina delgada y una muestra del granito Blanco Mera.

2. EL *BONDED-PARTICLE MODEL*

2.1. Introducción

Potyondy & Cundall (2004) argumentan que una roca se comporta como un material granular cementado con granos de formas complejas, en el cual, tanto los granos como el cemento son deformables y el cemento puede romper, y que un modelo conceptual puede, en principio, explicar todos los aspectos del comportamiento mecánico. Teniendo esto en mente, los autores definen el *bonded-particle model* (BPM) para rocas como un modelo que consiste en un empaquetamiento denso de partículas de tamaño no uniforme circulares (2D) o esféricas (3D) que se encuentran unidas en sus puntos de contacto y cuyo comportamiento mecánico puede ser simulado mediante el programa de elementos discretos PFC (*Particle Flow Code*).

Los modelos de las probetas de granito se crean usando el BPM como material base. Las probetas se crean en un recipiente material, donde los granos son *balls* o *clumps* y el cemento puede estar formado tanto por contactos del tipo *parallel-bonded*, como del tipo *flat-jointed* (Potyondy 2015).

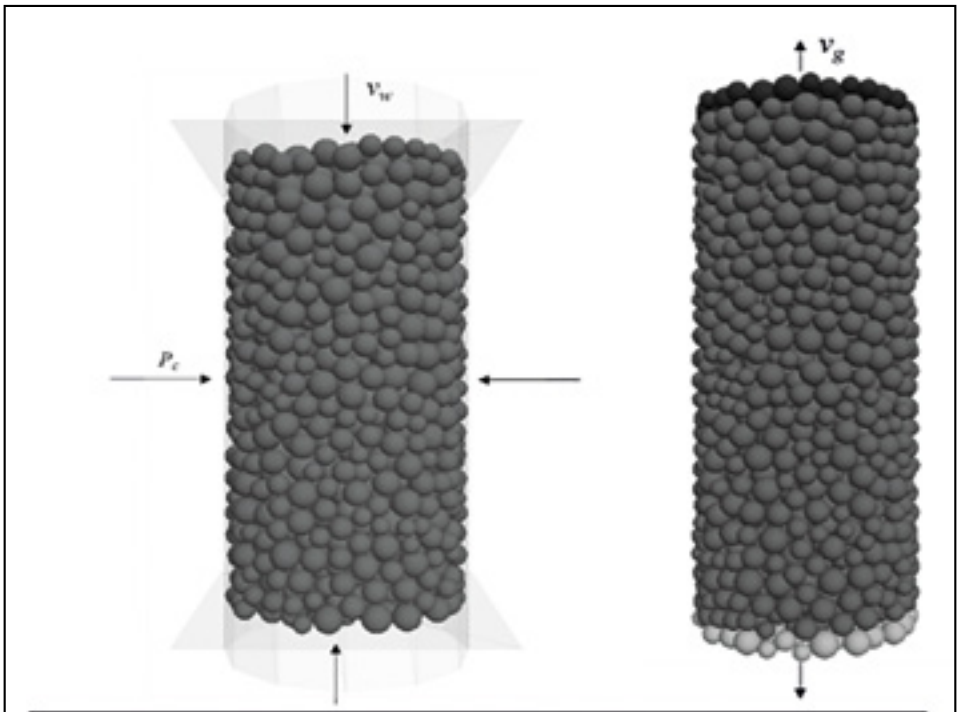
Se crearon tres grupos de probetas diferentes (fig. 3) uno para cada tipo de ensayos: uno para los ensayos de compresión simple (54mm × 108mm), uno para los ensayos triaxiales (54mm × 100mm), y uno para los ensayos de resistencia a tracción (54mm × 135mm) recreando las probetas reales ensayadas que seguían las indicaciones de los métodos de ensayos de laboratorio sugeridos por la ISRM (2007).

2.2. Material «*parallel-bonded*»

Un material *parallel-bonded* es aquel en el que el modelo que define el comportamiento del contacto es el *parallel-bond*. Este modelo de contacto proporciona el contacto mecánico del cemento situado entre las partículas. Este cemento proporciona una interacción entre las partículas, las cuales tienen la posibilidad de deslizarse, permitiendo también la transmisión tanto de fuerzas como de momentos entre los granos.

El modelo *parallel-bond* proporciona el comportamiento de dos interfaces: una interfaz infinitesimal, elástica lineal (sin resistencia a tracción) y con fricción que soporta una fuerza; y una interfaz de tamaño finito, elástica lineal y *bonded* que soporta una fuerza y un momento (fig. 4). La primera interfaz es equivalente al modelo lineal: no resiste una rotación relativa, y el deslizamiento se acomoda imponiendo un límite de Coulomb en la fuerza de cizalladura. La segunda interfaz se denomina *parallel-bond*, porque, cuando está unida (*bonded*), actúa en paralelo con la primera interfaz, resiste a una rotación relativa, y su comportamiento es elástico lineal hasta que se excede el límite de la resistencia y se rompe la unión, convirtiéndolo en desunido (*unbonded*). Cuando la segunda interfaz está desunida (*unbonded*) no se puede soportar ninguna carga. El modelo *parallel bond* desunido es equivalente al modelo lineal, que no resiste rotaciones relativas.

El *parallel bond* en 3D se puede concebir como un conjunto de muelles con rigideces normal y cortante constantes, uniformemente distribuidos sobre las superficies de la sección circular, situados en el plano de contacto y



DIÁMETRO (mm)	54	54
LONGITUD (mm)	100/108	135
ENSAYO	UCS/TRIAXIAL	TRACCIÓN

Figura 3. Probetas creadas con PFC.

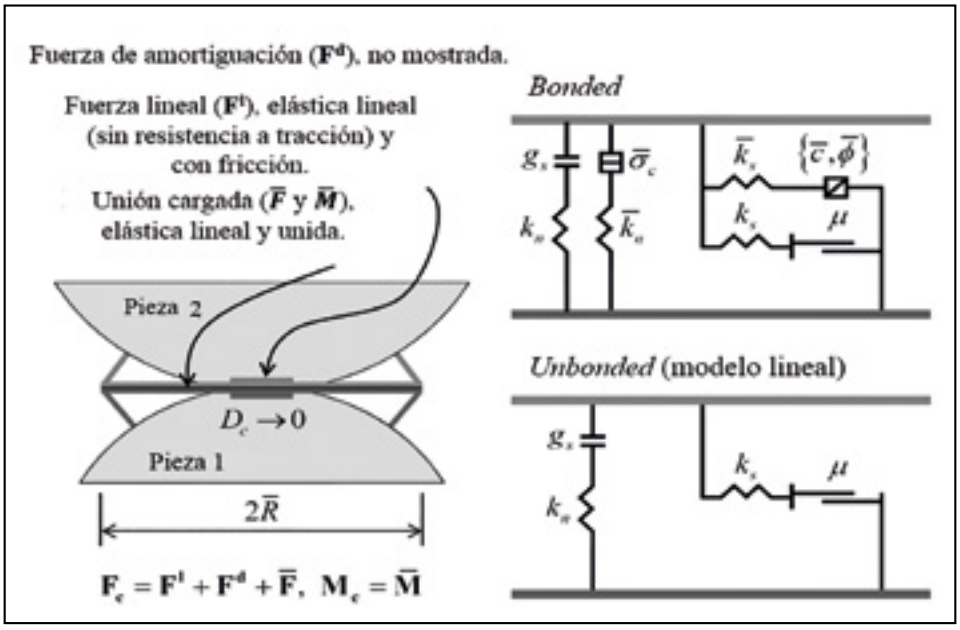


Figura 4. Comportamiento y componentes reológicos del modelo *parallel bond* con amortiguación inactiva (Itasca 2014).

centrado en el punto de contacto. Estos muelles actúan en paralelo con el muelle de la componente lineal. El movimiento relativo en el contacto, que ocurre después de que el *parallel bond* sea creado, causa una fuerza y un momento que se desarrollan dentro del *bond material*. Esta fuerza y momento actúan sobre las dos piezas en contacto y pueden relacionarse con esfuerzos normales y cortantes máximos, actuando en el *bond material* en la periferia de la unión. Si cualquiera de las tensiones máximas excede su correspondiente resistencia de unión, el *parallel bond* rompe, y el *bond material* se elimina del modelo junto con su fuerza, su momento y sus rigideces acompañantes.

2.3. Material «*flat-jointed*»

El material *flat-jointed* en 3D (fig. 5) consta de partículas unidas mediante contactos *flat-joint* de modo que la superficie efectiva de cada cuerpo se define por las superficies teóricas de sus piezas, que interactúan en cada contacto *flat-joint* con la superficie teórica de la pieza en contacto contigua.

En el material *flat-jointed*, los granos tienen caras, esto es, son *faced*. Cada grano se representa como un núcleo esférico y un número de caras planas o *skirted faces*. Los granos *faced* se crean cuando el modelo *flat-joint* se instala en el contacto de los granos. Este modelo proporciona el comportamiento macroscópico de un tamaño finito, elástico lineal y *bonded* o con fricción, que puede soportar daño parcial (fig. 6). La interfaz se discretiza en elementos, y cada elemento puede estar tanto unido (*bonded*) como desunido (*unbonded*), y la rotura de cada elemento *bonded* contribuye al daño parcial de la interfaz.

El comportamiento de un elemento unido (*bonded*) es elástico hasta que se excede la resistencia límite y la unión se rompe, convirtiendo al elemento en *unbonded*; el comportamiento de un elemento *unbonded* es elástico lineal y

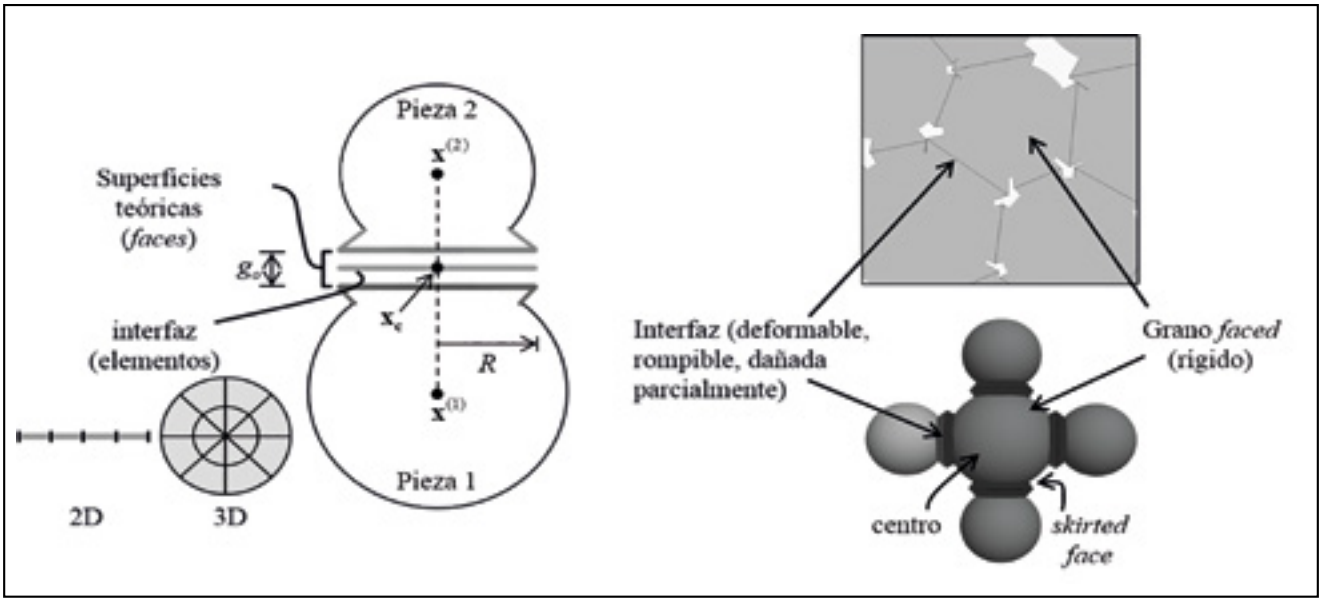


Figura 5. Contacto *flat-joint* (izquierda) y material *flat-jointed* (derecha) (Itasca, 2014).

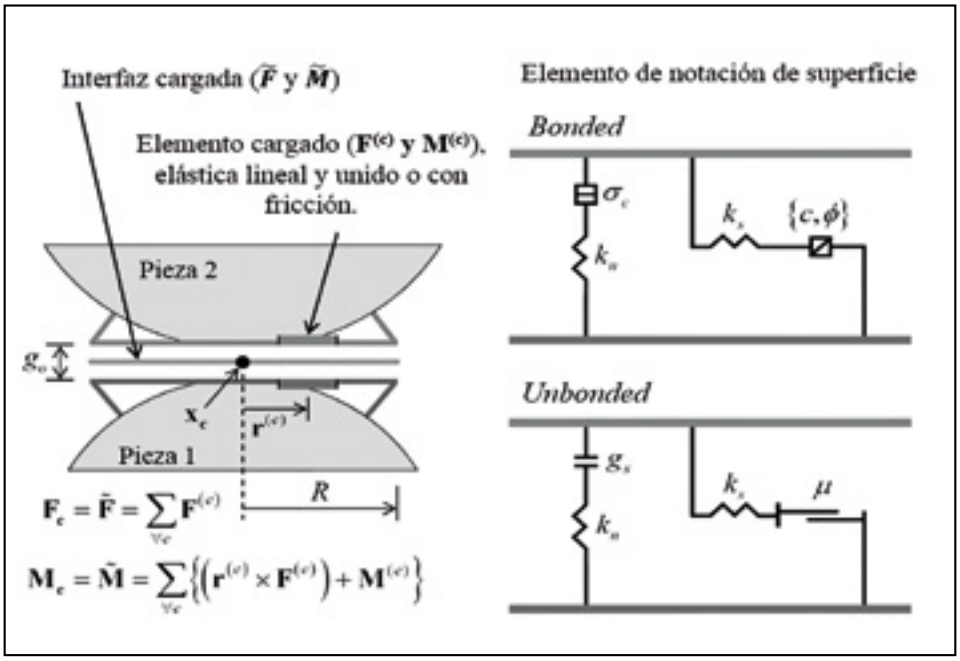


Figura 6. Comportamiento y componentes reológicos de un modelo *flat-jointed* (Itasca, 2014).

con fricción, con deslizamiento acomodado mediante la imposición de un límite de Coulomb en la fuerza de cizalladura. Cada elemento soporta una fuerza y un momento que obedecen la ley fuerza-desplazamiento, mientras que la respuesta fuerza-desplazamiento de la interfaz *flat-joint* es un comportamiento emergente que incluye la evolución desde un estado completamente *bonded* a un estado completamente *unbonded* y friccional.

Si el desplazamiento relativo de un contacto *flat-joint* es mayor que el diámetro del *flat-joint*, entonces las caras adyacentes pueden eliminarse (porque el contacto desaparece). Esto hace los granos asociados localmente esféricos. Si estos granos se ponen en contacto, el comportamiento será aquel de una interfaz entre superficies esféricas.

3. CALIBRACIÓN

Cuando se realiza la calibración de un material, es necesario definir y ajustar diferentes parámetros. Cada modelo de contacto tiene sus propias micro-propiedades, las cuales se pueden agrupar en propiedades de empaquetamiento, de partículas y de contactos.

3.1. Material «*parallel-bonded*»

Los parámetros que definen el material *parallel-bonded* pueden agruparse en tres bloques (tabla 2): en el primero, se incluyen los asociados al procedimiento de creación del material; en el segundo, se agrupan las propiedades de los granos; y en el último grupo, se recogen las propiedades asociadas al modelo de contacto *parallel-bond*.

Para la elección de los parámetros del material *parallel-bonded* se siguieron las recomendaciones de Potyondy & Cundall (2004), y en la experiencia previa de los propios autores.

Tabla 2. Micro-propiedades del granito Blanco Mera para el modelo *parallel-bond*

Micro-propiedad	Descripción	Valor
D_{max}/D_{min}		1.66
N_f	Nº mínimo de contactos por grano	3
g_0	***Installation gap*** [mm]	0.5
ρ	Densidad [kg/m³]	2600
E	Módulo de Young [GPa]	37
k_n/k_s	Relación de rigideces	1.5
μ	Coeficiente de fricción	0.5
λ	***Radius multiplier***	1.0
β	***Moment-contribution factor***	1.0
E	Módulo de Young [GPa]	37
k_n/k_s	Relación de rigideces	1.5
σ_c	Resistencia a tracción del contacto [MPa]	113
c	Cohesión del contacto [MPa]	113
ϕ	Ángulo de fricción [°]	0

La relación D_{max}/D_{min} puede ser igual o mayor que 1, produciendo, respectivamente, una disposición cristalina o un empaquetamiento isotrópico arbitrario. Potyondy & Cundall (2004) argumentan que la relación D_{max}/D_{min} igual a 1.66 es la que mejor representa a una roca dura, como es el granito. El *radius multiplier* (λ) establece el valor del radio del *parallel-bond*. Cuando el radio es igual a 1, el cemento rellena completamente el hueco entre las partículas, cuando es igual a 0, el comportamiento del material es similar al de un material granular.

Los módulos de Young de las partículas y del cemento se calibran para obtener el módulo de Young de la roca, y las relaciones de rigideces para ajustar el coeficiente de Poisson. El coeficiente de fricción se establece igual a 0.5 de acuerdo a Potyondy & Cundall (2004) y dado que este coeficiente no afecta al comportamiento pre-pico, se considera como un valor no nulo. La resistencia a tracción y la cohesión de los contactos se establecen iguales para permitir la

formación de microfisuras tanto por tracción como por cizalladura o cortante con igual probabilidad. Estos parámetros se afinan mediante un proceso de ajuste para obtener la resistencia de pico en los ensayos a compresión. Para tener en cuenta la variabilidad real, a ambos parámetros se les aplica una desviación estándar, que en nuestro caso se fija en un 20% del valor medio.

3.2. Material «*flat-jointed*»

Como en el material *parallel-bonded*, podemos clasificar los parámetros en los mismos tres grupos (tabla 3). La calibración de los micro-parámetros que define el material *flat-jointed* se llevó a cabo siguiendo las recomendaciones de Potyondy & Cundall (2004), Potyondy (2012) y la experiencia propia de los autores.

Tabla 3. Micro-propiedades del granito Blanco Mera para el modelo *flat-joint*

Micro-propiedad	Descripción	Valor
D_{max}/D_{min}		1.66
N_r	Nº elementos dirección radial	1
N_a	Nº elementos dirección circunf.	3
g_0	***Installation gap*** [mm]	0.5
ϕ_B	Fracción ***bonded***	1.0
ϕ_G	Fracción ***gapped***	0.0
ρ	Densidad [kg/m^3]	2600
E	Módulo de Young [GPa]	84
k_n/k_s	Relación de rigideces	1.7
μ	Coeficiente de fricción	0.5
λ	***Radius multiplier***	1.0
E	Módulo de Young [GPa]	56
k_n/k_s	Relación de rigideces	1.7
σ_c	Resistencia a tracción del contacto [MPa]	4
c	Cohesión del contacto [MPa]	255
ϕ	Ángulo de fricción [°]	0

El número de elementos en las direcciones radial y circunferencial son los valores por defecto. Las fracciones unidas y separadas son la fracción de contactos que están inicialmente unidos (*bonded*) o separados (*gapped*), respectivamente. Se observó que el mejor ajuste es aquel que considera todos los contactos unidos.

Para poder obtener un mejor ajuste, la relación del módulo de Young de los granos respecto al del contacto es igual a 1.5. La relación de rigideces se ajustó para obtener el coeficiente de Poisson obtenido en laboratorio, la resistencia a tracción del contacto se eligió para ajustar la resistencia a tracción de la roca obtenida en los ensayos y la cohesión del contacto para lograr la resistencia de pico observada en los ensayos de laboratorio reales. Como en el *parallel-bond*, se establece un valor de desviación estándar para la resistencia a tracción y la cohesión de los contactos igual al 20% del valor medio.

4. RESULTADOS

Las calibraciones iniciales se llevaron a cabo para alcanzar los resultados obtenidos en los ensayos de compresión triaxial a confinamientos de 2 y 10 MPa. Los resultados se obtuvieron a partir de la calibración del comportamiento de 10 *seed numbers* diferentes, es decir, de 10 disposiciones de empaquetamientos diferentes. Dado que el método empleado es de prueba y error, es preciso llevar a cabo un número mínimo de simulaciones (10, en este caso), de tal forma que la media de todos los resultados sea razonablemente representativa de la respuesta mecánica real de la roca en laboratorio.

4.1. «*Parallel-bond*»

Las simulaciones llevadas a cabo a confinamientos de 2 y 10 MPa proporcionan los resultados mostrados en la tabla 4, que, como se comentó en el párrafo anterior, son la media de los resultados de 10 empaquetamientos diferentes.

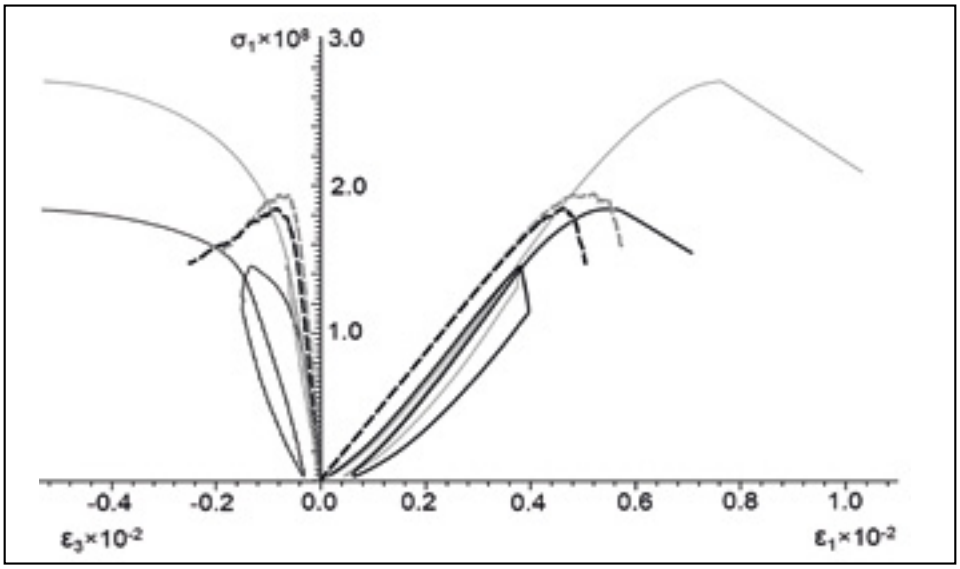


Figura 7. Curvas tensión-deformación para ensayos con presiones de confinamiento de 2 MPa (negro) y 10 MPa (gris) obtenidas en laboratorio (línea sólida) y obtenidas en PFC3D con el modelo *parallel-bond* (línea punteada).

Tabla 4. Macro-propiedades del granito Blanco Mera obtenidas a partir del modelo *parallel-bond*

Propiedad	σ_3=2 MPa	σ_3=10 MPa
E [GPa]	43.08	43.28
ν	0.13	0.13
σ_{peak} [MPa]	180.00	192.20
$\sigma_{residual}$ [MPa]	30	34.40
σ_t [MPa]	65.9 (σ_3=0 MPa)	

Comparando los resultados de las tablas 1 y la 4, podemos observar que, con un confinamiento de 2 MPa, el módulo de Young, el coeficiente de Poisson, y las resistencias de pico y residual que se obtienen con el modelo *parallel-bond* se ajustan razonablemente bien a los ensayos de laboratorio. Sin embargo, la resistencia a tracción y los parámetros para el caso de un mayor confinamiento (10 MPa) son muy diferentes. En la figura 7 se pueden observar dichas discrepancias, en la representación de las curvas tensión-deformación obtenidas en laboratorio y con la simulación mediante el modelo *parallel-bond*.

Debido a las dificultades a la hora de obtener la resistencia a tracción y reproducir el aumento de la resistencia de pico con el confinamiento, se consideró que el modelo *parallel*-bond no era capaz de reflejar de manera suficientemente representativa el comportamiento de la roca.

4.2. *«Flat-joint»*

En este punto se repiten los ensayos anteriores con el modelo *flat-joint*. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 5.

Tabla 5. Macro-propiedades del granito Blanco Mera obtenidas a partir del modelo *flat-joint*

Propiedad	σ_3=2 MPa	σ_3=10 MPa
E [GPa]	37	41
ν	0.13	0.13
σ_{peak} [MPa]	182	258
$\sigma_{residual}$ [MPa]	20	72
σ_t [MPa]	2.5 (σ_3=0 MPa)	

Como se puede observar a partir de la comparación de las tablas 1 y 5, el modelo *flat-joint* proporciona un mejor ajuste del comportamiento elástico y de la resistencia pico. Incluso se ha obtenido un buen resultado en los ensayos de tracción.

En las figuras 8 y 9 se puede observar una comparación entre los resultados obtenidos con PFC y los resultados obtenidos en el laboratorio para una curva tensión-deformación completa, incluyendo la deformación volumétrica.

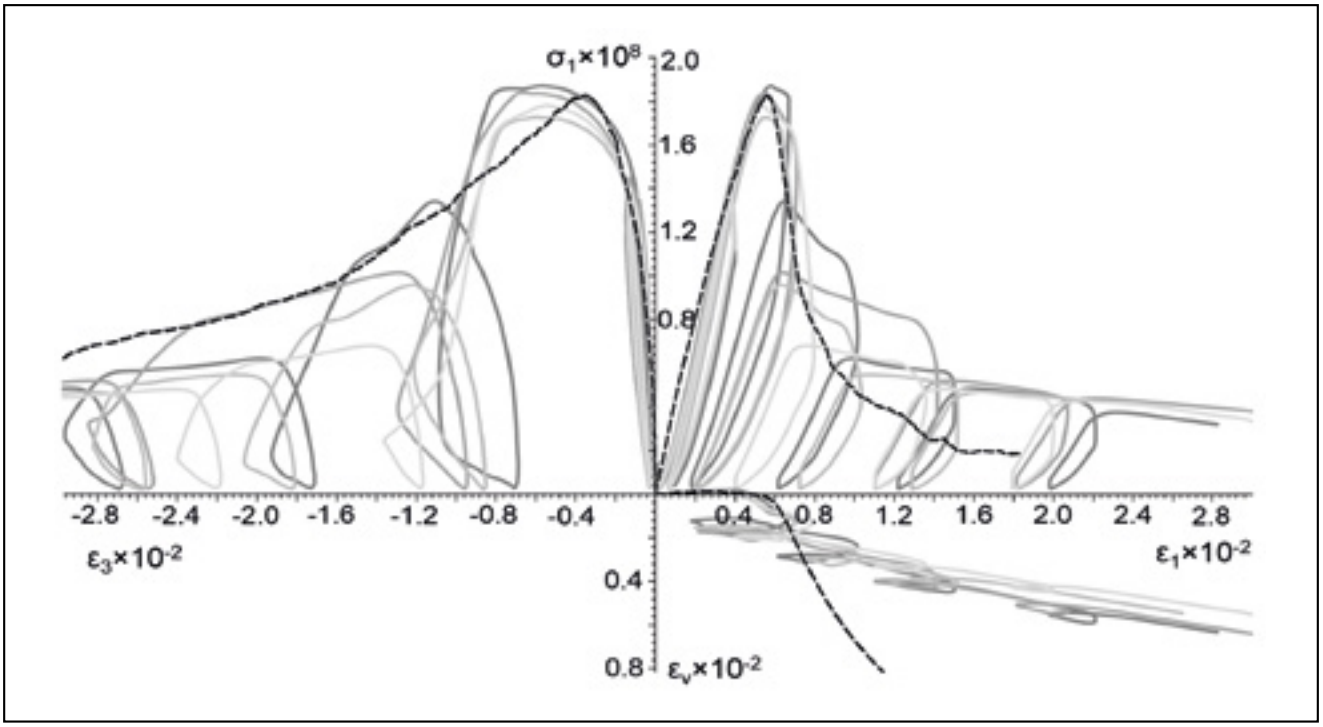


Figura 8. Curvas tensión-deformación para ensayos de compresión a una presión de confinamiento de 2 MPa obtenidas en laboratorio (línea sólida) y la obtenida con PFC3D con el modelo *flat-joint* (línea punteada).

Estos resultados son unos resultados preliminares del modelo *flat-joint*. Sin embargo, aunque obtenemos un mejor ajuste del comportamiento post-pico, el ajuste tiene potencial para mejorar. Es preciso resaltar que, este es uno de los primero intentos de reproducir el comportamiento post-rotura de rocas mediante un código de partículas, por lo que el grado de precisión es considerado razonable en esta fase.

En las figuras 8 y 9 también se muestran diferentes curvas tensión-deformación obtenidas en laboratorio para representar la variación natural de las propiedades de un material natural comparado con la obtenida mediante el código numérico. Esta variación también se puede representar mediante el código PFC, como se muestra en la figura 10, asociado a los distintos empaquetamientos, lo que puede ser usado también para ajustar modelos en el futuro.

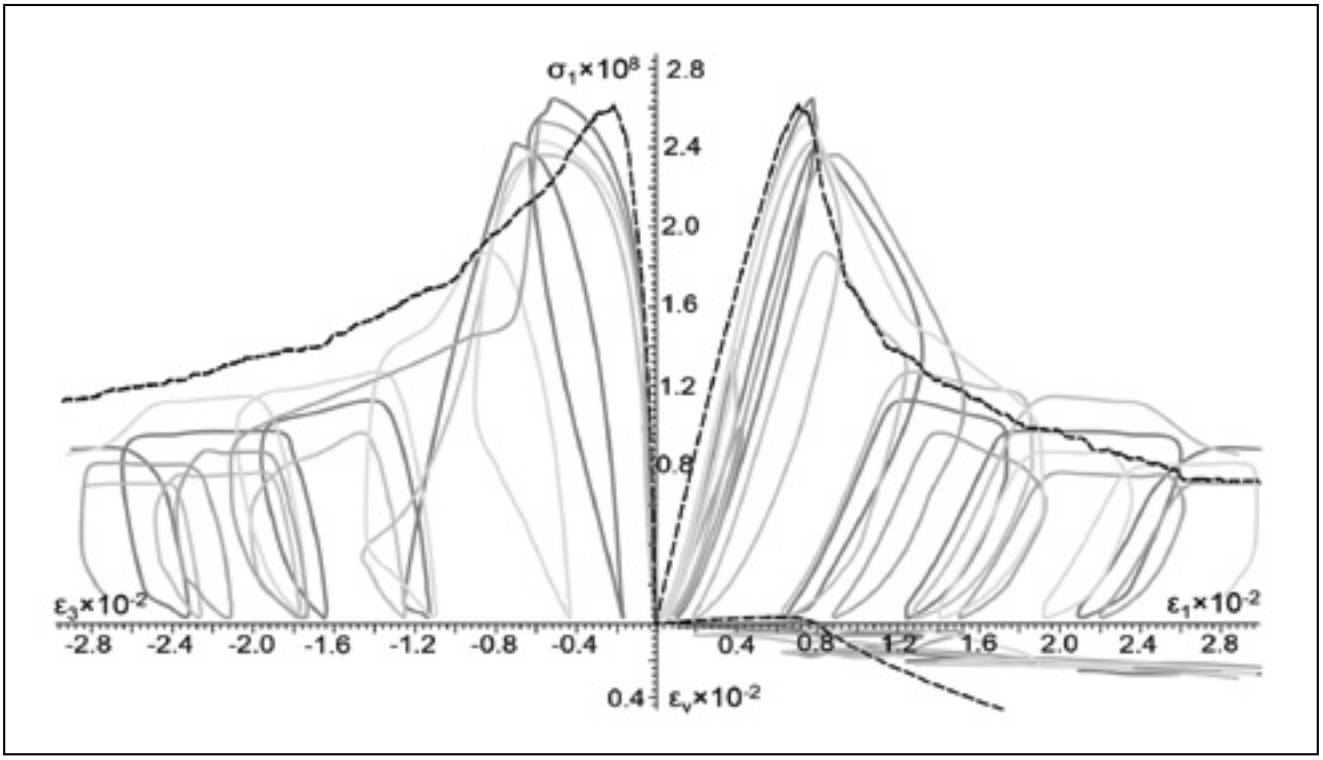


Figura 9. Curvas tensión-deformación para ensayos de com-presión a una presión de confinamiento de 10 MPa obtenidas en laboratorio (línea sólida) y la obtenida con PFC3D con el modelo *flat-joint* (línea punteada).

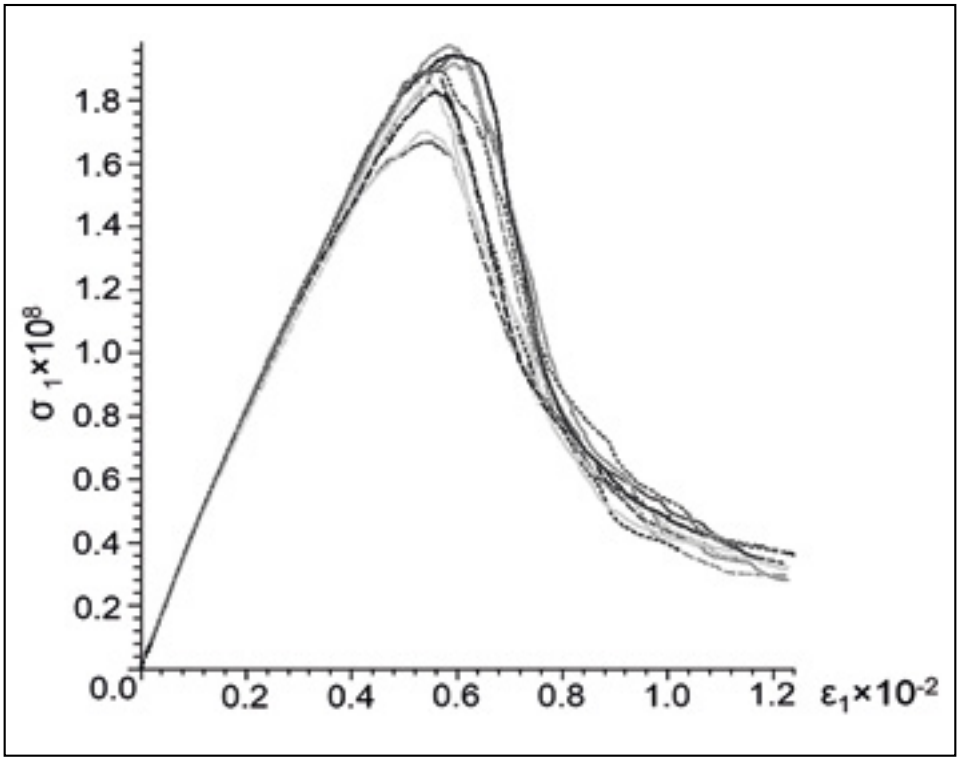


Figura 10. Representación de las 10 curvas tensión-deformación diferentes (asociadas a los 10 empaquetamientos) para ensayos de compresión triaxial a 2 MPa.

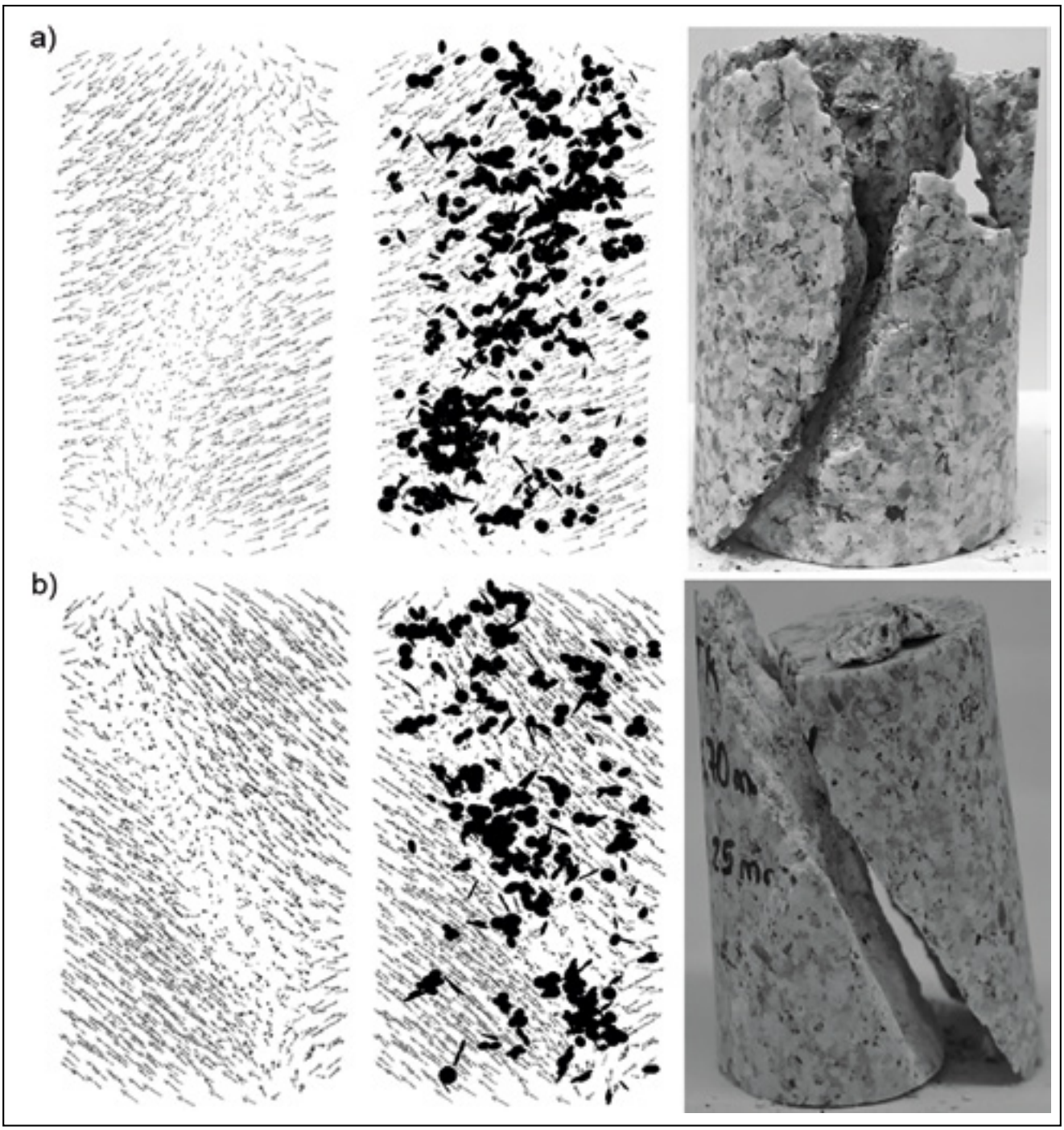


Figura 11. Representación de las probetas mediante vectores desplazamiento donde se puede observar la banda de cizalladura (izquierda) y las fracturas de contacto a tracción que suceden en las muestras (centro) comparadas con probetas reales (derecha), para tensiones de confinamiento de (a) 2 MPa y (b) 10 MPa

Con PFC también es posible obtener la evolución del desplazamiento y del crecimiento de las fisuras en las probetas a lo largo de todo el proceso de ensayo. La representación vectorial del desplazamiento puede usarse para intentar identificar la formación de zonas de rotura axial o bandas de cizalladura, como representación de los mecanismos de rotura observados en la práctica. Para motivos ilustrativos, la figura 11 compara la respuesta del desplazamiento del modelo al final de dos ensayos, uno con un confinamiento de 2MPa y otro de 10 MPa, mediante diagramas de desplazamiento al final del proceso de modelado junto con la rotura de los contactos (que será objeto de un estudio más exhaustivo), junto una probeta rota obtenida a partir de un ensayo de laboratorio.

5. CONCLUSIONES

El objetivo principal de este estudio es simular el comportamiento tenso-deformacional completo del granito *Blanco Mera* mediante el código PFC de la compañía Itasca Consulting Group.

En una primera fase, se ha usado el modelo de contacto *parallel-bond*, pero no se ha logrado completamente el objetivo, dado que solo se puede simular el comportamiento tenso-deformacional para un estado tensional específico pero no se puede simular el aumento de la resistencia con el confinamiento, es decir, el efecto friccional no se refleja bien en este tipo de ajuste.

Después, se ha usado el modelo de contacto *flat-joint*. Con este modelo de contacto, el aumento de la resistencia con el confinamiento se ha reflejado apropiadamente. Además, las tendencias más relevantes del comportamiento post-rotura se han reproducido aproximadamente, aunque se precisa un mejor ajuste de la resistencia residual y, en particular la respuesta de la deformación volumétrica de las muestras de las rocas.

Esto no es sorprendente ya que los códigos de partículas son aún una tecnología nueva. Sin embargo, los resultados son lo suficientemente alentadores como para hacer un esfuerzo en lograr un mejor ajuste de los parámetros con el fin de obtener una mejor representación del complejo comportamiento post-rotura del granito obtenido a partir de ensayos de laboratorio.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la compañía Itasca Consulting Group por aceptar al primer autor es su programa *Itasca Partnership Program*, el cual proporciona el programa PFC. Los autores también agradecen al Ministerio Español de Economía y Competitividad por el apoyo al estudio de laboratorio, financiado bajo el Contrato Referencia No. BIA2014-53367P. Este contrato está parcialmente financiado mediante fondos FEDER de la Unión Europea.

7. BIBLIOGRAFÍA

Arzúa, J., y Alejano, L.R. (2013). Dilation in granite during servo-controlled triaxial strength tests. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 61: pp. 43-56.

Arzúa, J., Alejano, L.R., y Barbiero, J. (2013). Strain-softening characterization of granitic rocks and numerical simulation of servo-controlled strength tests. *EUROCK 2013. Rock Mechanics for Resources, Energy and Environment. M. Kwasniwski & D. Lydsba (eds.), 21-26 September 2013. Wroclaw, Poland.*

Hoek, E., y Brown, E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Minig Sciences & Geomechanics Abstracts* 34(8): pp. 1165-1186.

ISRM (1997). *The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006*. Prepared by the Commission on Testing Methods, Ulusay, R. & Hudson, J.A., (eds.). Ankara (Turkey).

Itasca Consulting Group, Inc. (2014). PFC (Particle Flow Code), Version 5.0. Minneapolis (EE UU): ICG.

Potyondy, D.O. (2012). A Flat-Jointed Bonded-Particle Material for Hard Rock. *Proc. Of 46th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, Chicago, 24-27 June 2012.* Chicago (EE UU): ARMA.

Potyondy, D.O. (2015). The Bonded-Particle Model as a Tool for Rock Mechanics Research and Application: Current Trends and Future Directions. *Geosystem Engineering* 18(1): pp. 1-28.

Potyondy, D.O., y Cundall, P.A. (2004). A Bonded-Particle Model for Rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 41(8): pp. 1329-1364.

Efecto del desgaste de la roca y de la velocidad de ensayo en la determinación mediante *tilt* test del ángulo de fricción básico de juntas en roca

Effect of Rock Wear and Testing Velocity on the Obtaining of Basic Friction Angle of Rock Discontinuities by Means of Tilt Test

Ignacio Pérez-Rey[1*], Hatim Dellero[2], Leandro R. Alejano[3], Elisa Grande[4], Andrea Muñoz[5], Javier Arzúa[6]

Resumen

El ángulo de fricción básico (ϕ_b) es un parámetro esencial para la estimación de la resistencia al corte de juntas de roca, de acuerdo a la ecuación de Barton y a otros criterios sugeridos. Este parámetro se puede obtener en laboratorio mediante el ensayo de inclinación o *tilt test*. Sin embargo, aún no existe una metodología sugerida o procedimiento generalizado para la obtención de este parámetro de manera experimental. En el presente estudio se investiga el efecto del desgaste, consecuencia de las sucesivas repeticiones del ensayo sobre la misma superficie de roca, así como la posible influencia de la velocidad de rotación de la mesa de inclinación sobre los resultados. Se han estudiado cinco velocidades distintas, con cinco juntas para cada velocidad y cinco ensayos para cada junta, para el caso de un granito medianamente meteorizado. Los resultados indican que, si bien la velocidad de rotación no afecta de manera significativa a los resultados, el efecto del desgaste juega un papel importante en la obtención del ángulo de fricción básico. Las observaciones y resultados obtenidos a partir de este estudio servirán de base para sugerir una metodología rigurosa aplicable a la obtención del ángulo de fricción básico en laboratorio.

Palabras clave: ensayo de inclinación, desgaste, superficie de roca, durabilidad, corte con sierra.

Abstract

Basic friction angle is an essential parameter for estimating the shear strength of rock joints, according to Barton's equation besides other suggested criteria. This parameter can be obtained in laboratory by means of tilt tests. Nevertheless, there is no suggested methodology nor generalised procedure yet to experimentally obtain this parameter. In the present study, the effect of wear, a consequence of repetitive sliding along the same rock surface, is investigated as well as the influence of rotational speed of the tilting table on results. Five different velocities were considered and five rock surfaces for a moderately-weathered granite were tested five times for each velocity. Results indicate that rotational speed does not affect results in a significant manner; conversely, wear was reported to relevantly affect results, as observed by decaying trends of test series. Results and observations derived from this study may be used as the basis for developing a thorough methodology to obtain basic friction angle of rock joints in laboratories.

Keywords: *tilt test, wear, rock surface, durability, saw cutting.*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Fundamentos

La resistencia al corte de pico representa un parámetro fundamental a la hora de evaluar la estabilidad de taludes en roca, ya sean laderas naturales, taludes de mina o desmontes de carretera, así como de excavaciones subterráneas. Este parámetro se ha venido estimando en la práctica durante los últimos años mediante una expresión (ecuación 1) propuesta por Barton & Choubey (1977).

$$\tau = \sigma_n \times \tan\left[\phi_r + JRC \times \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right] \quad [1]$$

Esta ecuación tiene en cuenta la rugosidad de la junta, mediante el parámetro *JRC* (*Joint Roughness Coefficient*), la resistencia a la compresión de los labios de la junta mediante *JCS* (*Joint Compressive Strength*) y la tensión normal a la que la junta está sometida mediante σ_n, para estimar la resistencia al corte de la misma, τ.

El ángulo de fricción residual o ϕ_r, que considera el efecto de la meteorización de la junta, se puede estimar mediante la ecuación 2:

$$\phi_r = (\phi_b - 20°) + 20\frac{r}{R} \quad [2]$$

* Autor de contacto: iperez@uvigo.es

[1] Ingeniero de Minas (Universidade de Vigo). Laboratorio de mecánica de rocas John P. Harrison. Departamento de Ingeniería de los Recursos Naturales y Medio Ambiente (ETSE de Minas). Rúa Maxwell, s/n Campus Universitario Lagoas–Marcosende. Universidade de Vigo, 36310, Vigo (Pontevedra).

[2] Hatim Dellero: Geólogo. Doctor en Geología por la Université Abdelmalek Esaâdi Tétouan.

[3] Leandro R. Alejano Monge: Ingeniero de Minas. Doctor por la Universidad Politécnica de Madrid.

[4] Elisa Grande: Graduada en Obras Públicas (Universidade da Coruña).

[5] Andrea Muñoz: Ingeniera de Caminos (Universidade da Coruña).

[6] Javier Arzúa: Ingeniero de Minas. Doctor por la Universidade de Vigo.

en donde r y R se corresponden, respectivamente, con el número de rebotes del martillo de Schmidt para una junta meteorizada (r) y para una junta sana (R). El parámetro ϕ_b es el ángulo de fricción básico, comúnmente estimado en laboratorio mediante *tilt tests* o ensayos de inclinación, de una superficie de roca seca o húmeda obtenida mediante serrado y se considera igual a la fricción observable en una superficie plana de la roca original no meteorizada.

1.2. El ángulo de fricción básico o ϕ_b

El ángulo de fricción básico, comúnmente denotado por ϕ_b, se define como aquel parámetro representativo de la resistencia al corte de una discontinuidad plana, sin relleno y sin signos de meteorización o desgaste previos.

A efectos prácticos, la estimación de este parámetro se ha venido realizando en laboratorio siguiendo diversas metodologías, ya sea mediante ensayos de inclinación o *tilt tests*, *push/pull tests* así como ensayos de corte directo o *direct shear tests*. Estos procedimientos involucran, por una parte, distintas configuraciones geométricas y, por otra, diversos niveles de tensión normal y mecanismos de deslizamiento que pueden afectar a la estimación del parámetro. Entre ellos cabe destacar, como objeto principal de este estudio, el desgaste de la superficie de roca asociado a la sucesiva realización de ensayos y la velocidad de rotación de la plataforma a la que se realizan los mismos.

A pesar de que la obtención de este parámetro puede parecer sencilla, no existe todavía una metodología o procedimiento generalizado para su estimación debido, en parte, a que la definición del ángulo de fricción básico no está aun completamente determinada.

Sin embargo, como puede apreciarse en la figura 1, el valor del ángulo de fricción básico puede variar considerablemente según el procedimiento elegido para su estimación. Esto pone de manifiesto la importancia de una metodología adecuada para la estimación del parámetro objeto de este estudio.

Los ensayos contemplados dentro de este estudio han sido llevados a cabo bajo las pautas marcadas por Alejano et al. (2012), que representan un punto de partida razonable para la obtención del ángulo de fricción básico mediante ensayos de inclinación o *tilt tests*. Se describen a continuación de manera general:

- El uso de bloques prismáticos con una superficie de contacto mayor que 50 cm^2 y un ratio longitud-espesor mayor que 2.
- La limpieza de las superficies de ensayo con un paño limpio entre cada repetición, para evitar la acumulación de polvo.
- Situar los bloques horizontalmente en su posición inicial.
- Repetición de los *tilt tests* de cada serie al menos tres veces.

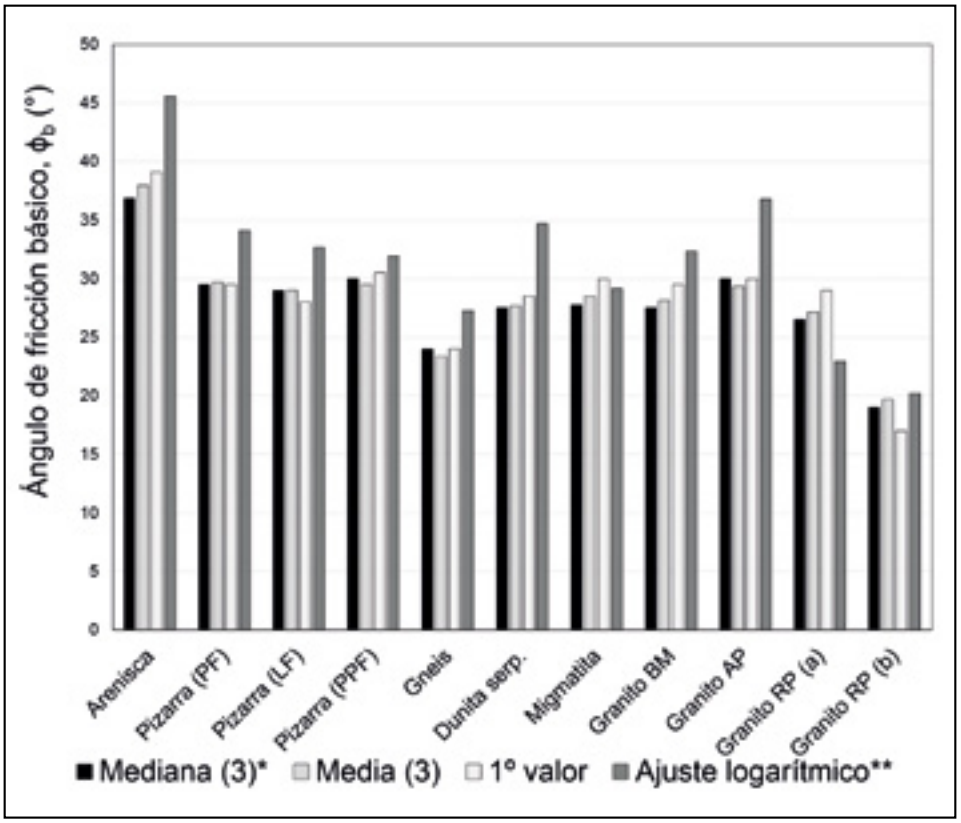


Figura 1. Estimación del ángulo de fricción básico mediante cuatro procedimientos: mediana, media, primer valor y ajuste logarítmico de cada serie de ensayos. (PF = test paralelo a la foliación; LF = test a lo largo de la foliación; PPF = test perpendicular a la foliación). *según Alejano et al. (2012); **según Pérez-Rey et al. (2015).

2. TRABAJOS DE LABORATORIO

Para el desarrollo de este estudio, se ha seleccionado un granito moderadamente meteorizado, con un tamaño de grano medio (granito de la variedad comercial *Amarelo País*). Esta roca presenta una densidad de 2,61 g/cm^3, una resistencia a la compresión simple o RCS media de 75 MPa y una resistencia a tracción, obtenida mediante ensayos brasileños, de 6,65 MPa.

Las probetas utilizadas en este estudio provienen de dos bloques prismáticos, de dimensiones iniciales 300×120×120 mm^3. A partir de ellos y mediante cortes transversales con una sierra circular, se han obtenido 22 probetas, con unas dimensiones finales de 115×100×25 mm^3, cumpliendo así con las condiciones establecidas en Alejano et al. (2012).

En la figura 2 se esquematiza el proceso de obtención de las probetas en laboratorio.

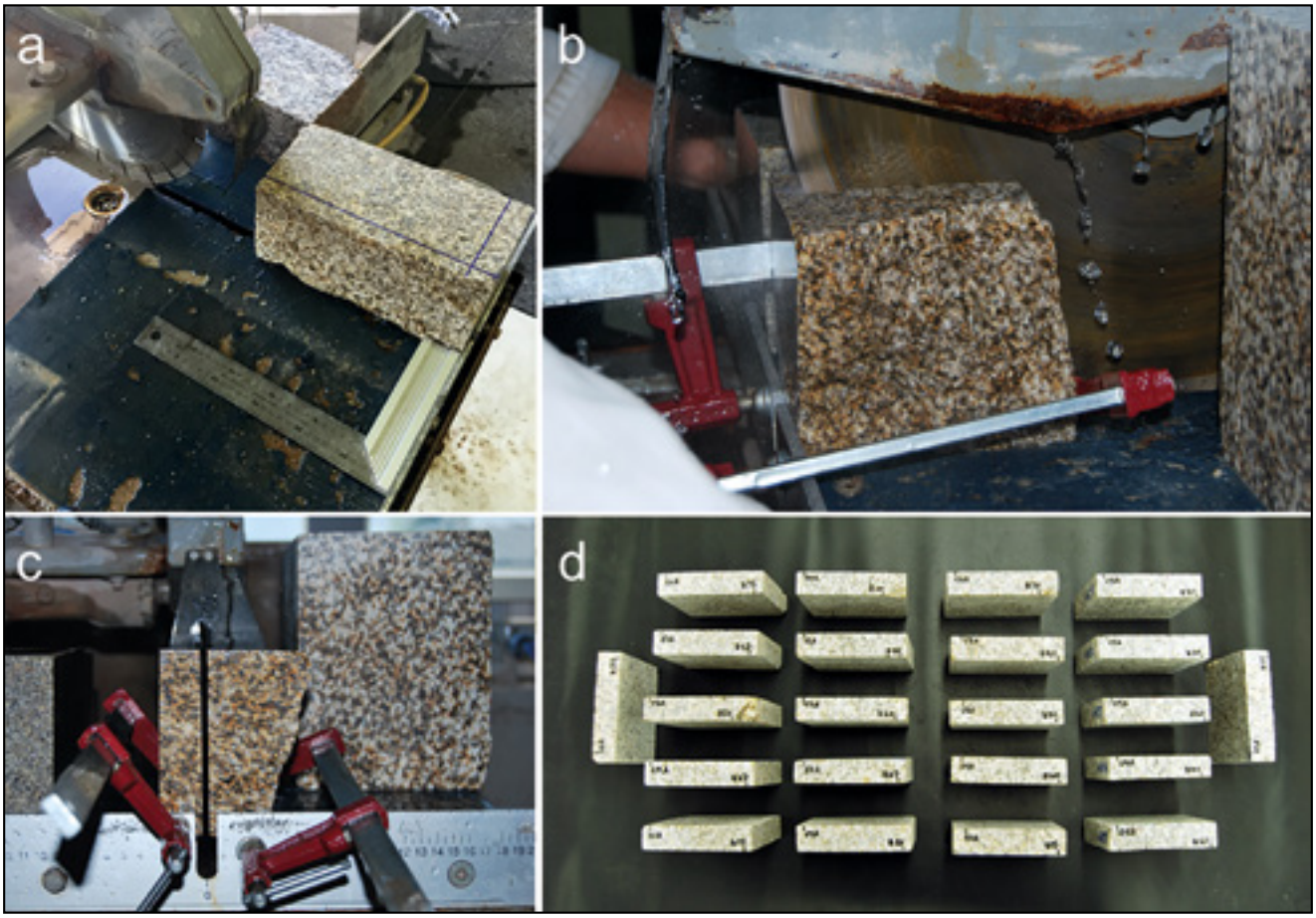


Figura 2. Proceso de obtención de las probetas para la realización de este estudio: **a.** bloque original antes de ser cortado; **b.** y **c.** proceso de corte; **d.** conjunto de probetas preparadas para realizar los ensayos.

El programa de laboratorio comprende cinco series de ensayos —incluyendo veinte *tilt test* por serie—, cada una realizada a una velocidad distinta. Para ello, se dispone de una máquina de ensayos de inclinación (descrita en su versión original en Alejano et al. 2012), si bien se ha modificado para poder realizar ensayos a distintas velocidades (figura 3).

Esto es posible gracias a un potenciómetro acoplado al variador de frecuencia, lo que permite preestablecer velocidades de ensayo desde los 0,5 °/min hasta un máximo de 28 °/min.

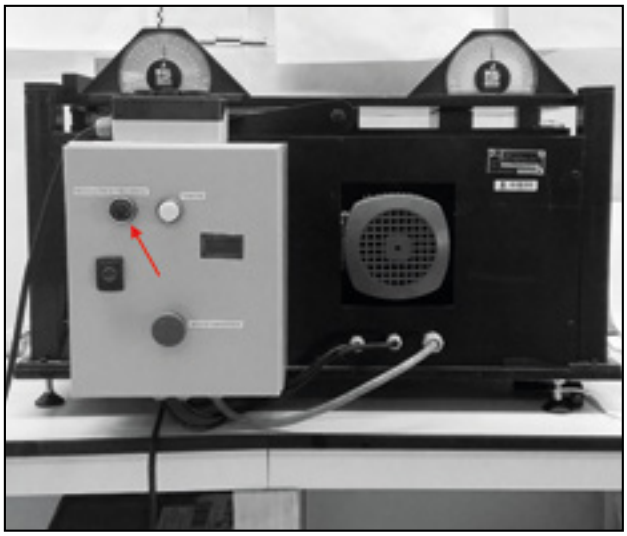


Figura 3. Mesa de inclinación para la realización de *tilt tests*, modificada con un potenciómetro (indicado mediante una flecha) para permitir variar en la forma deseada la velocidad de ensayo.

3. EFECTO DEL DESGASTE DE LA ROCA Y LA VELOCIDAD DE ENSAYO

3.1. El desgaste de la superficie de la roca

El efecto del desgaste de la superficie de la roca como consecuencia de sucesivas repeticiones en la estimación del ángulo de fricción básico de juntas mediante *tilt test* es una evidencia ya estudiada por varios autores hasta la fecha (González et al. 2014; Pérez-Rey et al. 2015). Este efecto provoca que, para una superficie de ensayo dada, los resultados de ϕ_b puedan presentar valores que disminuyen a medida que se realizan sucesivos ensayos con limpieza de la superficie entre cada test (figura 4).

El efecto del desgaste se ha intentado relacionar de alguna manera al tipo de litología estudiada (Pérez-Rey et al. 2015). Para ello, de manera similar a la llevada a cabo en la figura 4, se han ajustado funciones logarítmicas a los conjuntos de puntos representativos del ángulo de fricción frente al desplazamiento acumulado a consecuencia del deslizamiento inherente al ensayo. De esta manera, las rocas más meteorizables/disgregables, como la dunita serpentinizada o la arenisca, presentarían una pendiente de descenso del ángulo de fricción mayor que aquéllas más duras, como el gneiss o el granito (figura 5).

En el laboratorio de mecánica de rocas *John P. Harrison* de la Universidad de Vigo se dispone de una máquina de ensayos de durabilidad tipo *Slake*. Como una primera

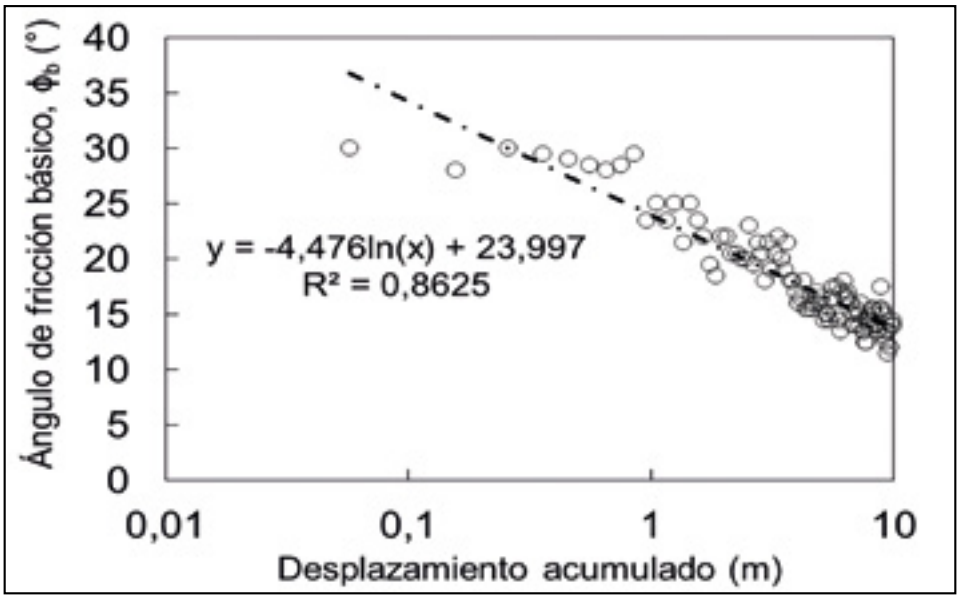


Figura 4. Efecto del desgaste (en ejes semilogarítmicos representando ϕ_b frente al desplazamiento acumulado de la superficie de ensayo) tras la realización de 100 ensayos con limpieza de superficies en granito *Amarelo País*.

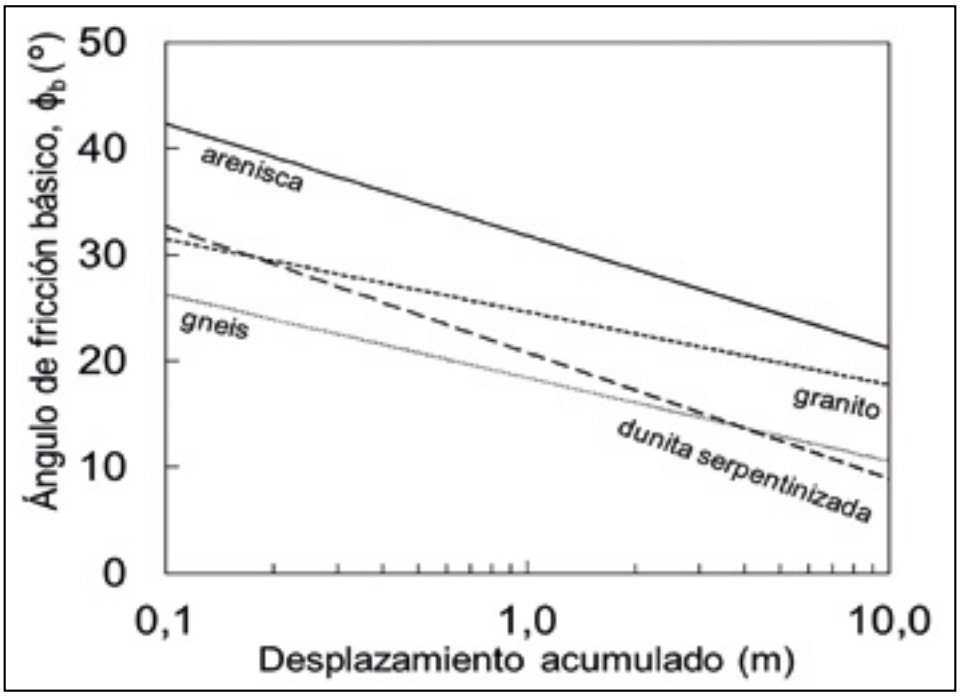


Figura 5. Funciones de ajuste logarítmicas de ϕ_b frente al desplazamiento acumulado, para cuatro tipos de litología (arenisca, granito, gneis y dunita serpentinizada).

aproximación al estudio de una hipotética relación entre el desgaste y el tipo de litología, se planteó una serie de ensayos de durabilidad en varias rocas sobre las que se tenían registros de ángulos de fricción básico obtenidos mediante *tilt tests* con anterioridad (figura 6).

Si bien parece que existe, *a priori*, una relación entre la durabilidad de la roca y el desgaste, representado en forma de la pendiente de una función de ajuste adecuada, como se muestra en la figura 5, una vez comparados los resultados de los ensayos *Slake* con dichas pendientes representativas del desgaste, no se puede obtener ninguna conclusión relevante en cuanto a este aspecto. En el gráfico mostrado en la figura 7, donde se ha representado el índice de durabilidad *Slake* (I_d) frente a los valores de las pendientes correspondientes a las funciones de ajuste en valor absoluto, no se observa ninguna tendencia clara que relacione de alguna manera estos dos parámetros.

De este trabajo se deriva, por una parte, que el índice de durabilidad *Slake* no parece un parámetro apropiado para estudiar el desgaste de la superficie de roca, pues la pérdida de material observada en las probetas está en todo caso más relacionada con la resistencia mecánica de la roca que con su resistencia al desgaste por fricción; por otra parte, en vista de los resultados obtenidos y teniendo en cuenta que el desgaste de la superficie de ensayo es un factor relevante, un estudio en mayor profundidad de este efecto se hace necesario. La mineralogía, la rugosidad, el tipo de disco usado en el corte o incluso la temperatura y la humedad del ambiente son factores que, se piensa, pueden afectar conjuntamente al efecto del desgaste de las superficies

Figura 6. Probetas cúbicas características de un ensayo de durabilidad tipo *Slake*.

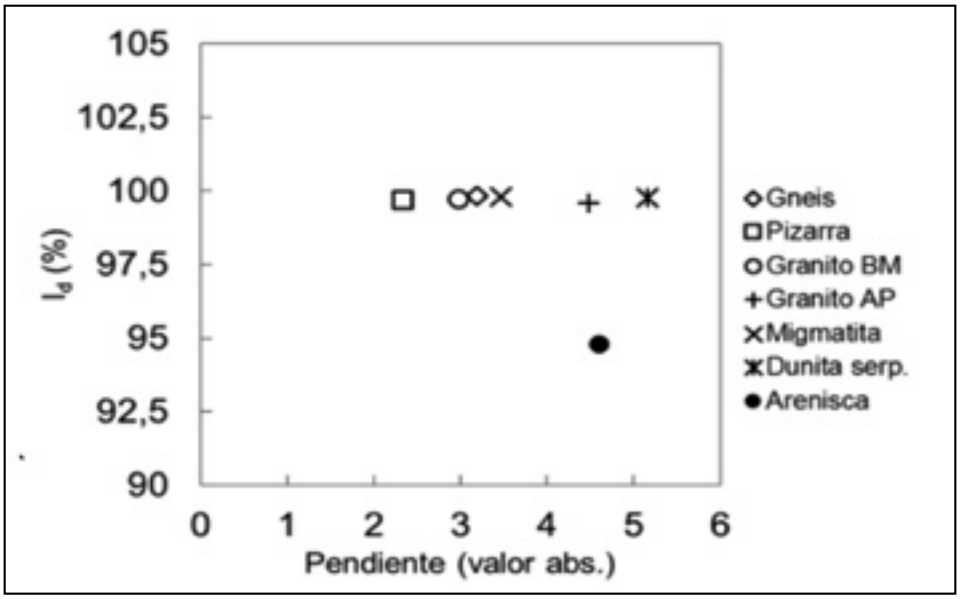


Figura 7. Representación del índice de durabilidad *Slake* (I_d) frente a la pendiente del ajuste logarítmico para las distintas rocas estudiadas.

en juntas de rocas. La aplicación de un programa de investigación más pormenorizado sobre este aspecto se considera de sumo interés.

3.2. La velocidad de la mesa de inclinación

El posible efecto de la velocidad de inclinación de la mesa de ensayos sobre los resultados del ángulo de fricción básico resulta de un interés particular, pues es elevado el número de laboratorios que llevan a cabo ensayos de inclinación a diferentes velocidades. Este hecho es consecuencia de la propia experiencia de cada laboratorio, de las capacidades técnicas de los mismos así como de la inexistencia de un procedimiento estandarizado para la estimación del ángulo de fricción básico mediante *tilt tests*.

Con la intención de estudiar el efecto de la velocidad sobre el ángulo de fricción básico, se tuvo en cuenta el rango de velocidades de inclinación recogidas en diversas publicaciones. Entre éstas, se presentan: 2,5°/min (USBR 2009), 8°/min (Bruce et al. 1989), 23°/min (Ruiz & Li 2014) o 24°/min (Alejano et al. 2012). Así, se plantearon cinco series de ensayos en probetas de granito *Amarelo* País, comprendiendo veinte *tilt tests* cada una y realizadas a 2, 4, 7,5, 12,5 y 25°/min. Los resultados se presentan en la tabla 1.

Tabla 1. Ángulos de fricción básicos obtenidos para las diferentes velocidades angulares indicadas

		Repeticiones				
Series	ω (°/min)	ϕ_{b1} (°)	ϕ_{b2} (°)	ϕ_{b3} (°)	ϕ_{b4} (°)	ϕ_{b5} (°)
TR-1	25	32,5	30,9	30,2	29,8	27,6
TR-2	25	29,0	26,3	25,4	25,3	25,4
TR-3	25	31,3	32,7	31,7	31,5	31,2
TR-4	25	30,9	31,1	30,7	30,8	29,5
TR-5	12,5	29,2	29,2	31,0	28,9	28,9
TR-6	12,5	27,5	26,8	27,3	25,4	29,1
TR-7	12,5	27,1	27,2	26,4	26,7	27,2
TR-8	12,5	29,1	31,3	27,5	26,1	26,1
TR-9	7,5	30,7	30,8	29,4	30,0	29,6
TR-10	7,5	29,2	29,4	27,6	25,6	28,6
TR-11	7,5	32,2	29,6	30,7	29,8	28,0
TR-12	7,5	29,3	28,0	27,9	29,1	30,8
TR-13	4	31,1	32,2	31,0	30,4	30,2
TR-14	4	30,6	30,6	28,0	26,7	26,6
TR-15	4	28,9	28,7	30,8	29,6	30,2
TR-16	4	30,1	30,3	30,7	29,8	28,9
TR-17	2	32,2	30,0	28,6	29,9	26,6
TR-18	2	30,9	27,9	27,8	26,3	27,7
TR-19	2	30,2	25,6	32,1	24,1	23,4
TR-20	2	30,3	30,7	28,5	27,6	27,8

De acuerdo a los resultados, parece que no existe alguna relación clara entre los valores del ángulo de fricción y las velocidades de ensayo, aunque el efecto del desgaste es claramente observable a medida que se aumenta el número de repeticiones, en la misma línea observada por nuestro grupo de investigación (González et al. 2014; Pérez-Rey et al. 2015).

Como una primera aproximación al estudio de la posible influencia de la velocidad de ensayo en el resultado del ángulo de fricción básico, los resultados tal cual se obtuvieron de las series de *tilt tests* se representaron frente a la velocidad angular de la plataforma (figura 8a) y frente a la repetición o número de ensayo (figura 8b).

Si los resultados de los ángulos de fricción básicos se representan frente a las diferentes velocidades angulares a las cuales se llevaron a cabo los ensayos (figura 8a), se puede observar que, descartando la variabilidad natural, no existe una correlación evidente entre los valores de los ángulos de fricción y las velocidades de inclinación de la plataforma. Esta conclusión se evidencia de manera matemática mediante un coeficiente de determinación muy bajo (R^2 = 0,0517). Aun considerando un ajuste lineal, una diferencia de unos 0,5° es la que separa a las series extremas (2 y 25°/min).

Para el caso de la representación de los resultados frente a la repetición o número de ensayo (figura 8b) se puede observar, de manera bastante evidente, una tendencia descendente de la función lineal de ajuste, hecho que ya se había observado anteriormente. Aplicando el mismo procedimiento que para el caso de la figura 8a, se observa que el coeficiente de determinación (R^2 = 0,939) es mucho más elevado. La caída de los valores está en torno a 0,5° por repetición, lo que implica una diferencia media de 2,1° en tan sólo cinco repeticiones.

Este hecho pone de manifiesto que, en consonancia con el apartado 3.1, el efecto del desgaste juega un papel relevante a la hora de estimar el ángulo de fricción básico de una junta de roca.

La tendencia descendente se observa a pesar de que dentro de cada grupo existen ensayos realizados a diferentes velocidades añadiendo, si cabe, mayor justificación al hecho de que los resultados no presentan ningún tipo de dependencia con respecto a la velocidad de rotación de la plataforma.

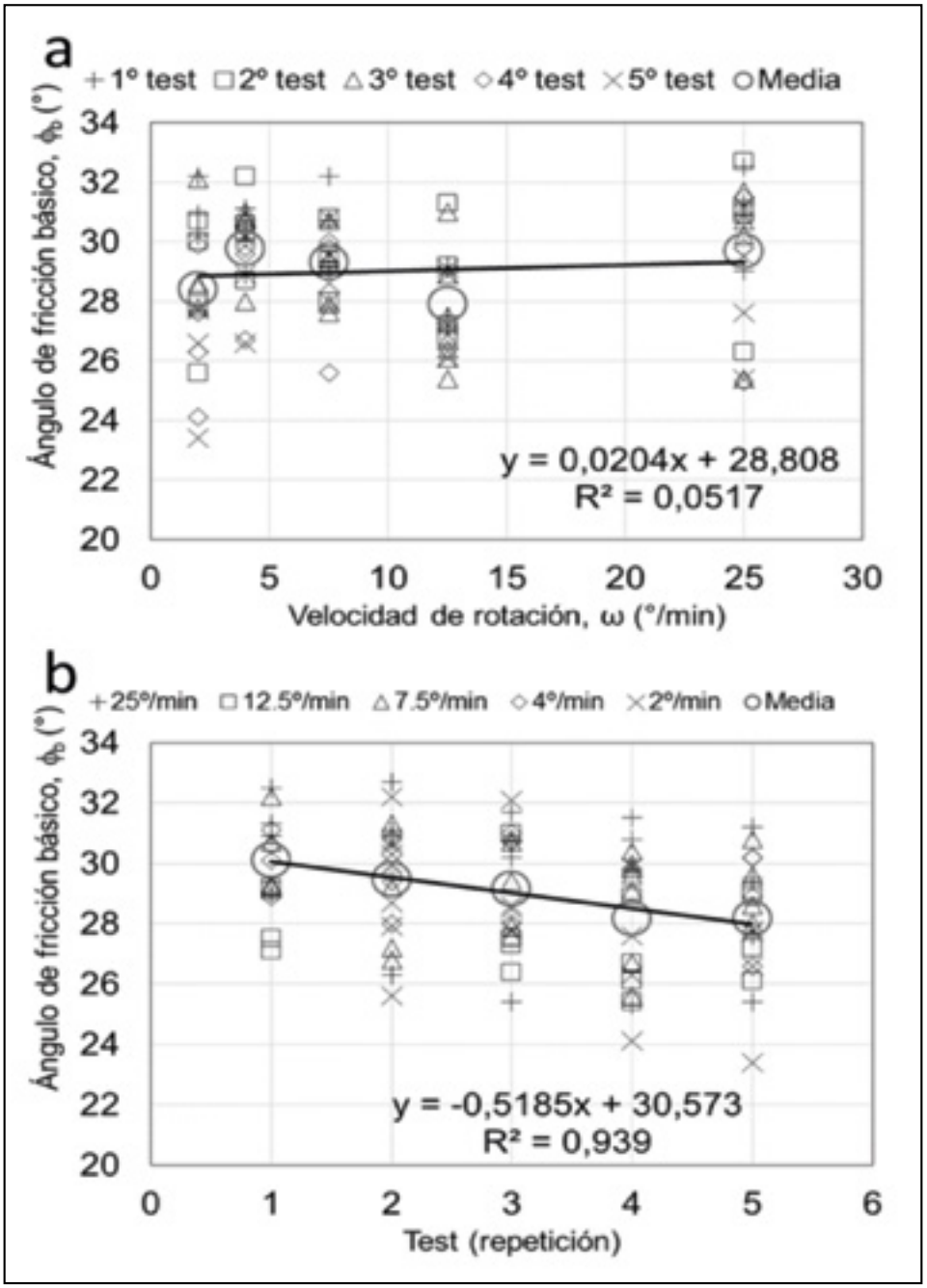


Figura 8a. Ángulo de fricción básico frente a la velocidad angular de la plataforma. **b.** Ángulo de fricción básico frente a las cinco repeticiones llevadas a cabo con cada serie. (Los círculos de mayor tamaño, representan la media de cada grupo).

4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO

Después de representar los resultados y analizar de manera somera la posible influencia de la velocidad sobre la estimación del ángulo de fricción básico de juntas en roca, se consideró oportuno investigar en mayor profundidad el efecto de este factor. Para ello, se llevaron a cabo diversas pruebas estadísticas así como representaciones con los datos experimentales.

4.1. Diagramas de caja o box-plots

Los resultados se representaron, primeramente, con la ayuda de *Matlab* mediante diagramas de caja o *box-plots* (figura 9). Este tipo de representaciones ofrecen información relativa a la variabilidad y distribución de datos de una manera clara y resumida. Incluyen parámetros descriptivos como la mediana, los percentiles 25% y 50% así como los valores máximos y mínimos no considerados *outliers*.

Los diagramas de caja también ofrecen una idea general de la «normalidad» de la distribución, de manera que, para una distribución normal, los valores extremos, los percentiles y la mediana se presentarían equiespaciados.

Como se puede observar en la figura 9a, los datos experimentales no siguen una tendencia clara cuando se representan frente a la velocidad de rotación de la mesa de ensayos; este hecho es indicativo de que los resultados de los ángulos de fricción básico no dependen de la velocidad de ensayo, como se había estudiado en el apartado 3.2.

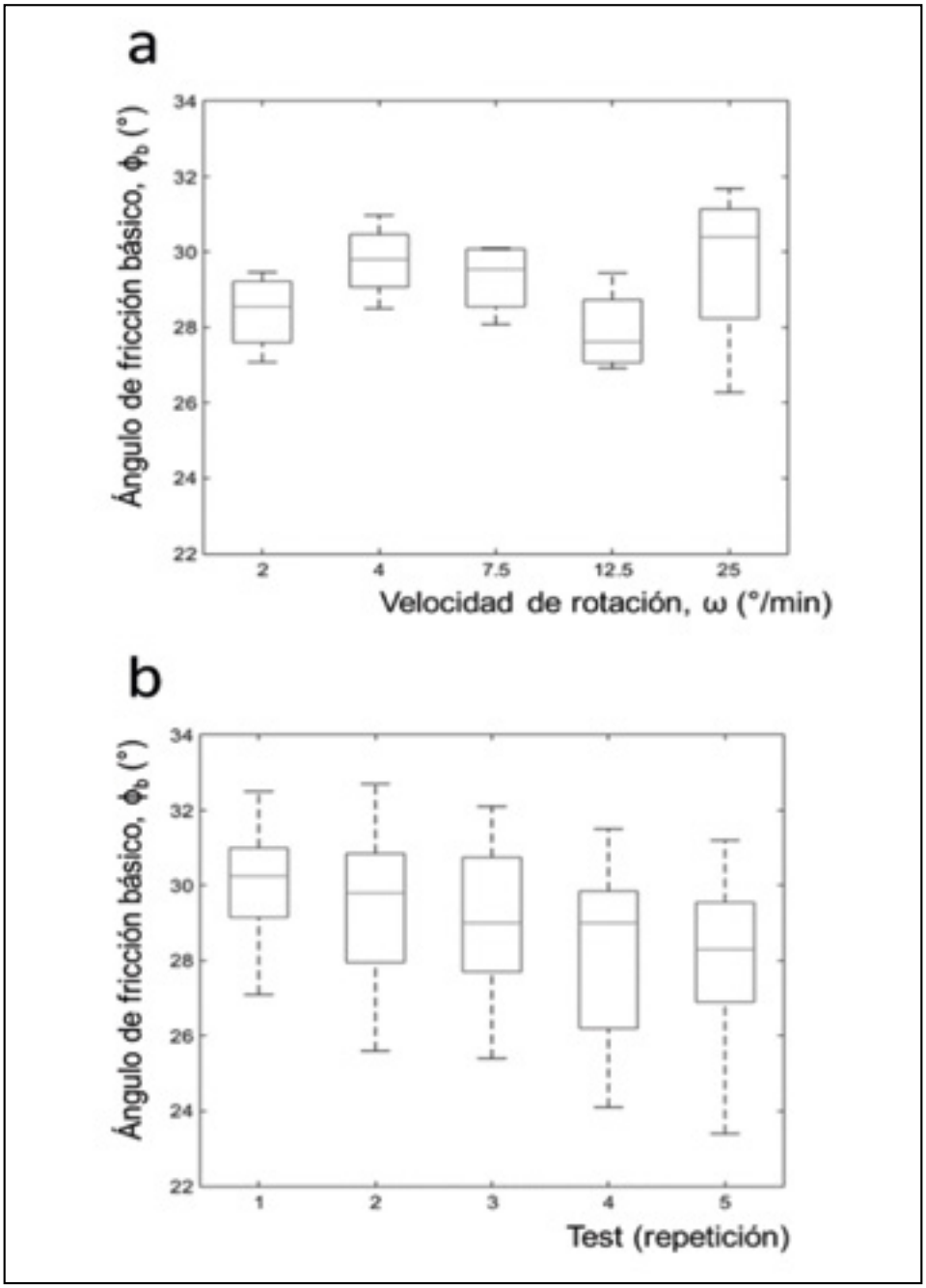


Figura 9. Diagramas de caja mostrando los ángulos de fricción básicos frente a la velocidad angular de la mesa de inclinación (a) y frente a la repetición o ensayo realizado (b).

Sin embargo, a la hora de analizar la representación de los ángulos de fricción frente a cada repetición correspondiente (figura 9b), se observa una tendencia descendente que está claramente asociada al desgaste de la superficie.

4.2. Análisis de la varianza o ANOVA

Un test estadístico apropiado para el análisis de la influencia de la velocidad en la estimación del ángulo de fricción básico es el análisis de la varianza o *ANOVA*. El test genera como salida un *valor-p* —obtenido después de aplicar el análisis *ANOVA* a un conjunto de datos— que, en caso de ser mayor que un valor crítico predefinido $\alpha = 0{,}05$ (el nivel de significación) asegura la existencia de la hipótesis nula. La existencia de la hipótesis nula implica que los datos analizados pertenecen a la misma población, es decir, pueden ser comparables entre sí.

Una vez aplicado este análisis a los datos experimentales mostrados en la tabla 1, el test genera un *valor-p* = 0,05, que no permite asegurar que éstos pertenezcan a la misma población aunque tampoco demuestra que no sea de esta manera.

Considerando la relevancia que presenta el efecto del desgaste en los resultados de los ángulos de fricción obtenidos experimentalmente, además de la propia variabilidad natural del ángulo de fricción básico, se consideró estudiar los valores promedio de las distintas series de velocidades, con la intención de reducir algo la dispersión. La prueba *ANOVA* volvió a aplicarse al conjunto de datos medios, siendo esta vez el *valor-p* = 0,289, lo que asegura con un nivel estadístico suficientemente riguroso que los datos pertenecen a la misma población, es decir, que no se ven afectados por las distintas velocidades de rotación de la plataforma.

4.3. Interpretación de los resultados tras descartar el efecto del desgaste

Con la intención de descartar el efecto indeseado del desgaste en la estimación de los ángulos de fricción básicos mostrados en la tabla 1., ésta se ha reestructurado mediante la eliminación de dicho efecto; para ello, se han utilizado los ajustes lineales de cada serie de datos representada frente a las repeticiones y, con las pendientes obtenidas en cada, se han corregido los valores en función de cada repetición. El nuevo conjunto de datos se presenta en la tabla 2.

La figura 10 muestra un histograma de frecuencias así como el valor promedio y la desviación estándar correspondiente al conjunto de datos una vez descartado el efecto del desgaste. El valor promedio de los resultados es 30,05° y la desviación estándar de 1,88° que, en comparación con las correspondientes para el conjunto de datos sin procesar (29,02° para la media y 2,02° para la desviación estándar), es algo mayor para el caso de la primera (se ha descartado el efecto del desgaste, que reduce los valores angulares) y menor para la desviación estándar (se ha reducido la dispersión).

Se ha de destacar también que la desviación estándar es incluso menor que aquéllas correspondientes a otros parámetros geomecánicos, como son la resistencia a la compresión uniaxial o el módulo de elasticidad de rocas ensayadas en laboratorio.

Tabla 2. Ángulos de fricción básicos obtenidos para las diferentes velocidades indicadas descartando el efecto del desgaste

		Repeticiones				
Series	ω	ϕ_{b1}	ϕ_{b2}^*	ϕ_{b3}^*	ϕ_{b4}^*	ϕ_{b5}^*
	(°/min)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)
TR-1	25	32,5	31,4	31,2	31,4	29,7
TR-2	25	29,0	26,8	26,4	26,9	27,5
TR-3	25	31,3	33,2	32,7	33,1	33,3
TR-4	25	30,9	31,6	31,7	32,4	31,6
TR-5	12,5	29,2	29,7	32,0	30,5	31,0
TR-6	12,5	27,5	27,3	28,3	27,0	31,2
TR-7	12,5	27,1	27,7	27,4	28,3	29,3
TR-8	12,5	29,1	31,8	28,5	27,7	28,2
TR-9	7,5	30,7	31,3	30,4	31,6	31,7
TR-10	7,5	29,2	29,9	28,6	27,2	30,7
TR-11	7,5	32,2	30,1	31,7	31,4	30,1
TR-12	7,5	29,3	28,5	28,9	30,7	32,9
TR-13	4	31,1	32,7	32,0	32,0	32,3
TR-14	4	30,6	31,1	29,0	28,3	28,7
TR-15	4	28,9	29,2	31,8	31,2	32,3
TR-16	4	30,1	30,8	31,7	31,4	31,0
TR-17	2	32,2	30,5	29,6	31,5	28,7
TR-18	2	30,9	28,4	28,8	27,9	29,8
TR-19	2	30,2	26,1	33,1	25,7	25,5
TR-20	2	30,3	31,2	26,5	29,2	29,9

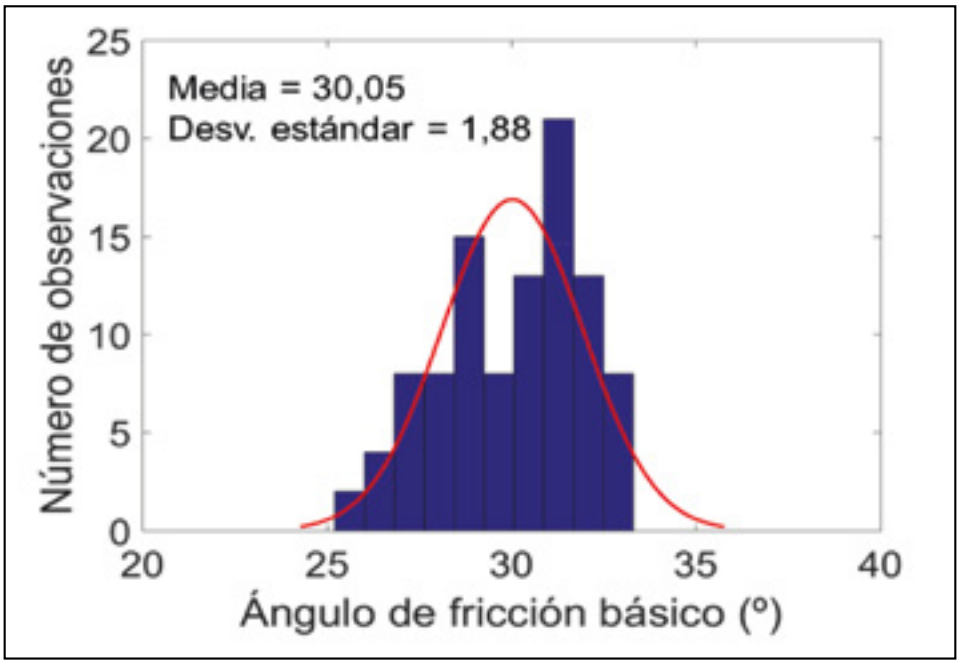


Figura 10. Histograma de frecuencias y distribución normal obtenida para los resultados experimentales corregidos en cuanto al desgaste. Se indica media y desviación típica.

5. CONCLUSIONES

En este estudio, se ha llevado a cabo un programa experimental para evaluar el efecto del desgaste y la posible influencia de la velocidad angular de la mesa de ensayos en la estimación del ángulo de fricción básico.

De acuerdo a estudios previos, se ha observado que el desgaste de las superficies, como consecuencia de sucesivas repeticiones de los ensayos, juega un papel relevante que se debe tener en cuenta a la hora de analizar resultados de *tilt tests* en juntas de roca.

Mediante una interpretación estadísticamente rigurosa de los resultados se llega a la conclusión de que la velocidad de rotación de la mesa de ensayos no afecta significativamente a los resultados del ángulo de fricción básico, al menos en el rango de velocidades de 2 a 25°/min.

Es pertinente remarcar que, una vez se descarta el efecto del desgaste, los resultados obtenidos se ajustan razonablemente bien a una distribución normal y presentan una desviación estándar en línea con aquéllas observadas para otros parámetros geomecánicos, como la resistencia a compresión simple o el módulo de elasticidad.

Se plantea una investigación más pormenorizada del efecto del procedimiento de corte, incluyendo los tipos de sierra utilizados en la preparación de las muestras. Estos estudios pueden ser útiles a la hora de proporcionar una metodología conveniente para ensayar y estimar el ángulo de fricción básico de juntas en roca.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ministerio de Economía y Competitividad por la financiación parcial de este estudio mediante el Proyecto con Referencia Nº BIA2014-53368P. Este contrato está parcialmente financiado mediante fondos FEDER de la Unión Europea.

7. BIBLIOGRAFÍA

Alejano, L.R., González, J., y Muralha, J. (2012). Comparison of different techniques of tilt testing and basic friction angle variability assessment. Rock Mechanics & Rock Engineering 45(6): pp. 1023-1035.

Barton, N., y Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* 10(1): pp. 1-54.

Bruce, I.G., Cruden, D.M., y Eaton, T.M. (1989). Use of a tilting table to determine the basic friction angle of hard rock samples. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(3): pp. 474-479.

González, J., González-Pastoriza, N., Castro, U., Alejano, L.R., y Muralha, J. (2014). Considerations on the laboratory estimate of the basic friction angle of rock joints. *Proc. EUROCK 2014, ISRM European Regional Symposium, Vigo, 26-28 May 2014*. Rotterdam: Balkema.

Pérez-Rey, I., Alejano, L.R., González-Pastoriza, N., González, J., y Arzúa, J. (2015). Effect of time and wear on the basic friction angle of rock discontinuities. *Proc. ISRM European Regional Symposium EUROCK 2015 & 64th Geomechanics Colloquium, Salzburg, 7-9 October 2015:* 1115-1120. Salzburg: OGG.

Ruiz, J., y Li, C.C. (2014). Measurement of the basic friction angle of rock by three different tilt test methods. *Proc. EUROCK 2014, ISRM European Regional Symposium, Vigo, 26-28 May 2014*: 261-266. Rotterdam: Balkema.

USBR (2009). Procedure for determining the angle of basic friction (static) using a tilting table test (Designation USBR 6258-09). Disponible en http://www.usbr.gov/

Revisión del estado actual de la clasificación geomecánica Slope Mass Rating (SMR)

Review of the Current Status of the Geomechanic Classification Slope Mass Rating (SMR)

Roberto Tomás[1*], Manuel Romana[2], José Bernardo Serón[3]

Resumen

El Slope Mass Rating (SMR) es una clasificación geomecánica empleada para la caracterización de taludes rocosos, que se calcula corrigiendo el RMR básico mediante una serie de factores dependientes de: (a) el paralelismo entre los rumbos de las discontinuidades y del talud (F_1); (b) el buzamiento de las discontinuidades (F_2); (c) la relación de buzamientos entre las discontinuidades y el talud (F_3); y (d) el método de excavación empleado (F_4). Desde su publicación en el año 1985 hasta la actualidad, esta clasificación ha gozado de un uso muy extendido en todo el mundo. Además, numerosos autores han llevado a cabo modificaciones o variaciones en la clasificación original para su adaptación a diversas situaciones particulares. Asimismo, ha sido aplicada a partir de proyección estereográfica o Sistemas de Información Geográfica, e incorporada a la normativa técnica de diversos países. En la actualidad, el desarrollo de las tecnologías emergentes ha propiciado la aparición de programas informáticos para el cálculo del SMR, así como el desarrollo de metodologías basadas en el empleo de nubes de puntos 3D para la caracterización de taludes mediante el uso de este índice. En el presente trabajo se lleva a cabo una revisión del uso del SMR a lo largo de los últimos 30 años, centrando nuestra atención en las modificaciones o adaptaciones más importantes de la clasificación original, su uso en el campo de la mecánica de rocas y las tendencias futuras en el empleo de esta clasificación geomecánica.

Palabras clave: SMR, RMR, mecánica de rocas, clasificaciones geomecánicas, slope.

Abstract

Slope Mass Rating (SMR) is a geomechanic classification used for the characterization of rocky slopes, which is calculated adjusting the basic RMR through several factors depending on: (a) the parallelism between the discontinuity and slope directions (F_1); (b) the dip of the discontinuities (F_2); (c) the relationship between the dip of the discontinuities and the slope (F_3); and (d), the excavation method (F_4). From the publication of the SMR in 1985 up to date, this classification has been widely used worldwide. Moreover, several authors have either modified or changed the original classification in order to adapt it to different particular situations. Furthermore, it has been applied by using stereographic projection or Geographical Information Systems, having been incorporated to the technical standards of several countries. Nowadays, the development of emerging technologies has favoured the creation of software for the calculation of SMR, as well as the development of new methodologies based on the use of 3D point clouds to the characterization of the slopes using this index. In this work, a review of the current state of the SMR over the last thirty years is presented, focusing our attention on the most important modifications and adaptations of the original classification, its use in the rock mechanics field, and future trends in the use of this geomechanic classification.

Keywords: *SMR, RMR, rock mechanics, geomechanic classification.*

1. INTRODUCCIÓN

Las clasificaciones geomecánicas constituyen un sistema de comunicación universal entre sus usuarios, mejoran el conocimiento del comportamiento del macizo rocoso y proporcionan una valoración cuantitativa del mismo por medio de un algoritmo aritmético simple (Romana, 1997). Algunos de los índices geomecánicos empleados en la caracterización geomecánica de taludes en roca son el Rock Mass Rating (RMR, Bieniawski, 1989), Rock Mass Strength (RMS, Selby, 1980), Slope Mass Rating (SMR, Romana, 1985), Slope Rock Mass Rating (SRMR, Robertson, 1988) y Slope Stability Probability Classification (SSPC, Hack, 1998). De entre todas las anteriores, el SMR goza de una gran aceptación desde su aparición (Romana *et al.*, 2005) debido a su sencillez de aplicación y la exhaustiva definición cuantitativa que hace de los factores de corrección, que dependen de la orientación relativa existente entre el talud y las discontinuidades así como del método de excavación del talud. En el presente trabajo se revisan las experiencias acumuladas a los largo de los últimos treinta años en la aplicación del Slope Mass Rating, así como las

* Autor de contacto: roberto.tomas@ua.es

[1] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos e Ingeniero Geólogo. Profesor Titular de Universidad Dpto. de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Superior de Alicante, Universidad de Alicante, Apdo. Correos 99, 03080 Alicante, España.

[2] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático emérito de Ingeniería del Terreno. Universidad Politécnica de Valencia.

[3] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor Titular de Escuela Universitaria. Departamento de Ingeniería del Terreno, Universidad Politécnica de Valencia.

modificaciones, adaptaciones o variantes que se han desarrollado en torno a ella.

2. LA CLASIFICACIÓN SMR ORIGINAL

El Slope Mass Rating (SMR) es una clasificación geomecánica desarrollado por Romana (1985) para evaluar la estabilidad de los taludes rocosos. El SMR se obtiene corrigiendo el RMR básico (RMR_b) de Bieniawski (1989) a través de una serie de factores dependientes de la geometría del talud y de las discontinuidades y añadiendo otro factor dependiente del método de excavación mediante la expresión:

$$SMR = RMR_b + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad [1]$$

F_1 depende del paralelismo (A en la tabla 1) entre las direcciones de buzamiento de las discontinuidades (α_j) y el talud (α_s) y varía entre 0,15 y 1,0. Alternativamente, Romana (1993) propuso la siguiente función continua para el cálculo de F_1.

$$F_1 = (1 - \text{sen}|A|)^2 \quad [2]$$

F_2 se refiere al buzamiento de la junta (B), siendo β_j en roturas planas. Su valor varía entre 0,15 y 1,0. En cierto modo, este parámetro considera la resistencia a esfuerzo cortante de la discontinuidad. Al igual que para el parámetro F_1, Romana (1993) propuso la siguiente función continua alternativa a los valores discretos:

$$F_2 = \tan^2 B \quad [3]$$

F_3 (tabla 1) depende de la relación entre los buzamientos del talud (β_s) y las discontinuidades (β_j). Este parámetro mantienen los valores propuestos originalmente por Bieniawski (desde 0 hasta -60 puntos) que son siempre negativos y expresan la posibilidad de que las discontinuidades afloren en la superficie del talud (Romana, 1993) para roturas planas. Para el caso de rotura por vuelco no se considera que puedan darse situaciones "Desfavorables" o "Muy desfavorables" dado que este mecanismo de rotura generalmente no produce rotura súbitas e incluso, en ocasiones, los taludes pueden ser estables pese a verse afectado por este modo de rotura.

F_4 es un factor de ajuste por el método de excavación empleado (tabla 2). Incluye talud natural, precorte, voladura suave, voladura normal o excavación mecánica y voladura deficiente. Este factor considera que los taludes naturales son más estables debido al equilibrio natural alcanzado a lo largo del tiempo. El precorte y las voladuras suaves (recorte) bien ejecutados incrementan la estabilidad de los taludes en media clase (i.e. +10 puntos) y +8 puntos, respectivamente. Las voladuras normales y las excavación mecánicas, generalmente realizadas mediante ripado acompañado o no de prevoladuras poco cuidadas, no tienen influencia alguna en la estabilidad del talud definitivo, por lo que el factor F_4 adopta el valor de 0 puntos.

La tabla 3 muestra las diferentes clases de estabilidad definidas por Romana (1985). La experiencia acumulada ha demostrado que los taludes con un SMR inferior a 20 son inestables, no habiéndose identificado taludes con valores de SMR inferiores a 10. Romana (1985) propuso una guía de recomendaciones generales para el sostenimiento de taludes rocosos en función del valor del SMR basada en las observaciones realizadas en numerosos taludes inventariados. Estas recomendaciones proporcionan una primera aproximación de gran utilidad durante las fases preliminares de un proyecto o diseño. Obviamente, la elección definitiva de las medidas correctoras de un talud rocoso queda fuera del alcance de una clasificación geomecánica.

Tabla 1. Parámetros de corrección para el SMR (Romana, 1985)

Tipo de rotura			Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	A =	$\lvert\alpha_j-\alpha_s\rvert$	>30º	30-20º	20-10º	10-5º	<5º
T		$\lvert\alpha_j-\alpha_s-180\rvert$					
P/T		F_1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	B =	β_j	<20º	20-30º	30-35º	35-45º	>45º
P	F_2		0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T				1,00			
P	C =	$\beta_j-\beta_s$	>10º	10-0º	0º	0-(-10º)	<(-10º)
T		$\beta_j+\beta_s$	<110º	110-120º	>120º	-	-
P/T		F_3	0	-6	-25	-50	-60

ROTURA: P plana; T vuelco. DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO: α_j discontinuidad; α_s talud. BUZAMIENTO: β_j discontinuidad; β_s talud.

Tabla 2. Valores correspondientes al factor F_4 (Romana, 1985)

Método de excavación	F_4
Talud natural	+15
Precorte	+10
Voladura suave	+8
Voladura normal o excavación mecánica	0
Voladura deficiente	-8

3. ADAPTACIONES DEL SMR

Desde la presentación del SMR en el año 1985, la clasificación no ha sufrido cambios sustanciales, excepto el ajuste de los factores F_1 y F_2 a través de las ecuaciones (2) y (3) y la subdivisión de las clases en subclases de 10 puntos. Sin embargo, numerosos autores han adaptado el SMR a sus necesidades, modificando la metodología o los parámetros de corrección. En los siguientes subapartados se describen las aplicaciones y adaptaciones más importantes desarrolladas durante los treinta últimos años.

3.1. Funciones continuas

El SMR original se calcula asignando una puntuación específica a cada parámetro de la clasificación (i.e. F_1 a F_3) en función del valor adoptado por la variable que controla el parámetro considerado (i.e. paralelismo entre las direcciones de buzamiento del talud y de la discontinuidad, buzamiento de la discontinuidad y relación de buzamientos). Sin embargo, el carácter discreto de la clasificación puede generar variaciones mayores en los parámetros debido a pequeños cambios en el valor de la variable, y por ende en los valores de SMR y en la calidad del macizo rocoso. Si además tenemos en cuenta que algunos de los parámetros considerados en las clasificaciones geomecánicas presentan una alta variabilidad e incertidumbre en su determinación, se entiende que el uso de funciones discretas pueda condicionar el índice de calidad final del talud.

Para reducir el mencionado efecto, Tomás *et al.* (2007) propusieron una serie de funciones continuas asintóticas (figura 1) para los factores de corrección F_1 (ec. (4)), F_2 (ec. (5) para rotura plana y cuña) y F_3 (ec. (6) para roturas plana y cuña y ec. (7) para vuelco), que proporcionan diferencias absolutas máximas frente a las funciones discretas originales inferiores a 7 puntos, reduciendo así significativamente interpretaciones subjetivas en la asignación de la

Tabla 3. Descripción de las clases del SMR (Romana, 1985)

Clases →	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy Buena
Estabilidad	Completamente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Completamente estable
Roturas	Grandes planos o circular	Plana o grandes cuñas	Plana a lo largo de algunas juntas o algunas cuñas	Algunas roturas en bloque	Sin roturas
Probabilidad de rotura	0,9	0,6	0,4	0,2	0

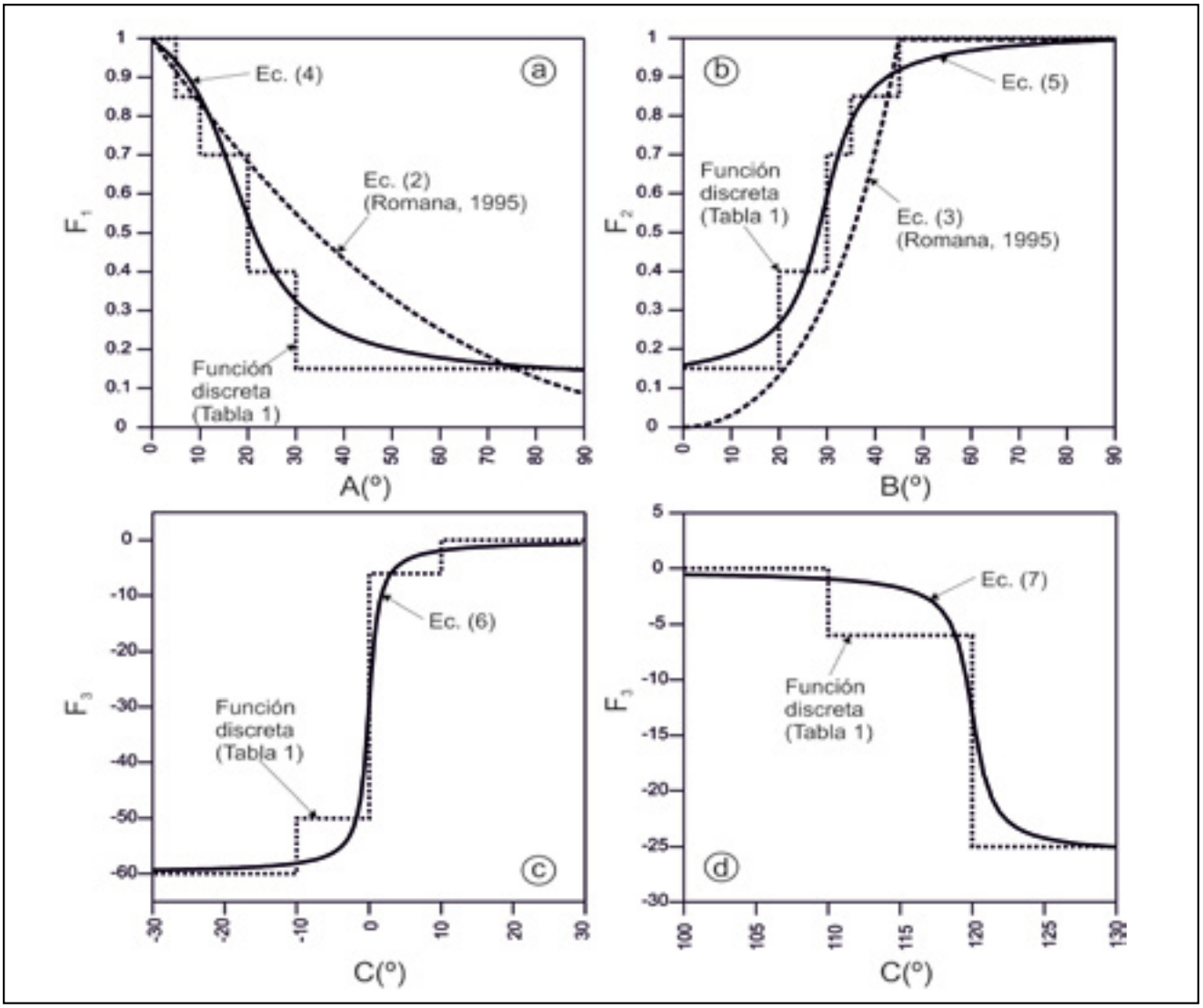


Figura 1. Funciones discretas (Romana, 1985) y continuas (Romana, 1993; Tomás et al., 2007) para el cálculo de los parámetros a) F_1; b) F_2; c) F_3 para rotura plana; y d) F_3 para rotura por vuelco.

puntuación a valores próximos a los extremos de los intervalos de las funciones discretas:

$$F_1 = \frac{16}{25} - \frac{3}{500}\operatorname{atan}\left(\frac{1}{10}(|A| - 17)\right) \quad [4]$$

$$F_2 = \frac{9}{16} + \frac{1}{195}\operatorname{atan}\left(\frac{17}{100}B - 5\right) \quad [5]$$

$$F_3 = -30 + \frac{1}{3}\operatorname{atan}C \quad [6]$$

$$F_3 = -13 - \frac{1}{7}\operatorname{atan}(C - 120) \quad [7]$$

Estas funciones son especialmente útiles para ser implementadas en rutinas informáticas para el cálculo del SMR (e.g. Riquelme *et al*., 2014a) y en Sistemas de Información Geográfica (e.g. Filipello *et al.* 2010). Roghanchi *et al.* (2013) también propusieron diagramas continuos obtenidos a partir de análisis difuso (fuzzy) para la determinación de los factores F_1, F_2 and F_3. El inconveniente de estas funciones continuas es que carecen de expresión matemática que permita su cálculo automático.

3.2. Chinese Slope Mass Rating

El Slope Mass Rating fue adaptado para su aplicación en taludes de gran altura, con motivo de la construcción de grandes centrales hidroeléctricas por parte del Instituto Chino de Recursos Hidráulicos y Energía Hidroeléctrica, a través de las siguientes expresiones (CSMR; Chen, 1995):

$$CSMR = E \times RMR_b + \lambda \times (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad [8]$$

$$E = 0{,}43 + 0{,}57 \times \left(\frac{80}{H}\right) \quad [9]$$

Donde H es la altura del talud (en m) y λ considera las condiciones de la discontinuidad en el talud variando entre 0,6 y 1,0.

3.3. Highway Slope Mass Rating

Posteriormente, Runqiu y Yuchuan (2005) adaptaron el Chinese Slope Mass Rating (CSMR) para su uso en taludes de carretera, denominando a la nueva clasificación como Highway Slope Mass Rating (HSMR).

Esta nueva clasificación modificó las expresiones del Chinese Slope Mass Rating e introdujo un nuevo parámetro por la existencia de diferentes litologías en el talud (Coefficient of the lithology combination, η). La expresión propuesta por estos autores para el cálculo del HSMR fue la siguiente:

$$HSMR = E \times RMR_b + \eta \times \lambda \times (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad [10]$$

Estos mismos autores propusieron una clasificación de los taludes en función del valor del HSMR calculado, evaluando su estabilidad, forma de rotura y métodos de estabilización.

3.4. Procedimiento gráfico

Tomás *et al.* (2012a) han desarrollado un método gráfico basado en la representación estereográfica de los polos de las discontinuidades y el talud para la obtención de los parámetros de originales corrección del SMR (F_1, F_2 y F_3). En este método, los parámetros son calculados representando los polos de las discontinuidades y del talud en falsilla estereográfica y superponiéndola a los diagramas propuestos (figura 2).

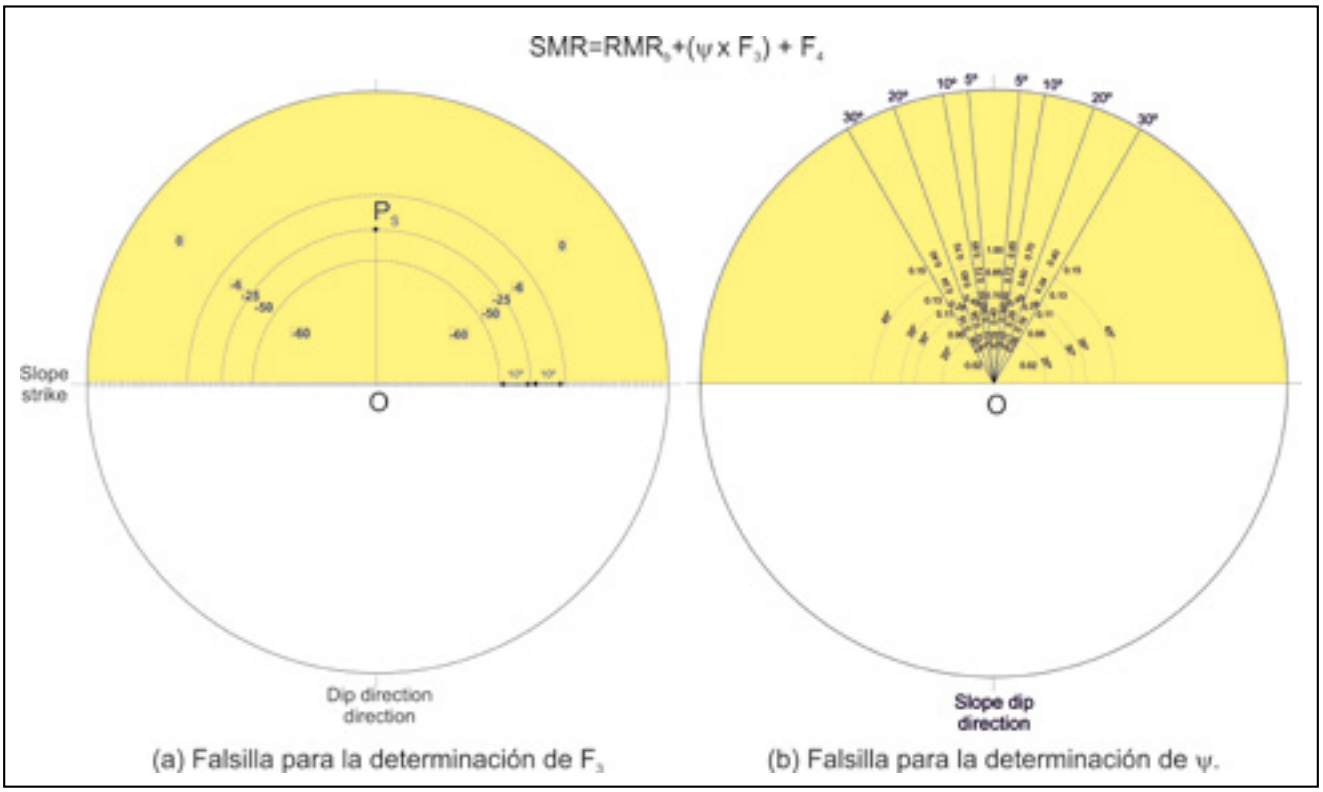


Figura 2. Diagramas estereográficos propuestos por Tomás et al. (2012a) para el cálculo de los parámetros de corrección del SMR (Romana, 1985) en rotura plana: a) F_3; y b) $\psi = F_1 \times F_2$. Obsérvese que el gráfico (a) ha de ser elaborado ad hoc para cada buzamiento de talud, representando su polo (P_s) para definir las diferentes zonas de puntuación según se muestra en la figura.

Para la obtención de los parámetros es necesario girar la falsilla que contiene la representación de los polos de las discontinuidades y del talud sobre el diagrama propuesto correspondiente hasta hacer coincidir las direcciones de buzamiento del talud y del diagrama. Una vez superpuestos, los parámetros de corrección $\psi=F_1\times F_2$ (que varía entre 0 y 1 y expresa el porcentaje de F_3 movilizado) y F_3 son calculados directamente del diagrama propuesto a partir de la posición de los polos de las discontinuidades (para rotura plana o por vuelco). A partir de estos parámetros y del factor de corrección por el método de excavación del talud tenemos que:

$$SMR = RMR_b + (\psi\times F_3) + F_4 \qquad [11]$$

Las principales aplicaciones de este método son (Tomás *et al.*, 2012a): a) determinación rápida de los parámetros de corrección del SMR en aquellos casos en los que el buzamiento del talud es constante (e.g. trincheras de obras lineales, excavaciones mineras, etc.). b) la posibilidad de trabajar con todas las medidas de orientación de las discontinuidades realizadas en el campo para determinar distribución de valores de los factores de corrección para seleccionar el más adecuado a criterio del técnico (e.g. valores más bajos –mínimo-, valores más abundantes –moda-, etc.).

3.5. Otras aplicaciones y herramientas

Además de las adaptaciones del SMR mostradas en los apartados precedentes, existen nuevos usos y herramientas que se describen en este apartado.

Un novedoso método consiste en la aplicación de la teoría difusa (fuzzy) para la aplicación del SMR. Daftaribesheli *et al.* (2011) aplicaron la teoría difusa a la clasificación SMR para evaluar la estabilidad de taludes de minas a cielo abierto. Su propuesta, que proporcionó resultados satisfactorios en el caso que estudiaron, la denominaron Fuzzy Slope Mass Rating (FSMR).

Anbalagan *et al.* (1992a) llevaron a cabo una adaptación del SMR para el caso de rotura por cuña. Estos autores propusieron calcular las relaciones geométricas entre la discontinuidad y el talud necesarias para determinar el SMR a través de la línea de intersección de los dos planos de la cuña.

Perri (1994) introdujo el efecto de la anisotropía del macizo rocoso por medio de un factor (f) variable entre 0 y 1 que multiplica al segundo término de la expresión (1). f se calcula a partir de los parámetros de corte de la discontinuidad (c' y ϕ') y de la roca (c y ϕ).

Rahim *et al.* (2009) propusieron el Modified Slope Mass Rating (M-SMR) para su uso en formaciones heterogéneas compuestas por alternancias de diferentes litologías. Según los autores, esta nueva clasificación supone una modificación tanto en términos de cálculo de parámetros como de métodos de determinación.

Otra importante aplicación del SMR (original o modificado) consiste en su uso como parámetro de susceptibilidad (e.g. Anbalagan, 1992b).

Budetta (2004) incorporó el SMR en la evaluación de los ampliamente empleados sistemas de clasificación de peligrosidad de caídas de roca (Rock Hazards Rating System, RHRS) para el establecimiento del riesgo de caída de rocas en carreteras. Adicionalmente, el SMR ha sido ampliamente empleado para la elaboración de cartografías de susceptibilidad de taludes rocosos mediante Sistemas de Información Geográfica (SMR), desarrollando nuevos módulos y empleando distintas metodologías (e.g. Filipello *et al.*, 2010; Yilmaz *et al.*, 2012).

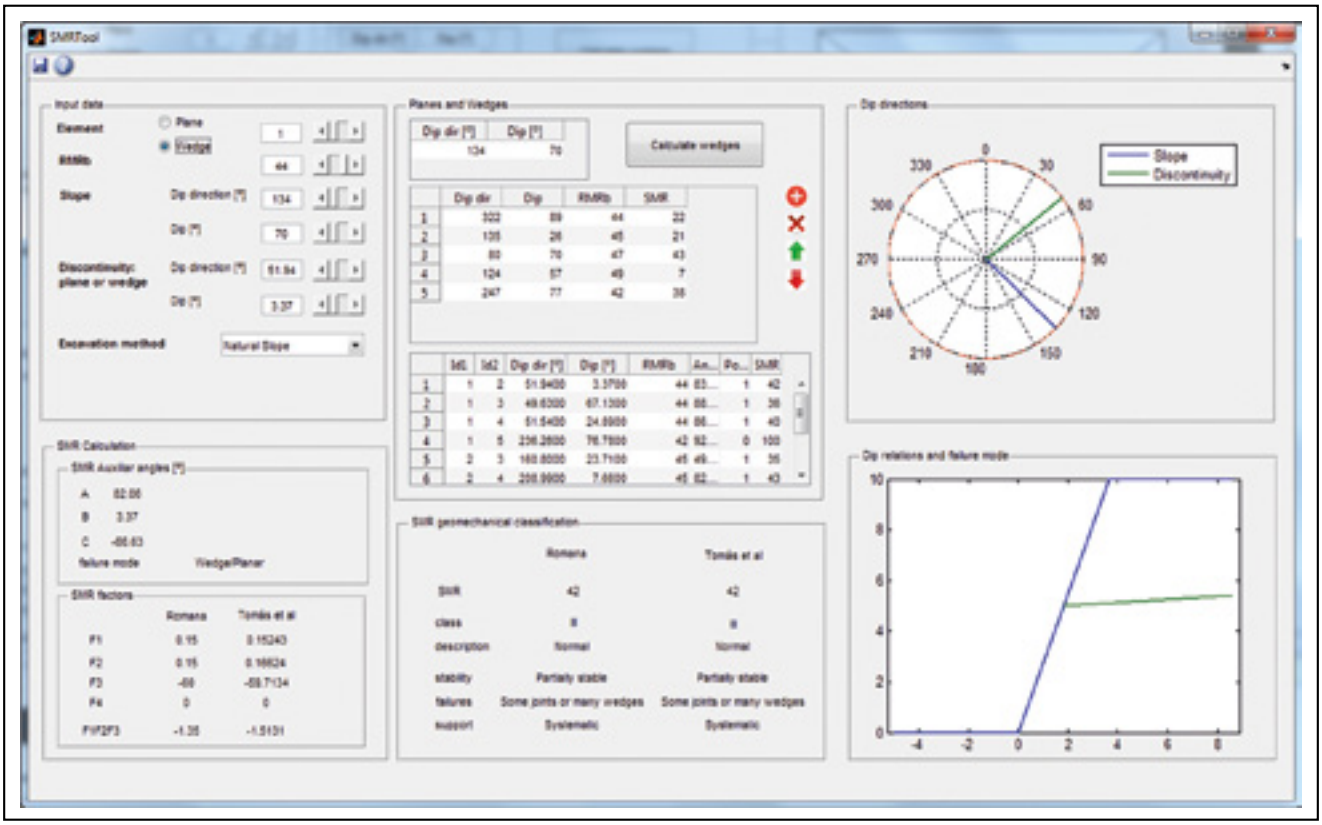


Figura 3. Captura de pantalla de la aplicación libre SMRTool para el cálculo del índice SMR.

También se han desarrollado aplicaciones informáticas para el cálculo rápido del SMR (figura 3). Riquelme *et al.* (2014a) han publicado en abierto una calculadora programada tanto en MS Excel como en Matlab para el cálculo de los coeficientes F_1, F_2 y F_3 a partir de los vectores de buzamiento del talud y de la discontinuidad (dirección de buzamiento y buzamiento) o de la línea de intersección en el caso de roturas por cuña, llamada SMRTool. Esta rutina calcula automáticamente los ángulos auxiliares A, B y C (ver tabla 1) así como el tipo de rotura (plana, cuña o vuelco) compatible con la geometría del caso estudiado y proporciona los valores de SMR originales (Romana, 1985) y continuos (Tomás *et al.*, 2007) incluyendo también la descripción de la clase, la estabilidad, los modos de rotura y las medidas recomendadas por Romana (1993).

4. UTILIZACIÓN DEL SMR

El SMR ha sido ampliamente empleado durante los últimos treinta años de la siguiente manera:

a) como una clasificación geomecánica para clasificar los taludes rocosos;
b) considerando F_1, F_2, F_3 como parámetro para cuantificar el efecto de las discontinuidades en la estabilidad de los taludes;
c) como un complemento de otros métodos;
d) como un método preliminar y complementario de trabajo.

La amplia aplicación del SMR ha permitido identificar a su vez algunas cuestiones: 1) la clasificación SMR es ligeramente conservadora; 2) los valores extremos de F_3 propuestos por Bieniawski (i.e. -50 y -60 puntos) plantean algunas dificultades en la práctica; 3) los modos de fallo derivados del SMR parecen darse en la práctica; 4) el método de excavación influye de forma considerable en la estabilidad de los taludes, lo que justifica su uso; 5) la clasificación de taludes con bermas presenta dificultades prácticas; y 6) la clasificación SMR no tiene en cuenta la altura del talud que tiene gran relevancia en su estabilidad.

Tomás *et al.* (2012b) llevó a cabo una exploración, análisis y visualización de las relaciones existentes entre los diferentes parámetros que controlan el SMR (i.e. RMR_b, el paralelismo entre la discontinuidad y el talud (A), el buzamiento de la discontinuidad (β_j) y el buzamiento del talud (β_s)) a través del método Worlds within Worlds identificando numerosos casos en los que el SMR es insensible a las condiciones geométricas del talud para un amplio número de posibles combinaciones discontinuidad-talud, para las cuales $F_1 \times F_2 \times F_3$ es aproximadamente igual a 0 y por tanto el SMR puede calcularse sin gran error corrigiendo el RMR_b únicamente con el factor de excavación, como $RMR_b + F_4$. Estos casos particulares son: a) taludes afectados por rotura plana con β_s menor que β_j, valores de A (paralelismo) mayor que 30º, o valores de β_j inferiores a 20º para los cuales el SMR puede ser calculado con errores máximos de nueve puntos considerando únicamente el RMR básico y el factor F_4. b) taludes afectados por rotura por vuelco en los que el valor de A es superior a 30º o la relación $\beta_j + \beta_s$ es menor o igual a 120º, en los cuales el SMR puede ser calculado con errores máximos de seis puntos considerando únicamente el RMR básico y el factor F_4.

5. EXPERIENCIAS DE USO

Desde la presentación del SMR en el año 1985, es muy común encontrar bibliografía de mecánica de rocas o de estabilidad de taludes rocosos de carácter técnico, científico y divulgativo en el que se dedica alguno de sus capítulos o secciones íntegramente al SMR (e.g. Hudson and Harrison, 1997; Singh y Göel, 1999). La figura 4 muestra los resultados de un análisis bibliométrico en el que se representa la

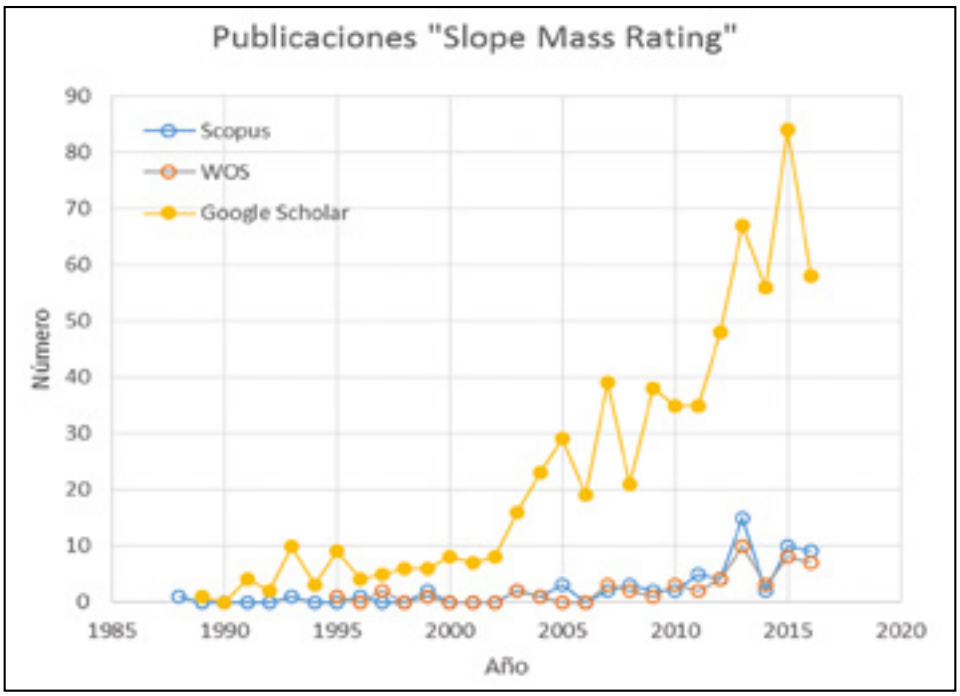


Figura 4. Número de publicaciones en las bases de datos WOS, Scopus y Google Scholar que contienen el término "Slope Mass Rating" entre 1987 y 2016. Análisis realizado en octubre de 2016.

evolución de las referencias bibliográficas anuales que contienen el término "Slope Mass Rating" en las bases de datos de la Web of Science (WOS), Scopus y Google Académico. Como puede apreciarse, el número de citas es ascendente, mostrando una tendencia aparentemente exponencial, principalmente en la base de datos de Google Académico. El número de citas en la WOS y en Scopus es menor, aunque la tendencia también es creciente. La WOS y Scopus son bases de datos que presentan un claro carácter científico. Sin embargo, Google Scholar aglutina también referencias de, por ejemplo, tesis doctorales, libros, informes científicos, etc. Por tanto, la lectura que podría hacerse en relación a la diferencia en el número total de citas observado entre las bases de datos es que el SMR tiene más carácter práctico y profesional que científico, lo que hace que aparezca en un mayor número de referencias de Google Scholar.

El SMR ha sido incorporado en los programas docentes o de formación de ingeniería civil, Geológica o Minera de un amplio número de instituciones (e.g. España, India, Taiwán, etc.).

Por otro lado, el SMR ha sido adoptado en sí mismo, modificado o como un índice de calidad en las normativas técnicas de diversos países (e.g. India, Serbia, Italia, etc.).

Actualmente, existen evidencias de su uso y aplicación en más de 50 países de los cinco continentes, siendo su uso muy especialmente intensivo en Asia (e.g. China e India).

La figura 5 muestra un mapa con los países en los que se han encontrado evidencias de uso del SMR o de alguna de sus adaptaciones/modificaciones, además de aquellos en los que el SMR ha sido también incorporado a la normativa técnica del país.

6. TENDENCIAS FUTURAS

Las nuevas técnicas fotogramétricas (e.g. Structure from Motion, SfM) y láser escáner (Light Detection and Ranging, LiDAR) permiten la adquisición de forma masiva de nubes de puntos 3D (con coordenadas X, Y y Z) de taludes que pueden ser utilizadas para la obtención automática o semiautomática de parámetros del macizo rocoso como la orientación de las discontinuidades y del talud (dirección y buzamiento) y otros parámetros como el espaciado, RQD, persistencia, etc. (e.g. Lato *et al.* 2009; Gigli and Casagli, 2011; Riquelme *et al.*, 2014b; 2015).

Por lo tanto, la información derivada de estas técnicas puede ser integrada en el proceso de cálculo del SMR de los taludes rocosos de forma automática o semiautomática (e.g. Filipello *et al.*, 2010; Riquelme *et al.*, 2016) agilizando y sistematizando considerablemente el proceso de toma de datos y posterior aplicación de las clasificaciones geomecánicas.

7. COMENTARIOS FINALES

Desde la presentación del Slope Mass Rating en el año 1985 en el congreso de la ISRM celebrado en Zacatecas (México), éste ha sido profusamente y exitosamente usado.

La definición detallada de los factores de corrección es probablemente una de las ventajas principales que presenta el SMR frente a otras clasificaciones más complejas de aplicar o que consideran parámetros de difícil o costosa determinación.

Actualmente, existen evidencias de su uso en los cinco continentes y en un elevado número de países, en algunos de los cuales incluso se ha incorporado el SMR a la normativa técnica. También han proliferado numerosas modificaciones o adaptaciones del SMR para diferentes propósitos y aplicaciones.

La adaptación del SMR para su aplicación en taludes excavados en macizos rocosos heterogéneos o isótropos, la modificación de las funciones discretas originales del SMR a través de funciones continuas y el método grafico son algunas de las adaptaciones llevadas a cabo.

El SMR ha sido también empleado para la elaboración de cartografía de calidad geomecánica de taludes en amplias zonas a través de Sistemas de Información Geográfica.

Algunas metodologías desarrolladas incluso hacen uso del SMR para cuantificar la susceptibilidad a la caída de rocas.

En el futuro, los datos estructurales derivados de sensores remotos como la fotogrametría y el LiDAR permitirán

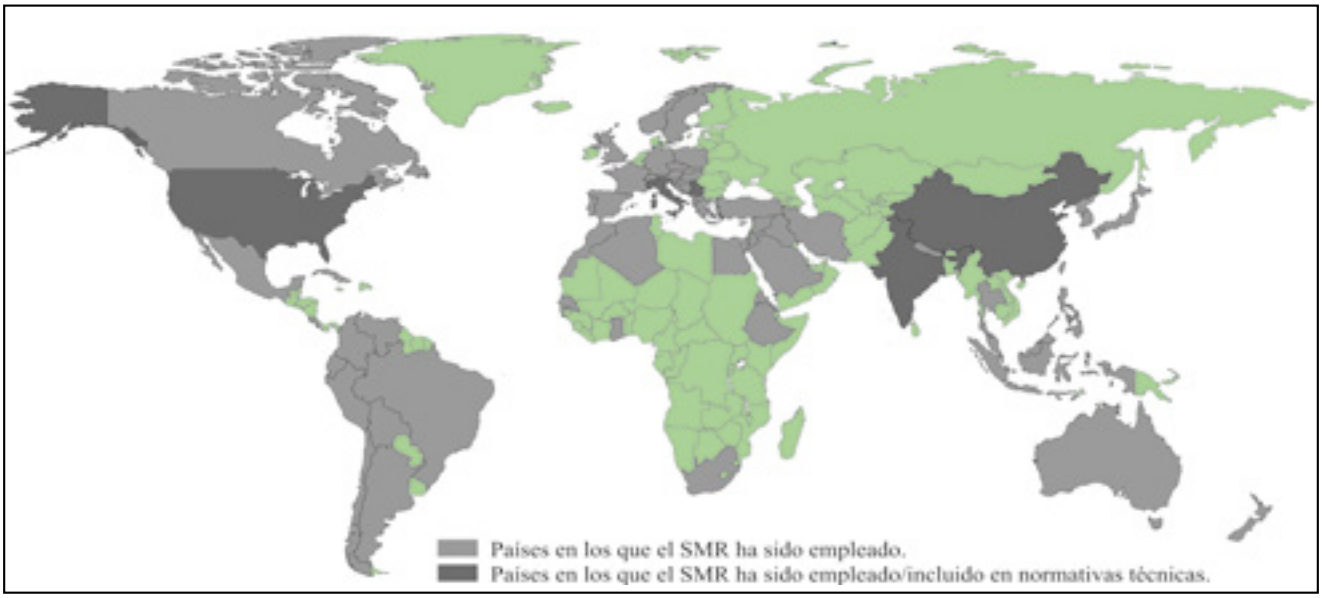


Figura 5. Países en los que se han encontrado evidencias de uso de la clasificación SMR.

calcular automática o semiautomáticamente los parámetros de corrección del SMR de un talud o incluso generar cartografías de distribución del SMR en un determinado talud o área.

Por lo tanto, puede concluirse que el amplio uso del SMR durante los últimos treinta años ha permitido la acumulación de una enorme experiencia que ha permitido a su vez confirmar la utilidad del Slope Mass Rating para el estudio de taludes rocosos y la aceptación y reconocimiento de este índice por la comunidad científica y técnica internacional.

8. BIBLIOGRAFÍA

Anbalagan, R. (1992b). Landslide hazard evaluation and zonation mapping in mountainous terrain. *Engineering Geology*, 32, pp. 269-277.

Anbalagan, R., Sharma, S. y Raghuvanshi, T.K. (1992a). Rock Mass Stability Evaluation Using Modified SMR Approach. *Proceedings of the 6th National Symposium on Rock Mechanics*, pp. 258-268.

Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classification*. Chichester: Wiley.

Budetta, P. (2004). Assessment of rockfall risk along roads. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 4, pp. 71-81.

Chen, Z. (1995). Recent developments in slope Stability Analysis. Keynote lecture. En Fujii, T. (ed.), *Proc. 8th Int. Cong. Rock Mech.*, vol. 3, pp. 1041-1048.

Daftaribesheli, A., Ataei, M., y Sereshki, F. (2011). Assessment of rock slope stability using the Fuzzy Slope Mass Rating (FSMR) system. *Applied Soft Computing*, 11(8): pp. 4465-4473.

Filipello, A., Giuliani A., y Mandrone, G. (2010). Rock slopes failure susceptibility analysis: from remote sensing measurements to geographic information system raster modules. *American Journal of Environmental Sciences*, 6, pp. 489-494.

Gigli, G., y Casagli, N. (2011). Semi-automatic extraction of rock mass structural data from high resolution LIDAR point clouds. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(2): pp. 187–198.

Hack, R., Price, D., y Rengers, N.A. (2003). A new approach to rock slope stability - a probability classification (SSPC). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 62(2): pp. 167-184.

Hudson, J.A., y Harrison, J.P. (1997). Engineering rock mechanics: an introduction to the principles. Ámsterdam: Pergamon Press.

Lato, M., Diederichs, M.S., Hutchinson, D.J., y Harrap, R. (2009). Optimization of LiDAR scanning and processing for automated structural evaluation of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 46, pp. 194–199.

Perri, G. (1994). Una extensión de la metodología de Bieniawski-Romana para estimar la estabilidad de taludes en rocas. *I Simposio Panamericano de Deslizamientos de tierra. Guayaquil - Ecuador, 01 al 05 Agosto de 1994*.

Rahim, I.A., Tahir, S.H., y Musta, B. (2009). Modified Slope Mass Rating (M-SMR) system: A classification scheme of interbedded Crocker Formation in Kota Kinabalu, Sabah, Malaysia. *Proceeding of the 8th Seminar on Science and Technology 2009 (S&T2009), 18-19 December 2009, Shangri-La's Rasa Ria Resort, Pantai Dalit, Tuaran*.

Riquelme, A., Tomás, R., y Abellán A. (2014a). SMRTool beta. A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR). Universidad de Alicante. Página web: http://personal.ua.es/en/ariquelme/smrtool.html (07/05/2014). License: Creative Commons BY-NC-SA.

Riquelme, A.J., Abellán, A., Tomás, R., y Jaboyedoff, M. (2014b). A new approach for semi-automatic rock mass joints recognition from 3D point clouds. *Computers & Geosciences*, 68, pp. 38-52.

Riquelme, A., Abellán, A., y Tomás, R. (2015). Discontinuity spacing analysis in rock masses using 3D point clouds. *Engineering Geology*, 195, pp. 185-195.

Riquelme, A., Tomás, R., y Abellán, A. (2016). Characterization of rock slopes through slope mass rating using 3D point clouds. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 84, pp. 165–176.

Robertson A.M. (1988). Estimating weak rock strength. En Sastry, K.V.S. (ed.), *Proceedings of the SME Annual meeting, Society of Mining Engineering, Phoenix*, pp. 1-5.

Roghanchi, P., Kallu, R., y Thareja, R. (2013). A New Expression of Three Adjustment Factors of Slope Mass Rating Classification. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 6, pp. 404-410.

Romana M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. En *Proceedings of the International Symposium on the Role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works*. International Society of Rock Mechanics, Zacatecas, pp. 49-53.

Romana, M. (1993). SMR classification. *Proc 7th ISRM International Congress on Rock Mechanics, Aachen, 16-20 September 1991V2, P955-960.* Rotterdam: A A Balkema.

Runqiu, H., y Yuchuan, S. (2005). Classification of Rock Mass Rating Stability in Mountain Highway Slope. *Geoline 2005, Lyon, France, 23-25 May*.

Selby, M.J. (1980). A rock mass strength classification for geomorphic purposes: with test from Antarctica and New Zeland. *Zeitschrifts für Geomorphologie*, 24, pp. 31-51.

Singh, B., y Göel, R.K. (1999). *Rock Mass Classification. A Practical Approach in Civil Engineering*. Ámsterdam: Elsevier.

Tomás, R., Delgado, J., y Serón, J.B. (2007). Modification of slope mass rating (SMR) by continuous functions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44, pp. 1062-1069.

Tomás, R., Cuenca, A., Cano, M., y García-Barba, J. (2012a). A graphical approach for slope mass rating (SMR). *Engineering Geology*, 124, pp. 67-76.

Tomás, R., Valdés-Abellán, J., Tenza-Abril, A.J., y Cano, M. (2012b). New insight into the slope mass rating geomechanical classification through four-dimensional visualization. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 53, pp. 64-69.

Yilmaz, I., Marschalko, M., Yildirim, M., Dereli, E., y Bednarik, M. (2012). GIS-based kinematic slope instability and slope mass rating (SMR) maps: application to a railway route in Sivas (Turkey). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71, pp. 351-357.

Algunos ejemplos primitivos y actuales de 50 años de la mecánica de rocas aplicada a la minería en España

Some Primitive and Current Examples of 50 Years of Rock Mechanics Applied to Mining in Spain

Pedro Ramírez Oyanguren[1*]

Resumen

Comienza con una breve descripción del inicio de la mecánica de rocas aplicada a la minería en el mundo y a continuación se mencionan los organismos oficiales que en España contribuyeron a su implantación a finales de la década de 1960.A continuación se presentan cuatro casos reales de utilización de la mecánica de rocas para resolver problemas planteados en minas españolas. Dos de estos ejemplos: uno de una mina a cielo abierto y el otro de una mina subterránea, corresponden a los años 60. Los otros dos, también del mismo tipo de minas, son recientes. Con estos cuatro ejemplos se pretende mostrar cómo ha evolucionado la mecánica de rocas aplicada a la minería en los últimos cincuenta años, es decir, desde que se creó la Sociedad Española de Mecánica de Rocas. Finalmente se presentan unas conclusiones sobre esta evolución y se mencionan algunos retos a afrontar en el futuro.

Palabras clave: mecánica de rocas, minería, estabilidad de taludes, estabilidad de minas subterráneas, historia de la mecánica de rocas.

Abstract

The paper starts with a brief description of the beginnings of rock mechanics applied to mining in the world, mentioning afterwards the official organizations that in Spain contributed to its implementation in the late 1960s. In so doing, it presents four cases of the application of rock mechanics to problems found in Spanish mines. Two of these examples, one from an open-pit mine and the other from an underground mine, correspond to the 1960s. The other two, also from the same type of mines, are recent. These four examples are intended to show how rock mechanics applied to mining has evolved over the last fifty years, that is, since the creation of the Spanish Society of Rock Mechanics. Finally, some conclusions are drawn while outlining future challenges.

Keywords: *rock mechanics, mining, slope stability, stability of underground mines, history of rock mechanics.*

1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA MECÁNICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERÍA

Aunque el objetivo de este escrito es mostrar el avance que la mecánica de rocas aplicada a la minería ha experimentado en España en los últimos 50 años, mediante la presentación de unos ejemplos de estudios geotécnicos en minas a cielo abierto y subterráneas realizados en la década de 1960 y en la actualidad, se ha considerado instructivo comenzar con una breve descripción de los antecedentes históricos de dicha rama de la mecánica de rocas en Europa.

El primer documento escrito de la Edad Moderna que tiene relación con la mecánica de rocas es el libro en latín "De Re Metalica" de George Agrícola (1556) que representa el espíritu del renacimiento aplicado al noble arte de la extracción de metales y donde, ilustrando una figura sobre sostenimiento con madera, indica "para evitar que una porción del cuerpo de la montaña caiga y por su tamaño impida el paso de personas que entren y salgan…" (Hood y Brown, 1999).

En la minería nació y se desarrolló durante la edad moderna y contemporánea el estudio del comportamiento de los macizos rocosos ("mécanique des terrains" en francés,"strata control" en inglés o "Gebirgsmechanik" en alemán). El término inglés, a veces traducido como control de estratos (propio de la minería del carbón), ya indica que se trataba no sólo de estudiar la roca intacta sino algo de mayor tamaño. El término alemán proviene de la palabra "Erzgebirge" (montañas de mena o mineral) muy propio de las montañas del Harz, cuna de la minería moderna y de George Agrícola (Ramírez y Alejano, 2008).

Aunque las ideas sobre el comportamiento mecánico de los macizos rocosos son casi tan antiguas como la misma minería subterránea, solamente en el siglo XIX se hicieron esfuerzos conscientes para explicar sus efectos sobre los macizos rocosos circundantes. Rziha en 1882 y Fayol en 1885 hicieron los primeros intentos para describir los movimientos producidos por la minería en los macizos rocosos, pero solamente después de la segunda guerra mundial se publicaron teorías basadas no solamente en opiniones si no en observaciones "in situ" (Leigh, 1962).

Finalizada dicha guerra, en una Europa en reconstrucción con enormes necesidades de materias primas y con un aumento significativo en la construcción de infraestructuras y una América con gran crecimiento económico, se

* Autor de contacto: pedro.ramirez@upm.es

[1] Catedrático emérito. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

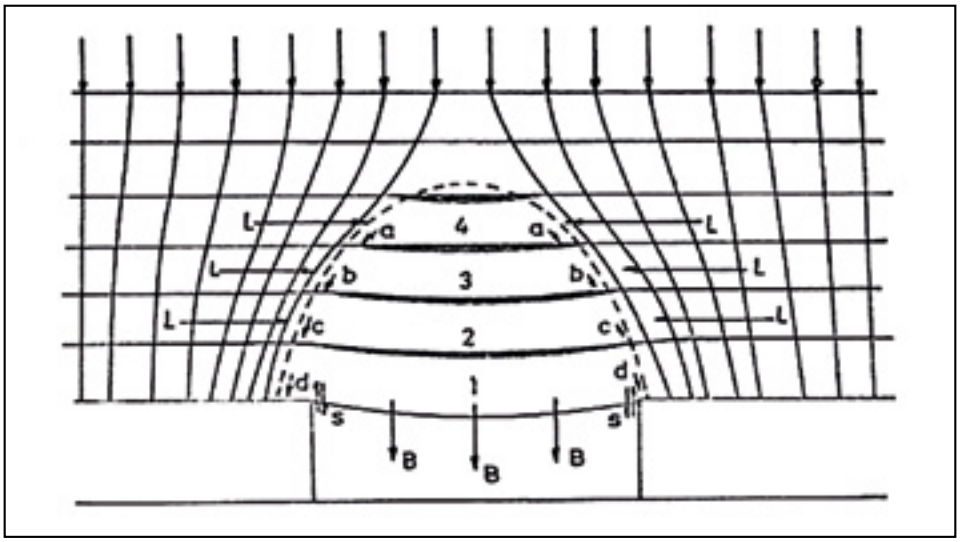


Figura 1. Arco de presión (Alder, Potts y Walker, 1951).

creó el caldo de cultivo adecuado para el nacimiento de la mecánica de rocas, que surge en los cincuenta y se convierte en una disciplina independiente a lo largo de los sesenta (Ramírez y Alejano, 2008).

En la conferencia internacional sobre "Presión de las rocas y sostenimiento de las minas", que tuvo lugar en Lieja (Bélgica) en 1951, se presentaron los primeros desarrollos científicos de la mecánica de rocas aplicados a la minería, principalmente del carbón (un simposium international tuvo lugar previamente en Heerlen, Holanda, en 1947, pero su importancia es mucho menor que el de Lieja). En este congreso Alder, Potts y Walker (1951) y Spruth (1951) afirmaron que se forma un arco de presión sobre las explotaciones mineras por tajo largo, el cual se apoyaría por un lado por delante del frente del tajo y por el otro sobre el terreno hundido que se va generando por detrás y avanzaría al mismo tiempo que la explotación. En la figura 1 se muestra el arco de presión que se forma alrededor de una galería en un macizo rocoso sedimentario (Alder, Potts y Walker, 1951). Labasse (1951) divide el área alrededor de una explotación por frente largo en tres zonas que se caracterizan por estar sometidas a diferentes condiciones de presión. No había, sin embargo, mediciones para apoyar ninguna de estas teorías (Leigh, 1962).

Varios de los primeros investigadores emplearon modelos en sus estudios. Las técnicas fotoelásticas fueron utilizadas por Dixon (1955), Trumbachev (1960) y Kvapil (1960), entre otros.Whetton y King (1951) emplearon modelos físicos para simular los movimientos del macizo rocoso e Ilstein (1960) los utilizó para estimar las presiones en los estratos (Leigh, 1962).

Litwiniszin (1951), Berry (1960) y Salamon (1962) emplearon modelos matemáticos para describir los movimientos de los macizos rocosos. El modelo utilizado por Litwiniszin (1951) fue de tipo estocástico mientras que los otros dos investigadores se apoyaron en la teoría elástica. Los trabajos basados en modelos y en análisis matemáticos proporcionaron información cuantitativa que pudo ser comparada con resultados de mediciones "in situ" (Leigh, 1962).

Un cierto número de investigadores realizaron medidas de la presión en macizos rocosos. Entre ellos destacan: Jacobi (1956), Hast (1958), Leeman (1960) y Obert (1962), todos los cuales midieron la deformación de sondeos efectuados en zonas sometidas a compresión, aunque también se realizaron medidas de presión utilizando células de carga planas (Leigh, 1962).

Las medidas de los movimientos de los macizos rocosos fueron utilizadas para formular guías empíricas para el diseño de minas subterráneas. En ese campo trabajaron: Horchard (1954), Potts (1951), Wardell (1953), Grond (1951) y Whetton, King y Jones (1951).Algunos investigadores como Turnbul y Potts (1951) efectuaron mediciones no solamente en la superficie del terreno sino también en el interior de las minas (Lleigh, 1962).

Casi desde el principio se comenzaron a investigar las causas de los estallidos de roca. Este fenómeno se produce en muchas minas subterráneas profundas y ha tenido como consecuencia trágicas pérdidas de vidas humanas. Los primeros intentos para explicarlo fueron realizados por Potts (1963), Cook (1962) y Phillips (1944) (Leigh, 1962).

Aunque el resumen anterior no cubre adecuadamente todas las primeras investigaciones en la mecánica de rocas aplicada a la minería, sirve para poner de manifiesto el amplio campo que abarcó.

Probablemente el nombre de nuestra disciplina sea debido al ingeniero francés J.Talobre, quien trabajó para la empresa Electricté de France en la construcción de túneles para el transporte de agua a presión, siendo su libro "La mécanique des roches" (1956) la primera aparición pública del término mecánica de rocas (Ramírez y Alejano, 2008).

En 1963 nació la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, localizada en el Laboratorio Nacional de Engenharia Civil en Lisboa a cargo de Manuel Rocha, experto en cimentaciones de presas. Los avances efectuados llevaron a la publicación de uno de los primeros libros generales de mecánica de rocas "Fundamentals of Rock Mechanics" (1969), escrito por J.C. Jaeger (matemático e ingeniero) y N.G.W. Cook (sismólogo e ingeniero de minas), que para muchos es el libro seminal de la mecánica de rocas, nacido de la simbiosis entre la capacidad teórica del primero de los autores y el conocimiento de la realidad práctica en la profunda minería del oro sudafricana del segundo (Ramírez y Alejano, 2008).

En los años setenta se puso énfasis en el papel de las discontinuidades y de la estructura del macizo rocosos en

la ingeniería de taludes, con el liderazgo tecnológico de la Royal School of Mines del Imperial College de Londres. Fruto de este énfasis, se publicó en 1974 "Rock Slope Engineering" escrito por Hoek y Bray, primer libro que abordó, desde una perspectiva técnica el diseño de taludes en roca.También en estos años se desarrollaron las primeras clasificaciones geomecánicas (RMR de Bieniawski y Q de Barton et al., a mediados de los setenta), que supusieron un salto cualitativo que ha simplificado el estudio de la estabilidad de las excavaciones subterráneas (Ramírez y Alejano, 2008).

Los primeros años de la década de los ochenta vieron nacer el libro "Underground Excavations in Rock" (1980) de Hoek y Brown y en el año 1985 los profesores Brady y Brown publicaron "Rock Mechanics for Underground Mining", el libro por excelencia de la mecánica de rocas aplicada a la minería subterránea. En esta misma década el Instituto Geológico y Minero de España promovió la publicación de varios libros sobre mecánica de rocas aplicada a la minería.

En España, los primeros centros oficiales de investigación que se interesaron por la mecánica de rocas aplicada a la minería fueron, a finales de la década de 1960, la ETS de Ingenieros de Minas de Madrid y el Instituto Geológico y Minero de España. La Empresa Nacional Adaro, primera de las creadas por el Instituto Nacional de Industria, contribuyó también a impulsar la mecánica de rocas. El sostenimiento de galerías fue una de las primeras operaciones mineras en las que se aplicaron los nuevos conocimientos aportados por esta disciplina (Celada, B., 1970). Casi en la misma época, la ETSI de Ingenieros de Minas de Oviedo se sumó a la tarea de impulsar la aplicación de la mecánica de rocas en la minería española. Posteriormente, otras Escuelas de Minas, en particular la de Vigo (Alejano, L. et al., 1996), han hecho aportaciones valiosas en este campo.

2. DOS EJEMPLOS PRIMITIVOS DE LA MECÁNICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERÍA EN ESPAÑA

Los dos estudios más importantes que, a mi entender, marcan el inicio de la mecánica de rocas aplicada a la minería en España son: en la minería de cielo abierto la estabilidad de los taludes de la Corta Atalaya en Minas de Ríotinto (Huelva) y en la minería subterránea la "subsidencia" del terreno sobre la mina de Potasas de Navarra.

El primero de estos estudios se describe parcialmente en el libro "Rock Slope Engineering" (Hoek y Bray, 1974) y el segundo fue expuesto en los artículos "Determinación del movimiento de los estratos sobre una explotación por frente largo" (Ramírez Oyanguren, 1967) y "Una aplicación de las células de presión en la mecánica de rocas" (Ramírez Oyanguren, 1967) que se presentaron en el primer coloquio nacional sobre mecánica de rocas, celebrado en Madrid en Noviembre de 1967.

3. ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN CORTA ATALAYA

Al comienzo de la década de los 60 se inició un ambicioso proyecto de extracción de pirita en corta Atalaya, que llegó a ser la mina a cielo abierto más grande del mundo, en el que participó, en lo que se refiere a los estudios geotécnicos, la Royal Schooll of Mines de Londres. Esta colaboración quedó plasmada en sendos informes, de fecha octubre de 1965 y febrero de 1967, en los que se presenta un diseño conceptual de los taludes que se siguió con bastante fidelidad. Desde aquellas fechas la explotación continuó sin interrupción hasta el año 1994 a un ritmo dependiente de los avatares experimentados por el mercado de la pirita. Los taludes objeto de estudio fueron principalmente el Norte en pórfidos y el Sur en pizarras. En la figura 2 se muestra una vista aérea de la corta Atalaya en la que se aprecia claramente el talud Norte y en la figura 3 se presenta un perfil del mismo.

Figura 2. Corta Atalaya. (Fotografía de Jaimegerma).

Cuando se comenzaron los estudios en el talud Norte éste tenía una profundidad de 260 m y una pendiente global de unos 45º, y era estable. El objeto de los estudios geotécnicos consistió en averiguar si era posible continuar profundizando la mina hasta unos 300 m sin modificar el ángulo del talud. Estos estudios están recogidos de forma resumida en la figura 4 del libro Rock Slope Engineering (Hoek y Bray, 1974), la cual contiene la siguiente información:

- Alturas y pendientes de taludes estables e inestables excavados en pórfidos en el área de Minas de Ríotinto.
- Curvas de la altura en función de la pendiente del talud para diferentes factores de seguridad, obtenidas en base a las siguientes hipótesis: talud drenado, rotura plana, grieta de tracción en posición crítica y ángulo de fricción de 35º y cohesión de 140 kPa en el plano de deslizamiento, que se supuso situado en la posición más desfavorable.

Se consideró que como curva de diseño se debía utilizar la de factor de seguridad 1,3, en la cual, como se puede observar en la figura 4, el ángulo del talud apenas cambia al pasar de 250 m a 300 m de profundidad. En consecuencia, se decidió que el aumento de profundidad previsto no disminuiría sensiblemente la estabilidad del talud Norte, por lo que se podía continuar profundizando la mina con la misma pendiente que ya tenía, o sea, 45º.

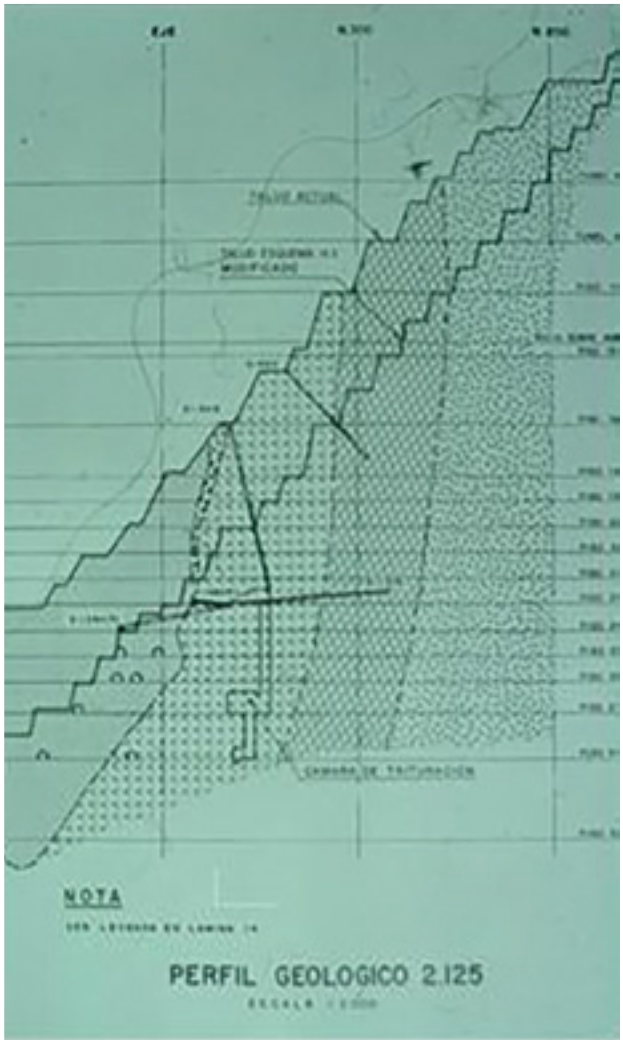


Figura 3. Perfil del talud Norte de corta Atalaya.

Hacia 1973, cuando el talud Sur en pizarras del Culm había alcanzado una profundidad de unos 230 m, apareció a casi 200 m de su coronación una grieta en la superficie del terreno natural que continuaba por uno de los vacies de pizarra existentes al Sur de la corta. Bajo la recomendación de Golder Associates se instaló en este talud un sistema de vigilancia compuesto por: 22 puntos de control topográfico, 4 inclinómetros y 8 sondeos piezométricos. Además, se perforaron desde el nivel 260 de la corta, 6 sondeos horizontales de drenaje.

A finales de 1987, como consecuencia de la inestabilidad detectada en el talud Sur a raíz de las fuertes lluvias que tuvieron lugar los días 15 y 16 de noviembre, Río Tinto Minera, S.A. encargó un estudio geotécnico de dicho talud a la Escuela de Minas de la UPM, la cual recomendó retirar los vacies próximos a la coronación, efectuar obras de drenaje superficiales y un drenaje profundo del talud mediante taladros. Llevadas a cabo estas recomendaciones, se detuvieron los movimientos del talud, pero cuando, con el paso de los años, los drenajes fueron quedando inservibles, volvieron a producirse movimientos en el talud después de períodos de fuertes lluvias. Como consecuencia de una excavación que se realizó en la esquina Sureste de la corta para extraer gossan, años después de que se dejara extraer pirita en la corta Atalaya, se produjeron deformaciones hacia el hueco creado por dicha excavación en las pizarras del talud Sur que estaban en contacto con el mineral. Actualmente se observan movimientos de vuelco de estas pizarras hacia antiguas explotaciones subterráneas rellenas que están siendo erosionadas por el agua de escorrentía, como se puede ver en la figura 5.

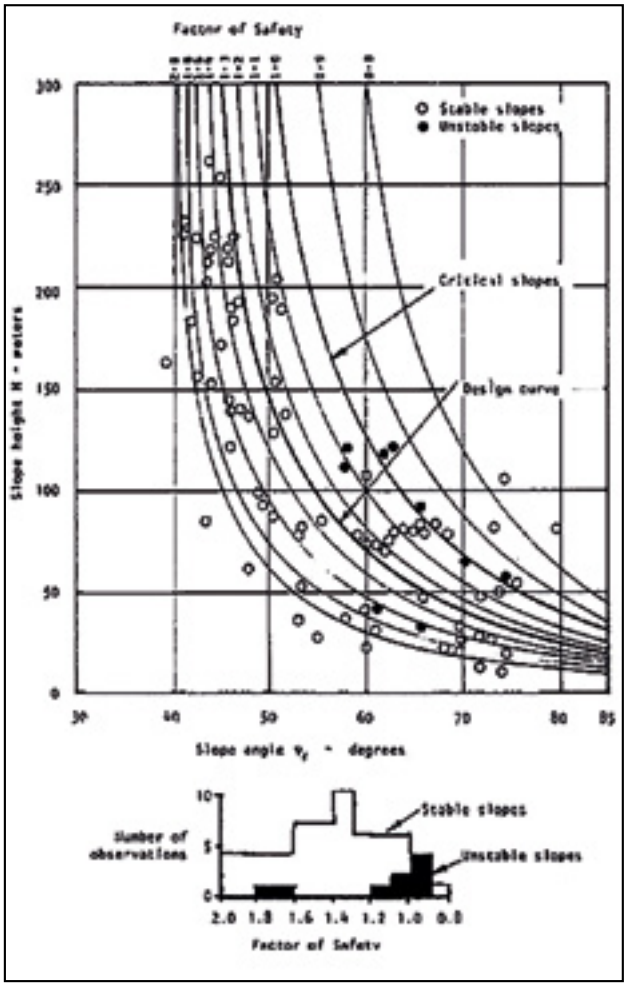


Figura 4. Altura de talud en función de su pendiente para diferentes coeficientes de seguridad (Hoek y Bray, 1974).

Figura 5. Talud Sur en pizarra en las proximidades de las explotaciones subterráneas rellenas.

4. ESTUDIOS DE "SUBSIDENCIA" EN POTASAS DE NAVARRA, S.A.

El pozo de Guendulain, en el que se realizaron todas las mediciones que sirvieron de base a estos estudios de subsidencia, pertenecía a Potasas de Navarra, S.A. Esta mina era la principal explotación del yacimiento potásico de Nuestra Señora del Perdón, situado en las proximidades de Pamplona. Se explotaba una capa de silvinita de 2 m de potencia que tenía un buzamiento uniforme de unos 12 grados hacia el Sur. La profundidad de las labores estaba comprendida entre unos 200 y 450 m. La serie sedimentaria, de abajo a arriba, es la siguiente:

- Anhidrita, 1 m.
- Sal gema de muro, 12 m.
- Silvinita (mineral potásico), 2 m.
- Carnalita, 10 m.
- Sales de techo, 70 m.
- Margas de techo, 50 m.
- Areniscas de Galar, 50 m.

La silvinita se explotaba por el procedimiento de tajo largo con hundimiento integral (ver figura 6), sin realizar ningún relleno; con este método de explotación se consiguió extraer prácticamente todo el yacimiento. Los frentes de los tajos eran aproximadamente paralelos a la línea de máxima pendiente del yacimiento.

Los descensos de la superficie sobre la zona en la que se había extraído la capa de silvinita se medían mediante nivelaciones de líneas de hitos perpendiculares y paralelas a los frentes de avance de los tajos largos. A partir de estas medidas se obtenían los valores de: ángulos de influencia, factores de hundimiento, velocidades de descenso de la superficie, etc. Con estas mediciones se detectó que la superficie sobre el área explotada descendía más lentamente de lo que es habitual en otras explotaciones del mismo tipo, por lo que se pensó que el terreno podría, en un momento dado, bajar de forma brusca, lo que se denomina golpe de techo, con consecuencias catastróficas para la mina. Para resolver el problema planteado por este comportamiento de los macizos rocosos se decidió medir el descenso del terreno en todo el espesor comprendido entre la mina y la superficie y no solamente en ésta.

Para medir los desplazamientos verticales de diferentes puntos situados entre la explotación y la superficie, se realizaron sondeos en los que se colocaron anclajes en los puntos cuyo descenso se deseaba conocer. Los sondeos iban desde la superficie hasta cerca de la capa y el movimiento de los anclajes se medía desde la superficie con un extensómetro. Se efectuaron 5 pares de sondeos en los que se instalaron un total de 20 anclajes, a diferentes profundidades. De las medidas realizadas se deduce que a 550 m por detrás del frente los terrenos siguen todavía descendiendo lentamente, sin embargo, desde el punto de vista práctico puede considerarse que la estabilización se consigue a unos 150 m por detrás del frente de avance, pues a esta distancia ya se ha producido el 93% del descenso total. También se observa que el hundimiento de la superficie sobre la vertical del frente del tajo largo es solamente de unos 27 mm, el 1,4% de la potencia explotada, mientras que lo habitual en las explotaciones de este tipo es del 14%, lo que confirma que, como se expuso anteriormente, al comenzar a explotar esta mina el terreno tardó más de lo normal en descender para cerrar el hueco creado por la extracción de la potasa aunque finalmente bajó lo esperado.

Figura 6. Tajo largo con sostenimiento autodesplazable.

En la figura 7 se ha representado la deformación vertical experimentada por el terreno comprendido entre cada dos anclajes consecutivos en función de su distancia al frente del tajo. En esta figura puede verse que la mayor deformación vertical la experimenta el terreno situado entre los anclajes a 177 y 147 m de profundidad (sales de techo), con un valor máximo de 0,65%. Los estratos situados entre los anclajes a 147 y 95 m de profundidad (margas de techo) experimentan una extensión máxima de 0,6% a unos 60 m por detrás del frente. En cambio, en las areniscas la máxima extensión alcanzada es solo el 0,1% y se produce a 70 m del frente. En todos los casos la compactación que se produce a continuación es muy pequeña. Como consecuencia de la dilatación vertical experimentada, sobre todo por las sales y margas de techo, y la reducida compactación posterior, la superficie descendió finalmente 1,3 m mientras que la base de las sales de techo bajó más de 1,75 m. En las figuras 8 y 9 se presentan las curvas del mismo desplazamiento y de la misma deformación verticales en la masa de terreno sobre el tajo JP-45, calculadas a partir de los datos obtenidos en los anclajes situados en el par de sondeos 5H y 5H bis, que confirman lo anteriormente dicho.

Es conocido que al abrir un hueco en la corteza terrestre para extraer un mineral se produce una alteración del equilibrio de tensiones en la zona próxima al hueco consistente en una redistribución de éstas que tiende a restablecer el equilibrio. Como se ha expuesto anteriormente, la extracción de la capa de silvinita da lugar a que los terrenos suprayacentes vayan bajando con objeto de restablecer

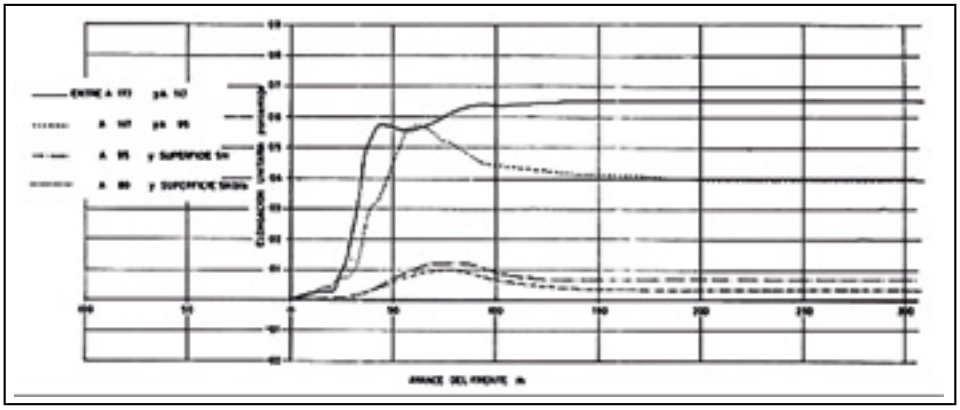


Figura 7. Deformación vertical del terreno entre cada dos anclajes consecutivos.

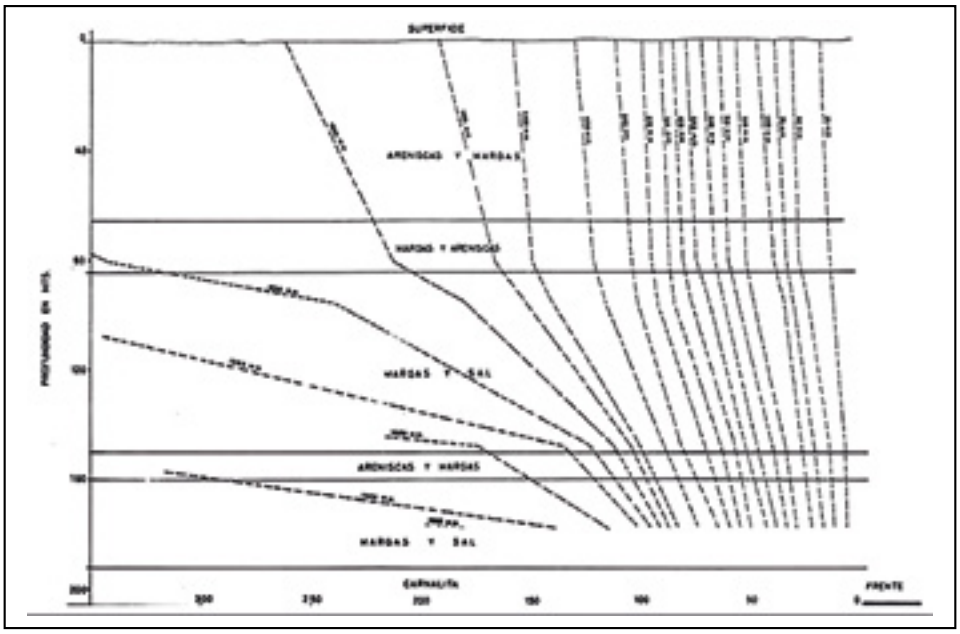


Figura 8. Curvas del mismo desplazamiento del terreno sobre una explotación por frente largo.

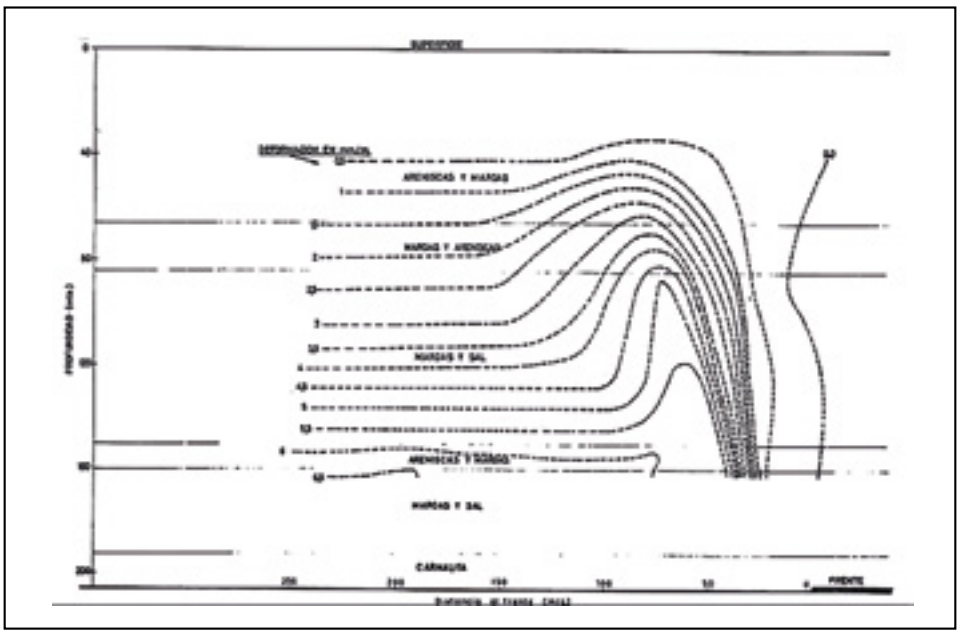


Figura 9. Curvas de la misma deformación del terreno sobre un frente largo.

el equilibrio. La presión sobre el suelo del hueco minero que se produce como consecuencia de este descenso va aumentando por detrás del frente hasta alcanzar la carga de recubrimiento, es decir, la correspondiente al peso de los terrenos suprayacentes. Este aumento de presión se ha medido por medio de células circulares planas colocadas en la zona de hundimiento de varios tajos; en la figura 10 se muestra la presión de los terrenos sobre la zona explotada del tajo JP-45 a diferentes distancias del frente. Sobre este mismo tajo se efectuaron también las medidas del descenso de la masa de terrenos sobre el área vaciada anteriormente descritas, por lo que se ha podido comparar el descenso del terreno con el aumento de la presión sobre la zona explotada en función de la distancia al frente. En la figura 10 se han representado conjuntamente los resultados proporcionados por las células de presión y por el anclaje situado a 158 m de profundidad sobre el tajo JP-45, es decir, en las sales de techo. Como se puede ver en la figura existe un acuerdo bastante bueno entre ambas curvas y tanto el descenso del terreno como la presión sobre la base del hueco creado por la explotación quedan prácticamente estabilizados a unos 150 m por detrás del frente.

Las medidas de desplazamientos y presiones realizadas en el Pozo Guendulain de Potasas de Navarra, S.A., una muestra de las cuales se ha expuesto anteriormente, permitieron afirmar que el descenso de los terrenos situados sobre las zonas explotadas se estaba produciendo gradualmente, aunque con mucha lentitud, y que, por lo tanto, no había peligro de que se produjera un golpe de techo.

En la época en que se realizó este estudio, los modelos numéricos no estaban suficientemente desarrollados para que un fenómeno tan complejo como el descrito pudiera ser reproducido mediante un modelo, lo cual fue posible unos 30 años después (Alejano, L., Ramírez Oyanguren, P., 1996).

5. DOS EJEMPLOS RECIENTES DE LA MECÁNICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERÍA EN ESPAÑA

A continuación se presentan dos ejemplos recientes de estudios de mecánica de rocas aplicada a la minería. El primero de ellos se refiere a la estabilidad de una mina subterránea de sulfuros complejos en la faja pirítica ibérica (FPI) y fue presentado en la Jornada Técnica 2014 de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas que se dedicó a la mecánica de rocas en el ámbito de la minería. En el segundo se describen los estudios de estabilidad efectuados en el talud NE de una corta de lignito que se explotó en Meirama (A Coruña) y fue expuesto en el Eurock 2014 que tuvo lugar en Vigo.

El objetivo que se persigue al presentar estudios antiguos y recientes es comparar la forma de trabajar hace aproximadamente 50 años y ahora, para deducir el progreso experimentado por la mecánica de rocas aplicada a la minería en dicho período.

6. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD EN LA MINA AGUAS TEÑIDAS

La mina en la que se han realizado los estudios es la de Aguas Teñidas, explotada por Matsa, que se encuentra en el término municipal de Almonaster la Real (Huelva).

La Faja Pirítica Ibérica (FPI), en la que se halla la mina, ocupa la zona Suroeste de la península ibérica y en ella se han definido, de muro a techo, las siguientes unidades geológicas:

- Grupo PQ. Edad Devónico superior, constituido fundamentalmente por pizarras y cuarcitas.
- Complejo Vulcano-Sedimentario. Edad Carbonífero inferior, constituido por una gran variedad de rocas volcánicas con niveles sedimentarios. Las mineralizaciones de sulfuros complejos se encuentran en esta unidad.
- CULM. Edad Carbonífero, constituido por pizarras y grauvacas.

Estructuralmente la FPI se encuentra afectada por la orogenia hercínica que dio lugar a pliegues isoclinales vergentes al Sur con esquistosidades buzando al Norte y a cabalgamientos; a los efectos de dicha orogenia hay que añadir una posterior tectónica de bloques alpina.

Las tensiones existentes en el yacimiento antes del comienzo del laboreo se han medido, a diferentes profundidades, en la mina de Aguas Teñidas, por los siguientes procedimientos:

- Emisión acústica (AE) y análisis de la velocidad de deformación (DRA). Estas determinaciones de tensiones se han realizado en el laboratorio a partir de probetas de roca extraídas en diferentes direcciones y a distintas profundidades que se han sometido a ensayos biaxiales de compresión.
- Ranurado de sondeo (Borehole Sloter). Se han efectuado en sondeos realizados en el interior de la mina en varias direcciones.
- Liberación de tensiones con "door stopper". Se han pegado bandas extensométricas en el fondo de sondeos y posteriormente se ha continuado perforando para liberar las tensiones que actuaban sobre las bandas.

Del conjunto de mediciones efectuadas se desprende que las tensiones naturales máximas en la mina de Aguas Teñidas tienen dirección NNE, aproximadamente perpendicular al rumbo de las masas minerales, y son prácticamente horizontales. Las tensiones principales intermedias son también aproximadamente horizontales y las tensiones mínimas son verticales. Las direcciones de las tensiones principales coinciden con lo que era de esperar de acuerdo con la tectónica de la FPI, ya que están causadas básicamente por un empuje de la placa africana contra la placa europea. La forma de los cabalgamientos y pliegues indica que las tensiones principales máximas actúan horizontalmente en la dirección señalada y que la tensión principal intermedia es también horizontal.

En cuanto a las magnitudes de las tensiones, las medidas indican que (ver figura 11, fuente: Matsa): la tensión principal máxima es aproximadamente igual al doble de la presión litostática, la tensión intermedia es vez y media dicha presión y la tensión vertical es igual a la litostática.

La explotación de la mina se lleva a cabo por el método de grandes cámaras con subniveles. Se realiza una galería en la parte superior y otra en la parte inferior de cada

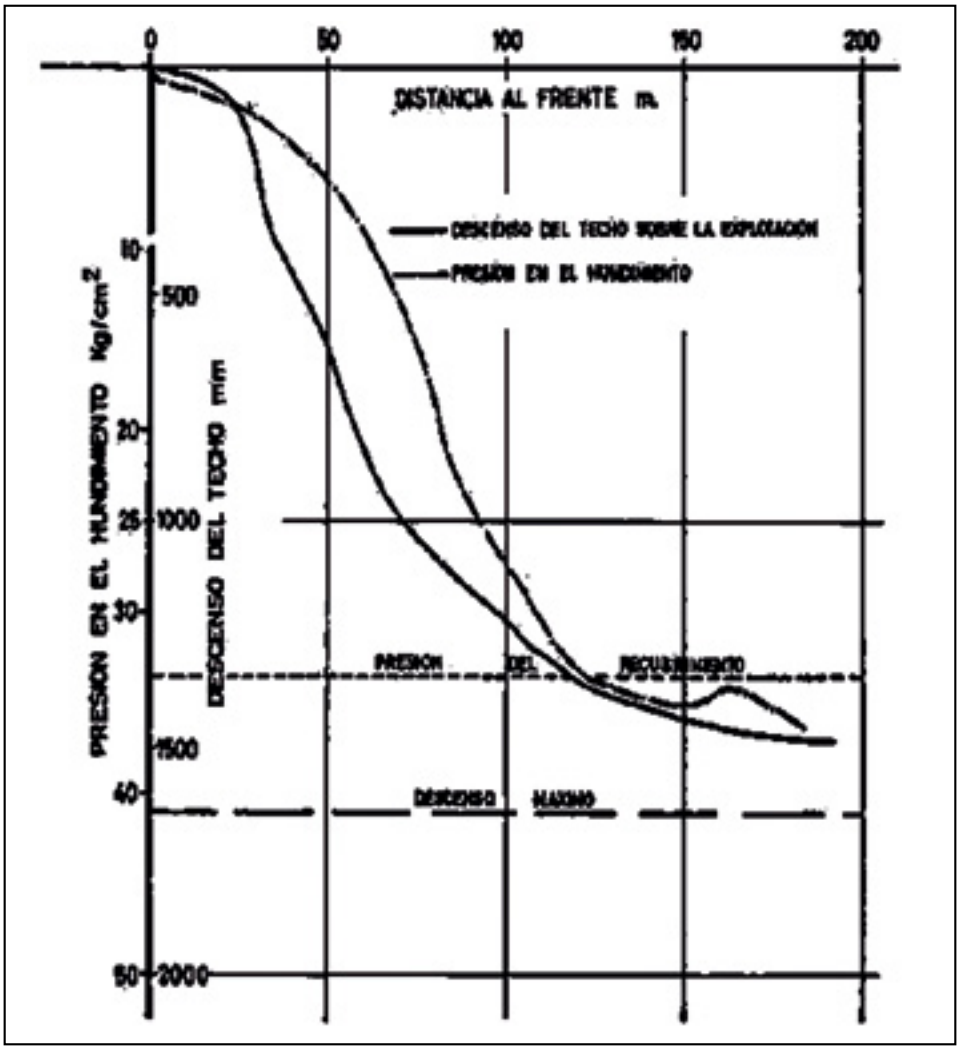


Figura 10. Descenso del terreno y presión sobre el piso en la zona explotada.

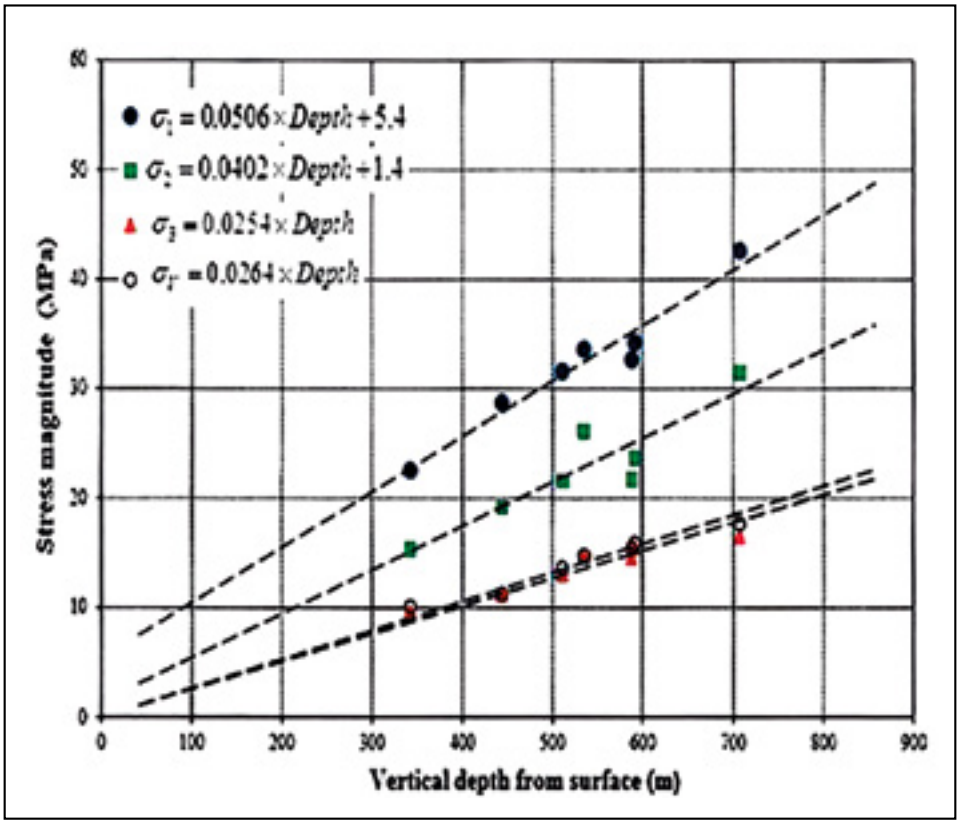


Figura 11. Tensiones naturales en la mina de Aguas Teñidas (fuente: MATSA).

cámara. Desde la galería superior se banquea en abanico o desde la inferior se realza también en abanico para arrancar el mineral.

En las figuras 12, 13, 14 y 15 (fuente: MATSA) se muestran unos esquemas del método de explotación utilizado en Aguas Teñidas.

Los pilares que separan las cámaras deben ser capaces de soportar las tensiones que actúan sobre ellos y las dimensiones de las cámaras deben ser las adecuadas para que no se hundan. La correcta elección de las dimensiones de los pilares y de las cámaras es parte fundamental del diseño de la mina. Dado que los pilares se recuperan posteriormente, después rellenar las cámaras con pasta, se suelen sobredimensionar para que soporten ampliamente las tensiones sin resultar dañados. En la figura 16 se muestra una de las muchas cámaras de la mina de Aguas Teñidas.

A veces, es necesario extraer una cámara encima de otra ya que, como su altura está limitada a unos 30 m por razones de estabilidad y de precisión de la perforación, pueden ser necesarias varias cámaras superpuestas para extraer todo el mineral cuando la altura del yacimiento supera dicha cifra. Normalmente, se comienza explotando la cámara inferior y luego se extrae la situada encima, para lo cual se rellena anteriormente la inferior con pasta. Este tipo de relleno se ha utilizado en la FPI por primera vez en la mina de Aguas Teñidas. La pasta consiste en estériles de la planta de tratamiento mezclados con cemento que les proporciona la consistencia necesaria para que paredes verticales de la altura que se precise sean estables. Este tipo de relleno cementado permite extraer los pilares dejados entre las cámaras primarias ya que se puede conseguir que las paredes de pasta que quedan expuestas al excavar las cámaras secundarias, o sea, extraer los pilares, sean estables. Posteriormente las cámaras secundarias se rellenan a su vez pero no es necesario, normalmente, que este relleno tenga la misma resistencia que el de las cámaras primarias ya que no va a quedar expuesto en una pared.

La utilización de relleno de pasta no sólo hace posible extraer prácticamente el 100% del yacimiento si no que, además, permite volver a introducir en la mina del orden del 50% del estéril extraído de la misma, con lo cual se disminuye la cantidad de material a depositar en la superficie.

Es necesario asegurar la estabilidad del cielo y de los hastiales de las cámaras. Normalmente, cuando las cámaras son perpendiculares a la corrida de la masa, como sucede en Aguas Teñidas, sus hastiales laterales (Este y Oeste) están en mineral. Los cielos de las cámaras se encuentran siempre en mineral excepto en las cámaras superiores, cuando hay varias, en las que suelen estar en roca estéril. Los hastiales de comienzo y de fin de cámara (Norte y Sur) también suelen estar en estéril.

Para calcular las tensiones que actúan sobre las cámaras y los pilares se ha realizado un modelo numérico tridimensional (ver figura 17) por medio del cual se han obtenido las tensiones generadas por la apertura de los huecos de la mina. Como la geometría del conjunto de los huecos mineros es muy compleja, este modelo tridimensional consta de millones de elementos. Por este motivo y porque no es necesario, en este caso, una mayor complicación, se ha supuesto que los macizos de roca y mineral tienen un comportamiento elástico.

Para estudiar la estabilidad de los cielos y de los hastiales de las cámaras se ha utilizado el método gráfico de Mathews/Potvin (Villaescusa, 2014). Este método se basa en los factores N' y Rh.

N' es el número de estabilidad que se define como:

$$N' = Q' \cdot A \cdot B \cdot C$$

donde:

Q' es la calidad del macizo rocoso según la clasificación de Barton et al. (1974) de la que se han eliminado los parámetros Jw y SRF.

A es un parámetro dependiente de la tensión existente en el macizo rocoso en los hastiales o en el cielo de la cámara, que se ha calculado mediante el modelo numérico, y de la resistencia de la roca.

B es un parámetro que cuantifica la influencia de las discontinuidades en la estabilidad del cielo y hastiales de la cámara.

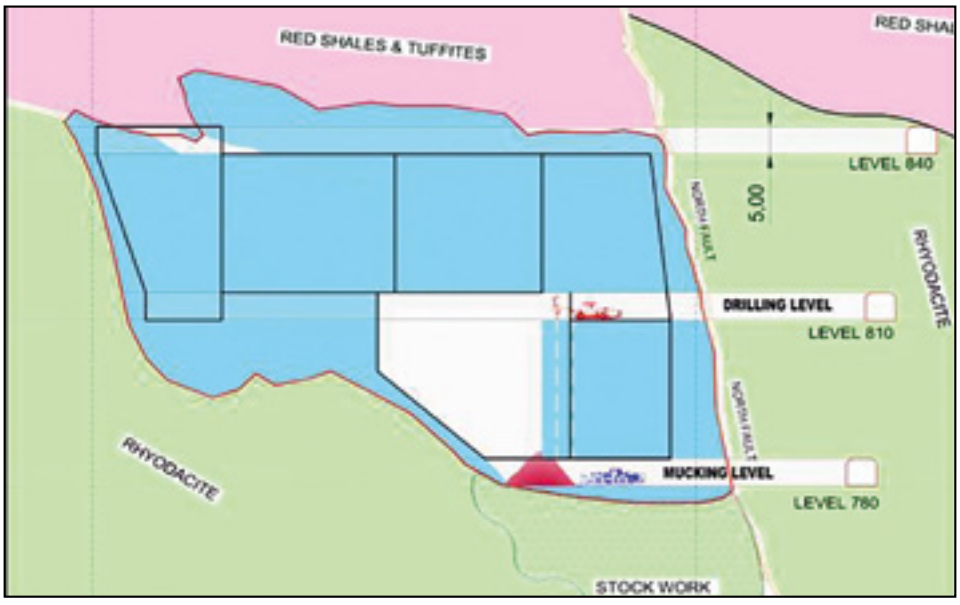


Figura 12. Método de explotación (fuente: MATSA).

Figura 13. Método de explotación 2 (fuente: MATSA).

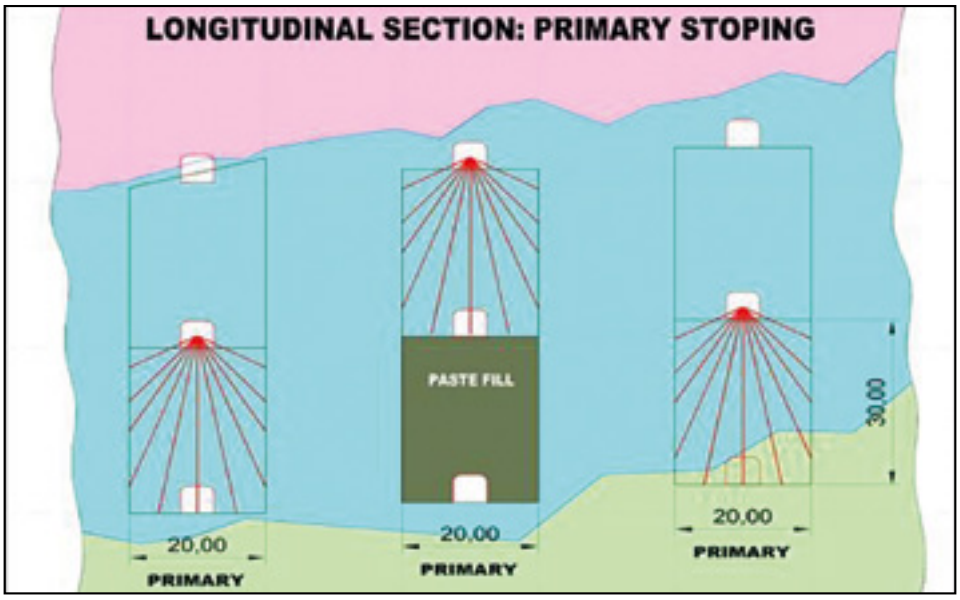


Figura 14. Método de explotación 3 (fuente: MATSA).

C es un parámetro que tiene en cuenta el efecto de la gravedad, en el caso del cielo y hastiales extraplomados de la cámara, y el deslizamiento de bloques de roca delimitados por discontinuidades en el caso de los hastiales.

Otro factor que interviene en los cálculos de estabilidad de los paramentos de las cámaras según el método de Mathews/Potvin, es el radio hidráulico (Rh) que se define como sigue:

$$R_h = \frac{Superficie\ del\ paramento\ (cielo, hastiales)}{Perímetro\ del\ paramento}$$

En la figura 18 se muestra el gráfico de estabilidad de Mathews/Potvin.

La estabilidad de los pilares se ha estimado por medio del gráfico de Lunder (1994). Para utilizar este gráfico es necesario conocer la tensión media que soporta cada pilar, proporcionada por el modelo numérico, y sus dimensiones, además de la resistencia a compresión uniaxial de la roca o mineral contenidos en el pilar. En Aguas Teñidas son, generalmente, dos las tensiones en los pilares que se han tenido en cuenta: las horizontales con dirección aproximadamente perpendicular al rumbo del yacimiento y las verticales; las tensiones según el rumbo son, generalmente, menos importantes ya que son interrumpidas por la presencia de las cámaras.

En la figura 19 se muestra el gráfico (Lunder 1994) mediante el cual se ha estimado la estabilidad de los grandes pilares corridos que separan las cámaras con subniveles. Este gráfico permite predecir si un pilar determinado es: estable, inestable o se encuentra en la zona de transición. Para hacer uso de este gráfico conviene comprobarlo antes aplicándolo a cuantos pilares de la mina sea posible. Si los puntos que representan a los pilares caen en la zona correcta del gráfico, o sea, la que les corresponde según sean inestables, estables o estén ligeramente dañados, el gráfico queda validado.

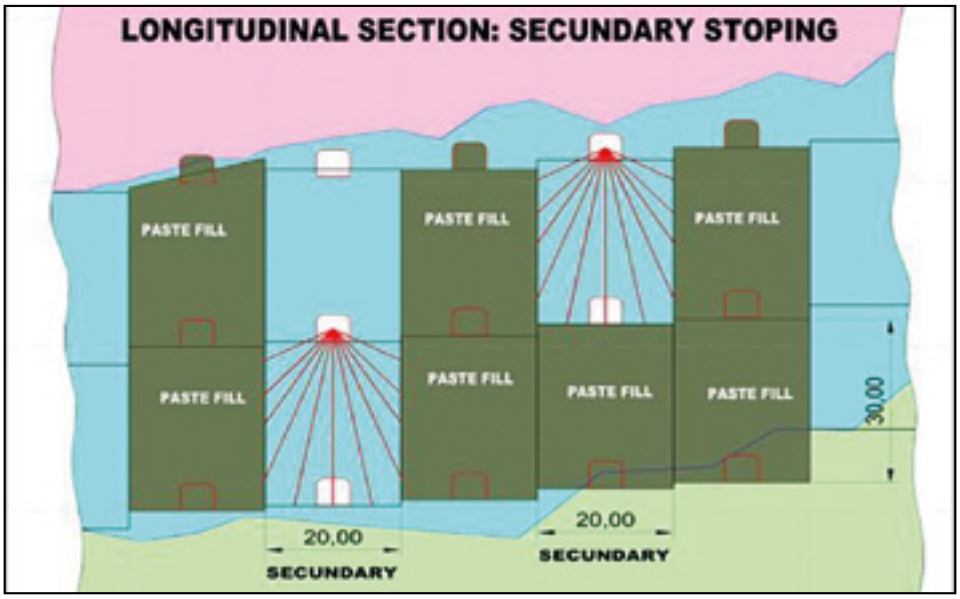


Figura 15. Método de explotación 4 (fuente: MATSA).

Figura 16. Cámara de la mina de Aguas Teñidas (cortesía de MATSA).

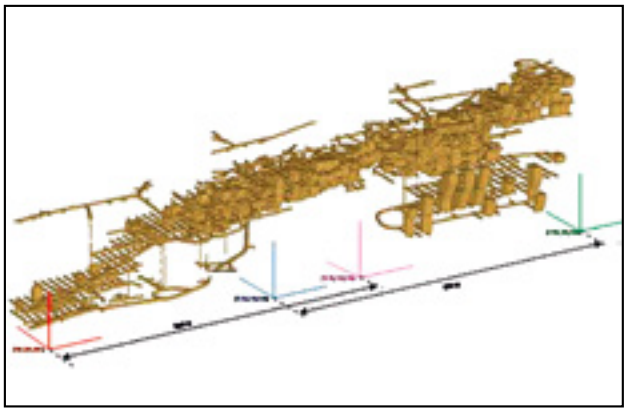


Figura 17. Modelo tridimensional de la mina de Aguas Teñidas.

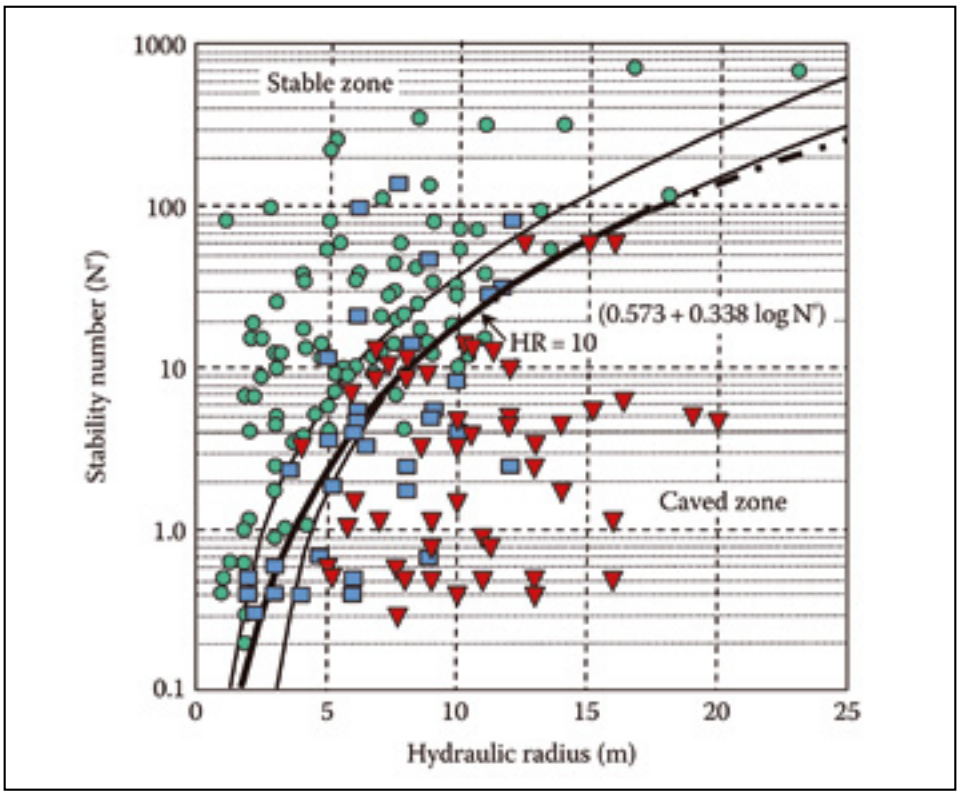


Figura 18. Gráfico de estabilidad de Mathews/Potvin (Villaescusa, 2014).

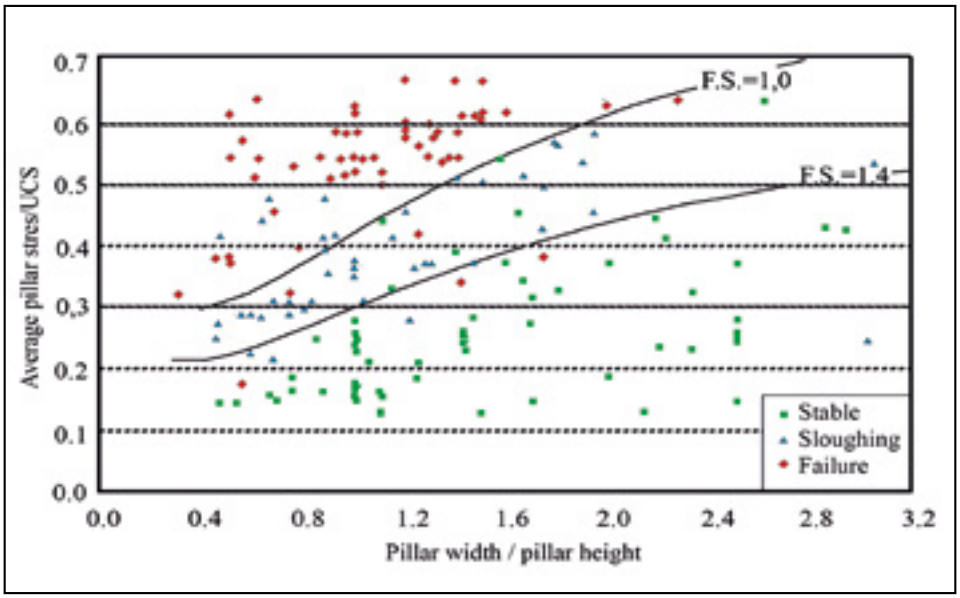


Figura 19. Gráfico para estimar la estabilidad de los pilares (Lunder, 1994).

7. ESTABILIDAD DEL TALUD NORESTE DE LA MINA DE LIGNITO DE MEIRAMA

La mina de Meirama fue explotada por Lignitos de Meirama, S.A. (LIMEISA) empresa perteneciente a Gas Natural Fenosa, S.A. El lugar donde se encuentra la mina forma parte de un orogen varisco. Rocas plutónicas y metamórficas, probablemente del ordovícico o preordovícico, fueron afectadas por procesos metamórficos y tectónicos complejos que dieron lugar a la formación de fallas, las cuales fueron removilizadas mucho más tarde, en el período Mioceno, por fuerzas alpinas. El depósito del lignito de Meirama es una pequeña cuenca de tipo "pull-apart" producida por desplazamientos en el Terciario de una de las fallas tardovariscas de dirección NO-SE. Esta falla está situada al pie del talud NE de la corta, objeto de este estudio, y separa la granodiorita del monte Xalo de los sedimentos miocenos entre los que se encuentra el lignito.

La mina tiene una longitud de 3.200 m en dirección NO-SE y una anchura máxima de 1.200 m. Los taludes, que tienen pendientes globales comprendidas entre 30º y 40º, se excavaron en bancos de 13 m de altura con bermas 7 m de ancho. El talud NE se encuentra casi todo él en granitos, mientras que el fondo de la mina y la parte baja del talud se hallan en sedimentos continentales: lignito, arena, grava y arcilla (ver figura 20).

En el año 2007 se terminó de explotar la mina quedando situado el fondo de ésta a la cota -73 m. La altura del talud NE era en ese momento de unos 310 m. Una vez terminada la explotación se rellenó la mina hasta la cota -10 m con lo que la altura del talud quedó reducida a 250 m. A continuación se procedió inundar la mina hasta la cota 177. En la figura 21 se muestra una sección de la mina en su fase final.

Hay tres sistemas de fallas en el yacimiento, el más importante de los cuales es el F1 que tiene dirección N-S y pendiente prácticamente vertical; son fallas muy largas, espaciadas entre ellas de 20 a 60 m, rellenas con granito cataclástico. Hay un segundo sistema de fallas denominado F2 que tiene dirección NNE y buzamiento subvertical y que están bastante más espaciadas que las del sistema F1. El tercer sistema, F3, tiene un rumbo subparalelo al del talud NE y buza de 20º a 30º hacia la mina.

Figura 20. Mina de Meirama.

Desde el comienzo de la explotación se observaron movimientos en el talud NE por lo que se decidió efectuar estudios geotécnicos que consistieron en: levantamientos geológico-estructurales y estudios hidrogeológicos; instalación de un georobot y de una red de prismas topográficos para medir los movimientos del talud y de su coronación, y de unos hitos para medidas con GPS; colocación de inclinómetros, cables TDR y piezómetros; perforación de pozos profundos de drenaje para reducir las presiones de agua en el talud.

Se observó que los movimientos del talud tenían lugar preferentemente a lo largo de las fallas del sistema F1 y eran de tipo vuelco de bloques delimitados por dichas fallas. Estos movimientos dieron lugar a la aparición de fisuras hasta una distancia de unos 450 m de la coronación del talud, con movimientos de más de 50 m en los puntos de máximo desplazamiento. Los inclinómetros y TDR instalados en el talud y en la coronación detectaron movimientos incluso por debajo del fondo de la mina. Los

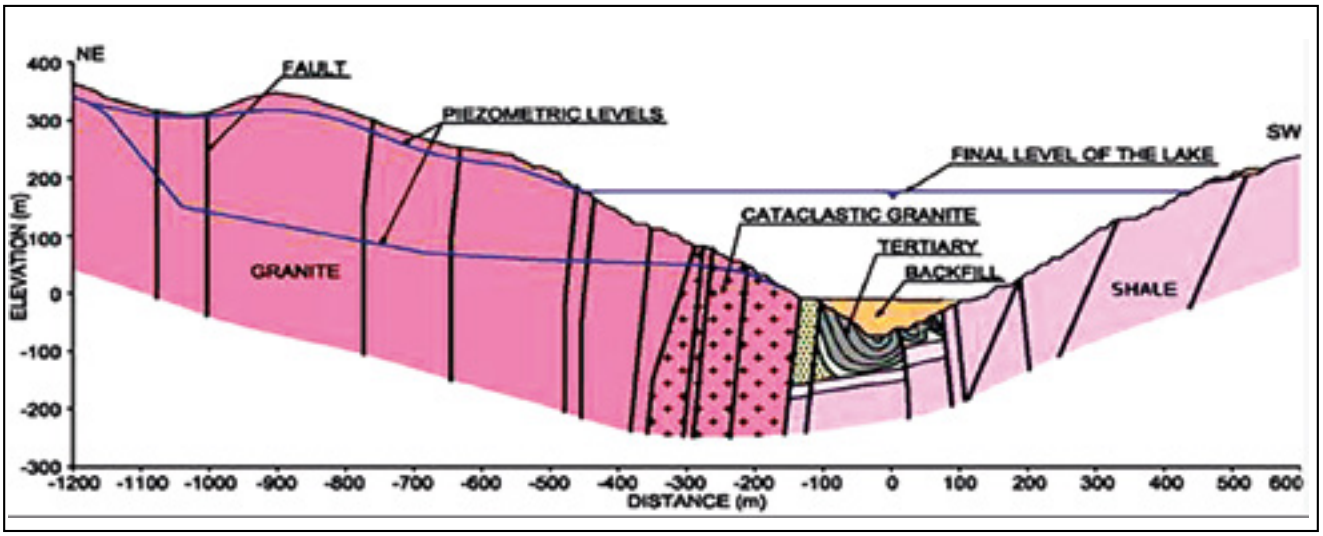


Figura 21. Sección de la mina después de terminar su explotación y de rellenarla.

sedimientos terciarios experimentaron importantes deformaciones; en el tiempo que se tardaba en reprofundizar 10 m el fondo de la corta se producían levantamientos del mismo de más de 1 m. En la figura 22 se presenta una vista general del talud NE en la que se muestran los escarpes producidos por el vuelco de bloques delimitados por el sistema de fallas F1.

Era evidente la influencia del agua, junto con la excavación, en los movimientos del talud, de hecho, éstos se incrementaban en períodos de fuertes lluvias y conforme iba aumentando la profundidad de la mina. Se puso de manifiesto que el drenaje del talud mediante pozos profundos era la solución más eficaz para disminuir los desplazamientos.

Se considera que la base de los bloques que vuelcan o es perpendicular a las fallas F1 y tiene una pendiente baja, unos 10º, o son fallas del sistema F3 que tienen una inclinación entre 20º y 30º.A pesar de los grandes movimientos producidos por los vuelcos, nunca ha llegado a producirse la rotura del talud. Los movimientos ascendentes del lignito y de los demás sedimentos terciarios del fondo de la mina indicaban que estaban sujetos a un empuje fuerte y profundo proveniente del talud NE. El bloque de granito más bajo empuja al Terciario sobre el que se apoya, el cual opone una resistencia pasiva y frena los desplazamientos de los bloques de granito, que parecen estar rotando alrededor de ejes situados en la base de la cuenca terciaria, es decir, por debajo del fondo de la mina.

Desde la situación inicial de equilibrio existente antes de la explotación minera, cada profundización de la mina ha producido un desplazamiento por vuelco de los bloques de granito que, teniendo en cuenta la profundidad de los ejes de rotación y la gran altura de los bloques, ha dado lugar a desplazamientos de gran magnitud, más de 50 m, en la coronación del talud que es donde afloran los bloques más altos; estos desplazamientos van disminuyendo al separarse de la coronación ya que se reduce la altura de los bloques. Se han producido dos fenómenos distintos: en primer lugar el vuelco de los bloques de granito y en segundo lugar la deformación de la zona inferior del talud en Terciario y del fondo de la corta bajo el empuje de dichos bloques, sin embargo, nunca se ha llegado a la rotura del talud.

Figura 22. Vista general del talud NE con los escarpes producidos por los vuelcos.

Para analizar la estabilidad del talud NE se creyó conveniente hacer en primer lugar un cálculo de la misma al finalizar la explotación, pensando que el factor de seguridad resultante tenía que ser muy próximo a uno dadas las grandes deformaciones observadas. Puesto que intervienen dos mecanismos de desestabilización distintos: vuelco en la parte superior y rotura por cortante en la parte inferior del talud, se utilizó un método de cálculo acoplado, que combina el vuelco con la rotura circular (Alejano, L.R. et al., 2010). Este cálculo retrospectivo tenía por objeto validar los valores de los principales factores que intervienen en el mismo y que se habían obtenido por diferentes procedimientos: ensayos de laboratorio, mediciones in situ, observaciones, etc.

El vuelco se analizó utilizando el método de Goodman y Bray (1976), generalizado por Ramírez Oyanguren, P. y Laín Huerta, R. (2001) y se obtuvo la fuerza con la que el bloque inferior de granito empuja al Terciario. A continuación se analizó la rotura circular de la parte inferior del talud y del fondo de la corta por el método de Spencer (1967), incluyendo en el cálculo dicha fuerza.

En la sección de la mina en la que se analizó el vuelco de bloques (ver figura 23) se supuso que las fallas del sistema F1 buzan 80º hacia el talud. Se admitió que los 33 bloques

de granito que, de acuerdo con el espaciado de dichas fallas, existen en la sección de la mina analizada, tienen una anchura variable entre 26,5 y 35,0 m. El nivel piezométrico en el talud se dedujo de las medidas realizadas con los piezómetros. Las fuerzas de empuje del granito sobre los sedimentos detríticos que se obtuvieron de los cálculos fueron las siguientes:

- 31 MN para la hipótesis de fallas del sistema F3 en la base de los bloques.
- 27 MN en el caso de bases de los bloques perpendiculares al sistema F1.

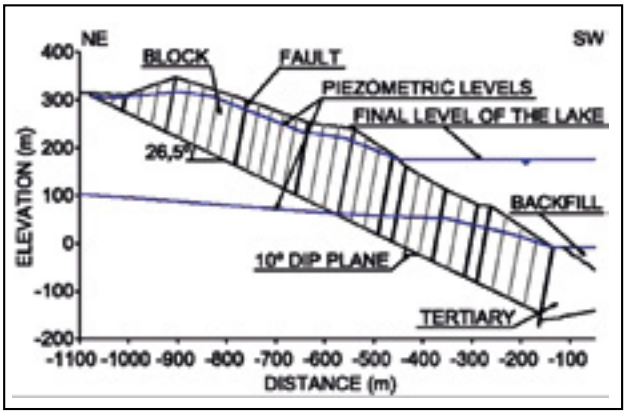


Figura 23. Vuelco de bloques de granito.

En el cálculo del coeficiente de seguridad que frente a una rotura circular poseían los sedimentos terciarios, se supuso que estos estaban saturados y que actuaba sobre ellos una fuerza de 31 o 27 MN procedente del granito y se obtuvo un valor ligeramente inferior a 1 (0,976) y otro ligeramente superior (1,016) respectivamente. Puesto que este es el resultado que se esperaba de los cálculos, dado el comportamiento que había tenido el talud, se aceptó que las hipótesis empleadas en los mismos quedaban validadas. En la figura 24 se puede ver una sección del Terciario y del relleno que se introdujo en la corta al terminar de extraer el lignito.

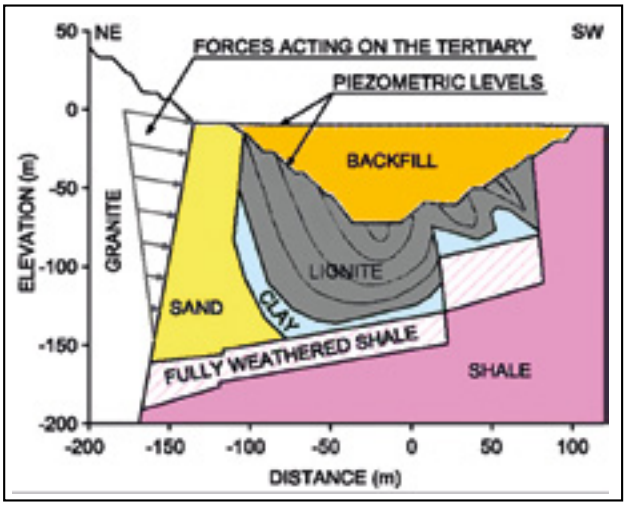


Figura 24. Terciario y relleno del fondo de corta.

Con las hipótesis de cálculo ya validadas se volvió a calcular el coeficiente de seguridad del talud, primero después de rellenar la mina y segundo después de inundarla. En el primer caso se obtuvo un coeficiente de seguridad superior a 3 y en el segundo, para el que se supuso un nivel piezométrico en la posición más desfavorable posible en el tramo de talud emergido, el coeficiente de seguridad obtenido superaba ligeramente al anterior, ya que las fuerzas de empuje del granito sobre el Terciario eran menores pues pasaron a ser respectivamente 27 y 23 MN.

En la figura 25 se muestra la corta en su estado actual: inundada y con el entorno restaurado.

Figura 25. Estado actual de la corta inundada (cortesía de Limeisa).

8. CONCLUSIONES

Al comparar los dos estudios efectuados en la década de 1960 que se han tomado como ejemplo con los realizados en la de 2010 anteriormente descritos, es decir, con un intervalo de tiempo entre ellos de 50 años, se observan diferencias que permiten hacerse una idea del progreso experimentado por la mecánica de rocas aplicada a la minería desde que se creó la Sociedad Española de Mecánica de Rocas hasta ahora. Aunque al elegir los estudios que se han presentado me he basado en parte en mi grado de conocimiento de ellos, por haber estado directamente involucrado en los mismos, creo que pueden extraerse de su comparación algunas conclusiones interesantes. A mi entender, las mejoras más importantes en los últimos 50 años, que se observan comparando los estudios descritos, aunque no he podido, por falta de espacio, profundizar en su descripción tanto como habría sido conveniente para captar bien sus diferencias, son las siguientes:

- La caracterización geotécnica de los macizos rocosos ha progresado mucho en la minería. Actualmente se lleva a cabo un registro geotécnico detallado de los sondeos y de las galerías que se van ejecutando y se incorporan todos los datos a la programación. La mina queda espacialmente dividida en dominios geotécnicos, lo cual permite predecir hasta cierto punto las necesidades de sostenimiento de las galerías y demás huecos mineros y adaptar el diseño de la explotación a las características geotécnicas de los macizos rocosos.
- Se ha adelantado mucho en lo referente a modelos de cálculo: tipo equilibrio límite, empíricos (basados en gráficos generalmente) y numéricos. Estos últimos, en particular, han progresado como consecuencia de

la aparición de los ordenadores y del rápido aumento de su capacidad, juntamente con la creación de potentes programas de cálculo de uso multidisciplinar en elementos finitos o diferencias finitas.

- Los avances de las medidas in situ no han sido tan importantes como los acontecidos en los dos aspectos anteriormente mencionados, aunque ahora las lecturas se hacen en muchos casos por control remoto y se utiliza el radar y el láser. El progreso de los cálculos no ha ido acompañado, en general, de las medidas necesarias para validar los resultados de los modelos, por lo que la exactitud de éstos suele ser cuestionable, en muchos casos, dada la incertidumbre inherente a la mayoría de los parámetros que intervienen en los mismos.

Los retos con los que se enfrenta actualmente la mecánica de rocas aplicada a la minería (Galera, J.M., 2014) podrían agruparse en los siguientes:

- Caracterización geomecánica de los macizos rocosos.
- Efectos del agua en la estabilidad de las minas a cielo abierto y subterráneas.
- Daños y sobreexcavaciones en los macizos rocosos producidos por las voladuras.
- Modelos de cálculo.

9. BIBLIOGRAFÍA

Alder, H., Potts, E.L.J., y Walker, A. (1951). Research on strata control in the northen coalfield of Great Britain. *Proceedings of the First International Conference on Rock Pressure and Ground Support, Lieja (Bélgica)*.

Alejado, L., y Ramírez Oyanguren, P. (1996). A viscoelastic analysis to model a Spanish potash mine to predict the surface subsidence. *Proceedings of the 2nd North American Rock Mechanics Symposium*. Ed. Balkema. *Montreal, Quebec (Canadá)*.

Alejano, L., Gómez-Márquez, I., y Martínez-Alegría, R. (2010). Analysis of a complex toppling-circular slope failure. *Engineering Geology*. Vol. 114, Issues 1-2, pp. 93-104.

Barton, N., Lien, R., y Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*. Vol. 6, Issue 4, pp. 189-236.

Berry, D.S. (1960). An elastic treatment of ground movement due to mining. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. Vol. 8, Issue 4, pp. 280-292.

Bieniawski, Z.T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. *Proc. Symp. Exploration for Rock Engineering*. Vol. 1, pp. 97-106. Ed. Balkema. *Ciudad del Cabo (Sudáfrica)*.

Brady, E., y Brown, E.T. (1985). *Rock Mechanics for Underground Mining*. Londres (UK): George Allen & Unwin.

Celada, B. (1970). *Tecnología del bulonaje: estudio particular del bulonaje a la resina*. Oviedo (España): ETS de Ingenieros de Minas.

Cook, N.G.W. (1962). *A study of failure in the rock surrounding underground excavations*. PhD Thesis, University of Witwatersrand, Johannesburgo (Sudáfrica).

Dixon, J.R. (1955). *The photo-elastic examination of the stress distribution around mine openings*. PhD Thesis, University of Durham (UK).

Fayol, H. (1885). Notes sur les mouvements de terrain provoquée par l'exploitation des mines. *Bulletin de la Societé de l'Industrie Minerale*, 2ieme serie.

Galera, J.M. (2014). Retos actuales de la ingeniería de minas en el ámbito de la mecánica de rocas. *Jornada Técnica de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas, Madrid*.

Goodman R., y Bray J.M. (1976).Toppling of rock slopes. *Proceedings Speciality Conference on Rock Engineering for Fundations and Slopes, Univ. of Colorado, Boulder*. ASCE. Vol. 2, pp. 201-234.

Hast, N. (1958). The measurement of rock pressures in mines. *Sveriges Geologiska Undersökning Arbork*. 52, Nº 3.

Hoek, E., y Bray, J.W. (1974). *Rock Slope Engineering*. Londres (UK): Chapman & Hall.

Hoek, E., y Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. Londres (UK): Chapman & Hall.

Hood, M., y Brown, E.T. (1999). Mining rock mechanics, yesterday, today and tomorrow. *Actas del 9º Congreso Internacional de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM)*.Tomo III., pp. 1551-1576.

Ilstein, A. (1960).The influence of the resistance of the support system on manifestation of rock pressure in longwall faces. *Proceedings of the International Conference on Strata Control, París (Francia)*.

Jacobi, O. (1956). The pressure on seam and goaf. *Proceedings of the International Strata Control Congress, Essen* (Alemania).

Jaeger, J.C., y Cook, N.G.W. (1969). *Fundamentals of rock mechanics*. Methaen & Co. Ltd.

Kvapil, R. (1960). Photoelasticimetric research in rock mechanics. *Technical Digest* (Prague). Nº 4.

Labasse, H. (1951). Roof control by caving. *Proceedings of the First International Conference on Rock Pressure and Ground Support, Lieja (Bélgica)*.

Laucher, P. (1994). *Hard rock pillar strength estimation: An applied empirical approach*. MASc Thesis. University of British Columbia. Vancouver (Canadá).

Leeman, E.R. (1960). Measurements of stress in abutments at depth. *Proceedings of the International Conference on Strata Control, París (Francia)*.

Leigh, R.D. (1962). Strata pressures and rock mass movements induced by longwall mining. PhD Thesis. University of Durham (UK).

Litwiniszyn, J. (1951).The theories and model research of movements of ground masses. *Proceedings of the First International Conference on Rock Pressure and Ground Support, Lieja (Bélgica)*.

Manera, C., Ramírez, P. González, R., y Fernández-Pello, M. The toppling of large blocks on the northeart slope of the Meirama mine. *Eurock 2014, Vigo (España)*.

Obert, L. (1962). In situ determination of stress in rock. *Mining Engineering*. Vol. 14, Nº 8.

Orchard, R.J. (1954). Recent developments in predicting the amplitude of mining subsidence. *Journal of the Royal Institute of Chartered Surveyors*. 86, pp. 864-876.

Phillips D.W. (1944). Rock bursts or bumps in coal mines. *Trans. Inst. Min. Eng*. Vol. 104, pp. 55-94.

Potts, E.L.J. (1951). Ground movement in mining areas. *Planning Outlook*. Vol. 2, Nº 3, pp. 24-32.

Potts, E.L.J. (1963).The organisation of research investigations into the problem of rock bursts. *Report to Board of Managers, Kolar Gold Field*, Mysore State, South India.

Potvin, Y. (1988). *Empirical open stope design in Canada*. PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver (Canadá).

Ramírez Oyanguren, P. (1967). Determinación del movimiento de los estratos sobre una explotación por frente largo. *Primer Coloquio Nacional de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas, Madrid*.

Ramírez Oyanguren, P. (1967). Una aplicación de las células de presión en la mecánica de rocas. *Primer Coloquio Nacional de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas, Madrid*.

Ramírez Oyanguren, P., y Laín Huerta, R. (2001). Extensión del modelo de Goodman y Bray (1976) de rotura de taludes por vuelco. *V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas inestables, Madrid*. Volumen II., pp. 573-591.

Ramírez Oyanguren, P., y Alejano Monge, L. (2008). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e ingeniería de taludes*. Madrid: Red Desir.

Ramírez Oyanguren, P. (2014). Un ejemplo de aplicación de la geotecnia a la moderna minería subterránea. Mina de Aguas Teñidas. *Jornada Técnica 2014 de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas, Madrid.*

Rziha (1882). Die einwirkungen das kohlenabbanes auf die tagesobenfläche. Zeitschrift für berg und kuttenwesen.

Salamon, M.G. (1962). The influence of strata movement and control on mining development and design. PhD Thesis. University of Durham (UK).

Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. *Geotechnique*. Vol. 17, pp. 11-26.

Spruth, F. (1951). Distribution of pressure up, on and near the coal face. *Proceedings of the First International Conference on Rock Pressure and Ground Support, Lieja (Bélgica)*.

Talobre, J. (1956). *La mécanique des roches*. París (Francia).

Turnbull, D., y Potts, E.L.J. (1957). Surface and Underground Subsidence Correlation. *Proceedings of the European Congress on Ground Movement, Leeds (UK)*.

Trumbachev, V.F. (1960). Experimental investigacions into the distribution of stresses in inhomogeneous pillars and ceiling rocks. *Proccedings of the International Conference on Strata Control, París (Francia)*.

Villaescusa, E. (2014). *Geotechnical Design for Sublevel Open Stoping*. Boca Raton (EE UU): CRC Press.

Wardell, K. (1953-4). Some observations on the relations hip between time and mining subsidence. *Trans. Int. Mining Engineers*. Vol. 113, pp. 471-483.

Whetton. J.T., y King, H.J. (1951). Mechanics of mine subsidence. *Proceedings of the First International Conference on Rock Pressure and Ground Support, Lieja (Bélgica)*.

Los túneles en España
Tunnels in Spain

Manuel Romana Ruiz[1*]

Resumen

Comienzo de la Mecánica de Rocas en España

La Sociedad Española de Mecánica de Rocas aceptó un libro de Talobre en 1957 (*La Mecanique des Roches*) como comienzo de su primera idea básica de Mecánica de Rocas, que luego se aplicó en algunas presas construidas antes de 1964. Varias grandes presas bóveda (La Barca, Canelles, El Atazar) y de gravedad (Mequinenza) requirieron refuerzos importantes de la cimentación.

Las primeras realizaciones se presentaron en el primer Congreso Internacional de Mecánica de Rocas (Lisboa, 1966) y se continuaron en muchas otras presas construidas hasta 1970 y estudiadas en el Centro de Estudios Hidrográficos. Después la Sociedad Española de Mecánica de Rocas se desarrolló con los planteamientos de ingeniería geotécnica de José Antonio Jimenez Salas y de Santiago Uriel.

"Prehistoria" de los túneles en España

La "mina" de Daroca se construyó en el siglo XVI para encauzar una rambla que cruzaba (e inundaba) una parte central de la ciudad. El túnel de ferroviario de Tablada de 2380 m de longitud (el el tramo Villalba-Segovia) se construyó en 1884-88.

Hasta las últimas décadas del siglo XX la excavación se realizaba por métodos clásicos (belga, alemán): ataques parciales de 10 a 15 m^2 de sección con sucesivos ensanches posteriores. Se entibaba con piezas de madera. Predominaban os métodos empíricos

El primer túnel "moderno" fue el túnel de peaje de Guadarrama (1960-1963) excavado a sección partida, pero sin cálculo estructural ni instrumentación del macizo rocoso. Se construyeron, con excavaciones parciales sucesivas, cavernas de gran sección para alojar centrales hidroeléctricas.

La clasificación de Lauffer (1958) se citaba en la literatura técnica y se explicaba en la docencia de la geotecnia, y en la literatura geotécnica, pero se aplicaba poco en la práctica constructiva.

En el primer gran transvase hidráulico (acueducto Tajo-Segura) se empleó por primera vez una tuneladora integral ("topo") Pero sufrió un colapso al comienzo de su excavación.

Los túneles en España después de la creación de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas (SEMR)

Inicialmente la SEMR se concentró en los aspectos básicos de la Mecánica de Rocas: fracturación, resistencia mecánica, tensiones y deformaciones de las cimentaciones, aspectos hidráulicos del macizo. En su primer Simposio se estudian estos aspectos y su aplicación a presas y aprovechamientos hidráulicos.

La construcción de la primera red de autopistas de peaje significó la introducción práctica en España de los métodos de mecánica de rocas en la construcción de taludes y túneles.

En 1970 se publicó la traducción al francés del libro "*Traité de construction des tunnels*" de K. Szechy. Y en 1973 la traducción inglesa: "*The art of tunelling*". Ambos textos se hicieron populares en la práctica española que continuó en la práctica siendo empírica. La Revista de Obras Públicas informó detalladamente sobre los hitos mundiales en la construcción de túneles.

Julián Garcia Rosselló envió al Congreso de Grandes Presas de 1973 un artículo sobre las obras subterráneas del aprovechamiento Camba-Couso. En él analiza ambos enfoques, teóricos y prácticos, de la construcción de túneles. En la época había gran diferencia entre los mundos académico y práctico de diseño y construcción de obras subterráneas. Pero en la década 1970-80 la construcción de autopistas de peaje supuso la incorporación a la práctica española de los métodos modernos de diseño y control de construcción de túneles. En 1974 se fundó la Asociación Española de los Túneles, AETOS, con el apoyo de las Sociedades Españolas de Mecánica del Suelo (SEMSIG) y de Mecánica de Rocas (SEMR). Las tres organizaron conjuntamente ese año el I Simposio Nacional de Túneles.

Palabras clave: túneles, mecánica de rocas, presas, SEMR, España, autopistas.

* Autor de contacto: mromana@STMR.com

[1] Catedrático emérito de Ingeniería del terreno. Universidad Politécnica de Valencia.

Abstract

Beginnings of Rock Mechanics in Spain

The Spanish Society for Rock Mechanics accepted Talobre´s book (La Mecanique des Roches, 1957) as the basic beginning of Rock Mechanics, applied in some dams built before 1964. Some big dams (La Barca, Canelles, El Atazar, Mequinenza) required big foundations reinforcements.

The first undertakings were presented at the First Rock Mechanics World Congress (Lisbon, 1966), to be followed by many other dams built before 1970, which had been model tested at CEDEX's Center for Hydrographic Studies. Afterwards, the Spanish Society for Rock Mechanics came to grow, thanks to the geotechnical engineering analysis carried out by José Antonio Jiménez Salas and Santiago Uriel.

Tunnels "prehistory" in Spain

Daroca´s "mine" was built in the 16th century in order to channel a river which crossed the city. The Tablada railway tunnel, 2380 m. long (in the Villalba-Segovia railway) was built in 1884-88.

Up to the late decades of the 20th century, many tunnels were built by "classic" methods (Belgian, German) with successive partial excavations (10- 15 m²). Empirical methods were the rule.

The first "modern" tunnel was the Guadarrama toll pay tunnel (1960-63), built at full section, but without neither rock mass structural analysis nor instrumentation. Some big section caverns were built for hydroelectric plants.

Lauffer´s classification (1958) was taught, and mentioned in the technical publications, though hardly applied in practice.

A full section excavation machine ("mole") was used to build the first big hydraulic tunnel (at Tajo-Segura hydraulic connection), but it collapsed at the excavation beginning.

Tunnels in Spain after the beginning of the Spanish Society for Rock Mechanics (SEMR)

From its beginnings, SEMR focused on the basic aspects of Rock Mechanics: fracturing, mechanical strength, stresses and deformations of the rock mass. Its first Symposium studied these aspects and their application to dams and hydraulic works.

The first "toll pay" railway network was the practical introduction in Spain of practical rock mechanics methods for slopes and tunnels construction.

The French translation of Szechy´s book (Traite de construction des tunnels) was published in 1970, and the English one in 1973. Both books were common in the Spanish tunneling practiced, which was still mainly empirical. Revista de Obras Públicas published detailed information about world hits in tunnel construction.

Julian García Rosselló published at the 1973's Congress on Large Dams a paper on the Cambra-Couso underground hydraulic works. The paper analyses both theoretic and practical approaches in tunneling construction. At the time there were big differences between both, the academic and practical worlds, for underground works design and construction. But the toll highways construction in 1970-1980 introduced in Spain the modern design and construction of underground works. In 1974 AETOS (The Spanish Tunneling Association) was established with the support of both the Spanish societies for Soil Mechanics (SEMSIG) and Rock Mechanics (SEMR). The three of them organized that year the first Spanish National Tunneling Symposium.

Keywords: *tunnels, rock mechanics, dams, SEMR, Spain, highways.*

1. "PREHISTORIA" DE LA CREACIÓN DE LA SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECÁNICA DE ROCAS

En 1957 J. Talobre, ingeniero de minas francés que trabajaba en Electricité de France (EdF), con la función de apoyar a los equipos de ingenieros civiles, encargados del proyecto y la construcción de las presas y obras hidráulicas de EdF, en la problemática de la cimentación y tratamiento del terreno, publicó un libro con el título "La Mecanique des Roches et ses applications" relatando sus experiencias profesionales e incluyendo algunos consejos. Eligió el nombre de Mecánica de Rocas para destacar las similitudes entre la problemática de las obras públicas en suelos, en los que la técnica de la Mecánica de Suelos estaba ya establecida desde el bien conocido libro de Terzaghi y Peck titulado "Soil Mechanics in Engineering Practice", publicado en 1948, con la problemática de las obras públicas en rocas.

En el libro de Talobre se citan, entre otros varios, los datos de los 13 últimos emplazamientos franceses estudiados, cuyo reconocimiento por métodos de geofísica eléctrica había sido realizado por Mariano Fernandez Bollo (que vivía y trabajaba por entonces en Francia, antes de trasladarse a Madrid, para seguir trabajando en el reconocimiento geofísico de los emplazamientos de presas españolas).

El nombre de "Mecánica de Rocas" no era nuevo porque había sido utilizado por ingenieros de minas e ingenieros petroleros para describir los problemas que encontraban en su práctica profesional en macizos rocosos, y el propósito de Talobre era hacer notar que también existía una problemática similar en el campo de las obras públicas. Pero el libro, aparte del valor episódico e ilustrativo de los casos mostrados, pasó sin pena ni gloria, quizás porque ignoraba la definición de los macizos rocosos como sistemas fracturados y anisotrópicos. Así por ejemplo para el cálculo de conducciones circulares excavadas en macizos rocosos omitió la consideración de las juntas (y su posible anisotropía) y propuso considerar el problema con simetría radial a partir del eje del túnel.

En España, donde en aquella época estaban en proyecto y/o construcción muchas presas de hormigón, el libro

Figura 1. Presa de la Barca.

adquirió cierta fama entre los proyectistas hidráulicos, pero no llegó a conseguir una aplicación práctica.

Una excelente panorámica de la construcción de grandes presas en España en aquella época (Aldeadávia, Bao-Puente Bibey, Belesar, Porma, Valdecañas, Villarino) se presentó en 1964 en el Congreso de Grandes Presas de Edimburgo, y fue recogida en el número 2988 de la *Revista de Obras Públicas*, de ese año. Incluía la selección del tipo de presa y su proyecto y construcción, pero no profundizaba mucho en la problemática del terreno y de la cimentación de cada presa ni de los túneles hidráulicos asociados a ellas.

Había muchos (y buenos) ingenieros hidráulicos proyectando presas, pero este no es lugar adecuado para su enumeración y descripción profesional. Citaremos solamente dos, relacionados con algunos grandes problemas geotécnicos surgidos en la construcción de presas.

El español Alfonso Álvarez Martinez, que fue catedrático de presas en la Escuela de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid, proyectó y dirigió la construcción de diversas presas, entre ellas la presa de La Barca (en el río Narcea, en Asturias) bóveda de simple curvatura, de 74 m. de altura construida entre 1959 y 1966. Sufrió inestabilidades en su estribo izquierdo, mitigadas mediante un recrecimiento de su aliviadero, apoyado en una ladera de pizarras silúricas con buzamiento hacia el río, de manera que el macizo tuviera la necesaria seguridad contra el deslizamiento en los sucesivos planos de esquistosidad subparalelos a la ladera.

Años más tarde Alfonso Álvarez proyectó y dirigió, con éxito, el refuerzo de la cimentación de dos grandes presas ya existentes: Canelles y Mequinenza con problemas de resistencia dudosa en su cimentación. En Canelles (presa bóveda de doble curvatura de 151 m de altura, record de España en su tiempo) se construyó un refuerzo subvertical de ladera, aguas abajo de la cimentación, que se solidarizó con el cuerpo de presa. En Mequinenza (presa de gravedad, con aliviadero sobre el cuerpo de presa) se prolongó el plano horizontal de cimentación en la base hacia aguas abajo para incrementar la resistencia a esfuerzo cortante de la cimentación (formada por esquistos pizarrosos terciarios) y aumentar el coeficiente de seguridad. En ambos casos se estudió, y resolvió, el problema de la necesaria solidarización entre el cuerpo de presa y la nueva estructura complementaria de refuerzo.

El mundialmente conocido ingeniero portugués, Joaquim Laginha Serafim, había abandonado en 1962 (¿por motivos políticos?) su trabajo en el "Laboratório Nacional de Engenharia Civil" de Lisboa para establecerse en España, donde fundó en 1962 dos empresas consultoras: Coba (heredera de la homónima portuguesa) y Consulpresa con apoyo y financiación de las empresas hidroeléctricas españolas. Proyectó numerosas presas en España con cuerpo de hormigón (incluidas bóvedas de doble curvatura) y con cimentación en roca: Sela, Belesar, Santa Eulália, Susqueda, Almendra, El Vellon, El Atazar, La Baells; y trabajó, también desde España, en presas en Grecia y Venezuela. Tras el cambio político en Portugal volvió a su país, dejando una excelente obra profesional en España.

Figura 2. Presa del Atazar (se observa el tratamiento del talud en la zona de aguas arriba del estribo izquierdo; nótese que la "piel" de hormigón proyectado cubre el talud solamente en su parte inundable por la subida del embalse).

Pero su formación geológico-geotécnica no estaba a la altura de su muy alto nivel ingenieril en el diseño del cuerpo de las presas, lo que hizo que aparecieran problemas en sus cimentaciones en varios casos.Algunos de esos problemas fueron resueltos durante la construcción, a veces con notables incrementos del volumen, y del presupuesto, de las presas, generalmente a causa de excavaciones en los estribos rocosos, superiores a las previstas en proyecto, con aumento del volumen de hormigón de las presas.

El caso más espectacular fue el de la presa del Atazar, bóveda gruesa de doble curvatura, de 134 m. de altura (en el río Lozoya, en Madrid) cuyo estribo izquierdo requirió una excavación muy superior a la prevista en proyecto y un costoso trabajo de sostenimiento de todo el talud del macizo rocoso del estribo bajo el cuerpo de presa y aguas abajo de ella, con una "piel" de hormigón proyectado en la zona inundable por el embalse, y una estructura ortogonal de costillas verticales y vigas horizontales de hormigón en todo el talud. Se colocaron además sobre esas costillas y vigas numerosos anclajes pretensados profundos que transmitían al terreno una presión media de 7 T/m^2 en toda la superficie del refuerzo. Dicho refuerzo de ladera fue proyectado por José Antonio Jiménez Salas y Santiago Uriel Romero con la presa ya en construcción avanzada y se incorporó al trabajo de obra.

Como ha explicado Muzás en su texto en este volumen, el interés técnico español se focalizó en el Centro de Estudios Hidrográficos, donde se realizaban modelos reducidos hidráulicos de presas y aliviaderos: se organizaban allí coloquios y reuniones técnicas.

El criterio de comportamiento del terreno utilizado era el modelo elástico aunque se suponía, para el cálculo, que el módulo de elasticidad podía no ser constante, aumentando en las zonas sobrecargadas y disminuyendo en las cercanías de las superficies excavadas y descomprimidas. En cualquier caso el módulo de deformación del terreno se suponía siempre inferior al del hormigón del cuerpo de presa. Estos módulos de deformación del terreno se estimaban a partir de ensayos de geofísica eléctrica y/o sísmica in situ y, algunas veces, de ensayos de carga, también in situ, que resultaban muy difíciles de extrapolar, teniendo en cuenta los factores de escala y la superficie del ensayo, muy inferior a la de la cimentación de la presa. En la realidad se utilizaban estimaciones, lo más razonables posible, de los módulos de deformación del terreno.

Cuando se convocó el primer Congreso Internacional de Mecánica de Rocas en Lisboa en 1966 una numerosa delegación española acudió a él, motivada por el gran prestigio que tenía en el mundo hidráulico el Laboratorio de Ingeniería Civil de Lisboa, dirigido por Manuel Rocha, y la gran actividad de la técnica portuguesa en presas de hormigón. La delegación pudo comprobar, con cierta sorpresa, la diferencia entre los contenidos de la "mecánica de rocas" utilizada hasta la fecha en España para los estudios de presas y los contenidos incluidos en el Congreso, que cubrían prácticamente todos los campos de la Ingeniería Civil y prescindían del modelo elástico para asumir los conceptos de fracturación, plasticidad y anisotropía para estimar la resistencia y deformabilidad de los macizos rocosos en los que se insertaban las obras.

Por otra parte la actividad española en la construcción de grandes presas de hormigón decaía, probablemente a causa de la saturación de aprovechamientos hidráulicos y de los cambios en la política de las grandes obras públicas. Finamente el grupo de ingeniería de presas nucleado en torno al Centro de Estudios Hidrográficos se disolvió y, en la práctica, su magisterio en temas de resistencia y deformabilidad del terreno fue sustituido por el de la recién fundada Sociedad Española de Mecánica de Rocas (SEMR), cuyo primer presidente fue el profesor Jose Antonio Jiménez Salas, director del entonces denominado "Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo" (posteriormente "Laboratorio de Geotecnia"), que, hasta esa fecha, no había participado, como institución, en más estudios de presas que las de materiales sueltos. El cambio fue acertado y tanto José Antonio Jiménez Salas como Santiago Uriel, presidente de la SEMR, pilotaron con destreza la nueva sociedad, que siguió residiendo en el Centro de Estudios Hidrográficos durante varios años antes de pasar al Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

2. LOS TÚNELES EN ESPAÑA ANTES DE LA CREACIÓN DE LA SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECÁNICA DE ROCAS

En la ciudad de Daroca se construyó un complejo sistema de encauzamiento de una rambla, que atravesaba la ciudad y causaba frecuentes inundaciones en la calle Mayor, su punto más bajo. Para evitar el paso de esta rambla se construyó el túnel conocido como la Mina, realizado por el ingeniero francés Pierres Vedel, que recalzó también la torre mudéjar de la iglesia San Martín y construyó el Acueducto Los Arcos (Teruel).

La llamada "mina" de Daroca puede considerarse una de las obras públicas más importantes realizadas en el siglo XVI en territorio español, hecho por el cual mereció la visita real de Felipe II en 1585. Se trata de un túnel excavado en rocas paleozoicas, que atravesaba el llamado cerro de San Jorge. Las obras, comenzaron en 1555 y concluyeron en 1560. En 1562 se colocaron una serie de refuerzos a base de arcos de piedra sillar en los lugares donde aparecían inestabilidades. El túnel mide 600 metros con pendiente del 1%, anchura de 6 metros y una altura de entre 7 y 8 metros, habiendo sido ampliado en 1578 con respecto a sus dimensiones originales y reparado en épocas recientes.

Los grandes túneles en roca casi no existían en España. Puede citarse el túnel ferroviario de Tablada en el tramo Villalba-Segovia. Tiene una longitud de 2.380 m. y se construyó entre 1884 y 1888. La excavación de obras subterráneas en roca se realizaba por varios ataques parciales sucesivos de área reducida (de 10 a 15 m2) para evitar los riesgos de inestabilidad que se podían producir en cada frente parcial por falta de sostenimiento. Se empezaba por excavar una galería de avance en la clave del túnel a la que se añadían sucesivamente ensanches laterales, y, posteriormente, ampliaciones de la excavación por debajo, si la sección del túnel era de mayor altura. La entibación era por piezas de madera. En definitiva se trasladaban a la excavación de túneles en roca los métodos de excavación de túneles en suelo (método belga, método alemán…) con los que se construían los túneles urbanos de metro en todo el mundo.

Figura 3. Mina de Daroca.

En el periodo 1960-1963 se construyó el primer túnel carretero de peaje de Guadarrama, de 2870 m. de longitud, de gran sección transversal, inaugurado en 1964 (sorprende que los ritmos de construcción sean tan parecidos en dos fechas con 80 años de diferencia entre el túnel de Tablada y el de Guadarrama; no hubo cálculo estructural del macizo rocoso, ni instrumentación, en ninguno de los dos casos). La construcción del túnel carretero de Guadarrama (a sección partida, con dos tramos: avance y destroza) se programó con amplio uso de la mejor maquinaria pesada disponible de carga y transporte del escombro rocoso de las voladuras. Fue el primer túnel español excavado en dos etapas con el ancho completo. La manipulación del escombro se realizó con excavadoras de gran tamaño. En algún tramo se excavó a sección completa. Como dato complementario se produjeron tres accidentes mortales, lo que se ajustaría a la antigua regla empírica de "un muerto por kilómetro de túnel" actualmente muy superada por una gran reducción de la mortalidad.

En las presas, y otras obras hidráulicas, se incluyeron numerosos túneles, generalmente hidráulicos. Como los caudales de los ríos españoles no son excesivos, los túneles no eran de gran tamaño, y su forma tendía a aproximarse a la circular, buscando la mejora de la capacidad de transporte de agua. Los cálculos estructurales eran difíciles y estimativos porque la aplicación del modelo elástico de comportamiento del terreno era inadecuada por la variación y disminución de los módulos de elasticidad en el entorno de los túneles a causa de la excavación, que produce descompresiones importantes en torno a los túneles profundos. Se hacían ensayos geofísicos in situ, pero su utilidad era reducida. Predominaban los métodos empíricos de

construcción, casi siempre a sección completa, y el cálculo estructural de túneles y macizos era una formalidad requerida, pero de dudosa utilidad práctica, porque se limitaba a comprobar la resistencia del revestimiento al peso de una parte del terreno, supuesta suelta, sobre el revestimiento del túnel.

Las centrales subterráneas de los aprovechamientos hidráulicos tenían, por el contrario, áreas muy superiores. Se excavaban por tramos descendentes, de área reducida, y se solía añadir un revestimiento parcial de hormigón tras la excavación de cada tramo, para ser completado por un revestimiento final, construido en la etapa final. Ejemplos significativos fueron las centrales de Puente Bibey, en la cuenca del Sil en Galicia, cuya construcción fue descrita en 1963 por Julián Feijoo Melle, en la *Revista de Obras Públicas*, o la de Torrejón, en la cuenca del Tajo.

La clasificación de Lauffer de 1958 fue uno de los primeros planteamientos de lo que después se denominaría "nuevo método austríaco de construcción de túneles (NATM)". Aparece ya, como una más, en los artículos publicados en España sobre clasificaciones para la construcción de túneles y en la práctica docente de los túneles. Pero casi no se utilizó en la práctica española.

En ese contexto se planeó el primer gran transvase hidráulico español: el acueducto Tajo-Segura. Su primer túnel de importancia, excavado mecánicamente (el túnel de Talave) sufrió un colapso y tardó casi un año en recuperarse su construcción. La aparición de las maquinas tuneladoras integrales ("topos") había sido saludada como un método seguro y "automático de excavación y revestimiento" para eludir las "imprecisiones e ignorancias" (sic) que planteaban las excavaciones de macizos rocoso para túneles hidráulicos. El colapso del túnel del Talave, prácticamente al comienzo de su excavación, demostró que cualquiera que sea su método de construcción los túneles plantean riesgos específicos.

3. LOS TÚNELES EN ESPAÑA DESPUÉS DE LA CREACIÓN DE LA SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECÁNICA DE ROCAS

Inicialmente la SEMR se concentró en la misión de plantear correctamente los aspectos básicos de mecánica de rocas que eran de mayor interés para la construcción de obras públicas en España. Lo demuestra la lista de temas del primer Simposio Internacional que organizó, en Madrid en 1970, dos años después de su creación.

- Los temas del "1er Simposio Internacional de Mecánica de Rocas" fueron:
- Definición de macizos rocosos
- Resistencia mecánica
- Observaciones de desplazamientos, tensiones y deformaciones en las cimentaciones
- Permeabilidad, subpresión y caudales de filtración

No aparecen los túneles más que implícitamente. Los dos primeros temas buscan una definición correcta de los macizos rocosos, para sustituir el modelo anterior, muy frecuente en la técnica española, modelo que se simplificaba así: "el macizo rocoso se comporta según un modelo elástico, pero con módulo de elasticidad variable según las circunstancias tensiónales".

Es evidente que el Simposio también está dirigido a las grandes obras hidráulicas, teniendo en cuenta la problemática señalada en los dos últimos temas, aunque se evita (¿deliberadamente?) el uso de las palabras "presa" o "aprovechamiento hidroeléctrico""

Pero la construcción de la red de autopistas de peaje, que empezaba en aquella época, colocó en primer plano la problemática de los taludes (algunos de gran importancia, como muchos en la Autopista Bilbao-Behobia) y de los pedraplenes (que aparecen por la necesaria compensación de rellenos y desmontes) y muchos miembros de la SEMR estuvieron implicados en su estudio y construcción.

También en 1970 se publica un artículo sobre la galería de presión del canal del Atazar, donde se incluyen los siguientes aspectos:

- Reconocimiento con métodos sísmicos. Ensayo de presión radial
- Cálculo del revestimiento con presión exterior e interior
- Ensayo hidráulico de presión radial

El trabajo de proyecto y construcción de la galería de presión del Atazar se realizó siguiendo todavía las pautas anteriores de las obras de aprovechamiento hidráulico energético: túneles-galerías de presión y cámaras complementarias.

A finales de 1970 la editorial Dunod publicó la traducción al francés de un libro destinado a convertirse en la biblia de muchos ingenieros españoles que se ocupaban en el proyecto y construcción de túneles en España. Su autor era K. Szechy y su título "Traité de construction des tunnels". El contenido era enciclopédico pero su planteamiento era clásico, con una utilización muy reducida de las, entonces recientes, técnicas de mecánica de rocas. El título de edición inglesa (1973) fue "The art of tunnelling" lo que venía a significar que construir un túnel tenía más de arte (artesanía) que de ciencia.

La *Revista de Obras Públicas* siempre intentó ampliar el horizonte técnico de la ingeniería de obras públicas española, informando sobre los hitos técnicos mundiales. Así por ejemplo recoge en sus números de 1972, con información técnica detallada, las primeras referencias en español de varios túneles singulares de gran longitud y dificultad, que estaban siendo estudiados o en construcción en su fase inicial, informando de su tipología y método de construcción:

- El túnel del Canal de La Mancha (longitud 53 km) cuyo comienzo estaba previsto para 1978.
- El túnel submarino del Seikan (longitud 53 km) en Japón, ya iniciadas sus obras preliminares.
- El túnel carretero de San Gotardo (longitud 16,3 km) cuya galería de reconocimiento se inició en 1970.
- El túnel ferroviario de Rokko (longitud 16,3 km) en Japón, inaugurado en 1972, como el más largo, en su época, en las líneas japonesas de alta velocidad (Shinkansen).

En 1973 se inicia el estudio del Túnel de San Silvestre para la ampliación del abastecimiento de agua de Huelva y su zona industrial. El túnel, que deriva el agua del Guadiana al río Piedras, cruzando la divisoria entre ambas cuencas, tiene una longitud de 7.594 Km y una sección útil de 4,70 m2, con forma de herradura.

En 1973 Julián García Rosselló envía al Congreso de Grandes Presas un artículo, muy detallado, sobre las obras subterráneas del Salto Camba-Couso, en Galicia, con una longitud total de túneles de 14,7 km, 7 pozos verticales y secciones de áreas variables entre 6.25 y 57 m2. En el artículo García Rosselló hace varias afirmaciones sobre el método austriaco de construcción de túneles:

- "el terreno granítico está en el límite de aplicación del nuevo método austríaco (de Rabcewicz) de precorte y gunitado del frente (sic)".
- "se ha intentado (utilizarlo) en varias ocasiones pero lo han dificultado …varios desprendimientos… y la inercia de constructoras y casas especializadas".
- "el método nos parece adecuado (sic)".
- "la mecánica de rocas no ha llegado a manejar modelos matemáticos suficientemente representativos para su aplicación a los problemas de sostenimiento (que) se deben resolver casi siempre por vías de la experiencia, tanteo y corrección".

Estas son las opiniones de uno de los ingenieros más informados sobre la construcción de aprovechamientos hidráulicos, que en el mismo artículo hace muchas otras observaciones atinadas, como la siguiente, hija de la experiencia:

- "Lo verdaderamente útil es adelantar la ejecución de las galerías de ataque".
- "Los problemas de sostenimiento se deben resolver casi siempre por vías de la experiencia".

Y reflejan la opinión más extendida dentro de la comunidad española de proyectistas y constructores de obras públicas. Respecto al diseño, construcción y comportamiento de los túneles y las obras subterráneas existía una clara dicotomía entre el mundo académico, nucleado por las cátedras de geotecnia en las escuelas de Caminos de Madrid y Barcelona y por las Sociedades Españolas de Mecánica del Suelo y Mecánica de las Rocas, y el mundo profesional "clásico" nucleado por las empresas hidroeléctricas que habían sido las promotoras de las grandes obras públicas hidroeléctricas.

Pero en la década de 1970-80 se inició una nueva época en las obras públicas españolas: la construcción de autopistas, generalmente de peaje. Las empresas concesionarias de autopistas eran jóvenes y "modernas" y adoptaron, sin duda alguna, la mejor tecnología disponible, lo que supuso una revolución en la técnica carretera española.

La primera autopista con desarrollo muy extenso en terrenos rocosos fue la Bilbao-Behobia (AP-8), inaugurada por tramos sucesivos entre 1971 y 1975. En su proyecto y construcción se utilizó la técnica más moderna disponible por lo que constituyó una verdadera "locomotora técnica". Especialmente los taludes en roca fueron la primera ocasión en que la estabilidad fue calculada sistemáticamente teniendo en cuenta toda su fracturación. Muchos de sus rellenos fueron pedraplenes también tratados con técnicas innovadoras. Tenía algunos túneles que fueron estudiados de forma más convencional; como la gran mayoría eran túneles en roca con relativamente poca cobertura (en macizos rocosos trabajando claramente en régimen elástico) no se emplearon las técnicas de Nuevo Método Austriaco. La inestabilidad de las posibles cuñas de roca en hastiales y bóveda se estudió también por métodos gráficos, teniendo en cuenta los posibles planos de fracturación. La reseña de una obra tan significativa queda fuera del contenido de este artículo.

La autopista, llamada del Mediterráneo (AP-7) se inició después con fechas de puesta en servicio variables según los tramos, pero en general posteriores a 1975.Tiene varios túneles en roca, construidos con la tecnología de obra "austríaca", pero sin convergencias significativas, porque sus tensiones de contorno eran muy bajas respecto a las resistencias de los macizos rocosos atravesados.

4. FUNDACIÓN DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE LOS TÚNELES (AETOS)

En 1974 se fundó la Asociación Española de los Túneles (AETOS) que, a partir de esa fecha, lideró las actividades de descripción y promoción técnica de los túneles en España, con el consentimiento y apoyo explícito de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas y de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, que colaboraron siempre con AETOS.

En ese mismo año 1974 las tres sociedades organizaron, conjuntamente, el I Simposio Nacional sobre Túneles. Tanto este como los sucesivos simposios españoles sobre túneles fuero liderados por AETOS. La Sociedad Española de Mecánica de Rocas prestó siempre su colaboración y apoyo técnico a la nueva asociación.

5. REFERENCIAS

Revista de Obras Públicas (1964). Monográfico sobre el Congreso de Grandes Presas de Edimburgo, nº 2988.

Talobre, J.A. (1957). *La mécanique des roches et ses applications*. Paris: Dunod.

Edificación y Urbanismo

Líneas de actividad

Estructuras y cimentaciones

Zonificación del territorio

Abastecimiento, saneamiento y desalación

Medio ambiente

Fields of Activity

Structures and Foundations

Territory Zoning

Water Supply, Wastewater Treatment and Desalination

Environment

Roque de Bentayga (Gran Canaria)
Concurso fotográfico SEMR
Autor: José Luis Méndez Fernández

Más información en
http://www.cedex.es

CEDEX
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

Los taludes en España en los últimos 50 años
Slope Engineering in the Last 50 Years in Spain

Luis González de Vallejo[1*], Eusebio Nestares[2], Mercedes Ferrer[3], Paolo Andreotti[4]

Resumen

La presente ponencia trata sobre la evolución histórica en España en los últimos 50 años de los taludes en roca con fines de infraestructuras de transporte. Siendo los taludes una de las obras más frecuentes en carreteras y ferrocarriles, su número ha sido extraordinario, sobre todo en los últimos 30 años, en los que España se ha puesto a la cabeza mundial en ferrocarriles de alta velocidad -segundo lugar-, y en general en la red de comunicaciones. La accidentada orografía y las variadas condiciones geológicas del territorio han supuesto realizar grandes excavaciones en condiciones complejas, lo que ha permitido obtener una gran experiencia en este tipo de proyectos y obras.

Esta ponencia pretende proporcionar una visión amplia sobre la evolución histórica en España, reflejada en los principales acontecimientos ocurridos en el periodo analizado, considerando los avances más sobresalientes y los hitos que han sido referencias de importancia, además de las reuniones científicas celebradas sobre el tema; se han seleccionado las aportaciones más destacadas por su vigencia a lo largo del tiempo, o por haber sido pioneras en su campo. Aunque el análisis realizado se refiere España, se han incluido algunas referencias de ámbito internacional, por constituir los avances realizados fuera de España puntos de referencia obligatorios. También se han considerado los aspectos de la mecánica de rocas más relacionados con la ingeniería de taludes, y se han incorporado las laderas inestables en macizos rocosos.

La ponencia se ha dividido en dos partes. La primera se refiere a la evolución histórica en el periodo considerado, y la segunda al análisis del estado del conocimiento sobre la ingeniería de taludes. Para la segunda parte, se ha realizado una revisión bibliográfica amplia y una encuesta a expertos sobre sus experiencias en la temática analizada. En base a los datos obtenidos se ha realizado un análisis de la casuística, que ha permitido obtener una visión general sobre la práctica en el diseño de taludes, los métodos de estabilización utilizados, los problemas de estabilidad y sus soluciones; se presentan también varios casos singulares de taludes y laderas inestables de carreteras y ferrocarriles.

Palabras clave: estabilidad de taludes, mecánica de rocas, desprendimientos, SEMR.

Abstract

The present paper deals with the historical evolution of the slope engineering practice and research in Spain during the last 50 years. Being always present in the road and railway slopes, their number has been extraordinary high, especially in the last 30 years in which Spain has been second in high-speed rail worldwide, and in general in the communications network. The rugged mountainous terrain and varied geological conditions of the territory have meant large excavations in complex conditions, which have yielded a large experience in this type of projects and works.

This paper aims to provide a broad view on slope excavation in Spain. Main contributions on this field have been selected including landmarks that have represented a reference of importance, scientific meetings, etc.

References from elsewhere has been also included mostly in the early years, constituting progress made outside of Spain binding points of reference. To understand the slope engineering development it has been necessary to consider also rock mechanics aspects of necessary application to slopes engineering.

The paper has been divided into two parts. The first relates to the historical evolution and the second to the analysis of the state of the art on slope engineering in Spain. A comprehensive literature review and a survey to ask experts about their experience have been carried out. Based on the data obtained from case studies an overview on the design and slope stabilization methods used is presented.

Keywords: *slope stability, rock mechanics, rockfalls, SEMR.*

1. INTRODUCCIÓN

Los taludes son, por excelencia, la obra "universal", necesarios para la construcción de cualquier obra o infraestructura. Tanto si se trata de excavar el terreno rebajando su cota para una cimentación o explotación de recursos como de conseguir una superficie llana para edificar o construir obras lineales, la excavación de taludes es la actividad más frecuente en ingeniería civil.

Otra de las características de los taludes es que, al igual que los túneles, el propio terreno constituye la obra de ingeniería, a diferencia de los casos en que el terreno constituye

* Autor de contacto: vallejo@ucm.es

[1] Doctor en Geología; MSc.Ingeniería Geológica. Universidad Complutense de Madrid (UCM).

[2] Eusebio Nestares. Licenciado en Geología. Sociedad Española de Mecánica de Rocas (SEMR).

[3] Mercedes Ferrer.Doctora en Geología. Instituto Geológico y Minero de España, Madrid.

[4] Paolo Andreotti. Ingeniero Geólogo. Universidad Complutense de Madrid (UCM).

el soporte de las obras o el material con el que éstas se construyen (e. g. cimentaciones y pedraplenes, respectivamente).

Este carácter universal y extendido de la excavación de taludes tiene unas implicaciones contrapuestas que constituyen la esencia de esta actividad, y han marcado su desarrollo y estado actual. Por un lado, la frecuencia y cantidad de estas obras ha permitido avanzar en su diseño, métodos de excavación y estabilización, métodos de estudio del terreno, etc.; por otro lado, al tratarse de un medio natural como los macizos rocosos, con características, propiedades y comportamiento eminentemente complejo y cambiante, heterogéneo, y controlado por numerosos factores y condiciones que interactúan, es decir, con "vida propia", podría decirse que cada caso es distinto, y de aquí la dificultad y diferente grado de éxito en la aplicación de procedimientos, métodos y criterios más o menos estándar. Este desfase solo puede abordarse con un mayor conocimiento del medio rocoso, mejor comprensión de las leyes que gobiernan su comportamiento y mayor experiencia práctica, tal y como ya indicaba Jaeger en la primera edición de su libro *Rock Mechanics and Engineering* en 1972: *"el problema de superar el vacío entre la investigación científica en mecánica de rocas y la ingeniería práctica se ha agudizado, … y es vital la aplicación pr*áctica de la mecánica de rocas". La validez actual de esta sentencia, más de 40 años después, refleja el problema principal del diseño de taludes en roca pero, sobre todo, la complejidad de los materiales rocosos frente a las obras de ingeniería, aspecto que, definitivamente, empuja al desarrollo de las investigaciones de campo y a una caracterización más exhaustiva de los materiales.

La presente ponencia trata sobre la evolución histórica en España en los últimos 50 años, 1967-2017, de los taludes excavados en rocas con fines de infraestructuras de transporte. Estando los taludes siempre presentes en las carreteras y ferrocarriles, su número ha sido extraordinario, sobre todo en los últimos 30 años en los que España se ha puesto a la cabeza mundial en ferrocarriles de alta velocidad (segundo lugar), y en general en la red de comunicaciones. La accidentada orografía y las variadas condiciones geológicas del territorio han supuesto realizar grandes excavaciones a cielo abierto en condiciones complejas, lo que ha permitido obtener una gran experiencia en este tipo de proyectos y obras.

Esta ponencia pretende proporcionar una visión amplia sobre la evolución histórica en España, reflejada en los principales acontecimientos producidos en el periodo analizado, considerando los avances más sobresalientes en el conocimiento, los hitos que han representado una referencia de importancia, las reuniones científicas celebradas, etc. Se ha seguido un orden cronológico y se han elegido las aportaciones más destacadas, bien por la permanencia o vigencia de las mismas, o por su carácter pionero.

Aunque se analiza la evolución en España, se hacen referencias al ámbito internacional, sobre todo en los primeros años, por constituir los avances realizados fuera de España puntos de referencia obligatorios. Para el desarrollo de la temática de los taludes, ha sido necesario incluir no solo las cuestiones propias de la materia, sino también los aspectos de la mecánica de rocas más relacionados, de aplicación necesaria a la ingeniería de taludes. Además, en el análisis realizado se han incluido las laderas inestables en macizos rocosos.

La ponencia se ha dividido en dos partes. La primera se refiere a la evolución histórica en el periodo considerado, y la segunda al análisis del estado del conocimiento sobre la ingeniería de taludes en España. Para la segunda parte, se ha procedido a efectuar una revisión bibliográfica amplia y a formular una consulta/encuesta a expertos sobre sus experiencias en la temática analizada. En base a los datos obtenidos se ha realizado un análisis de conjunto de la casuística, que ha permitido obtener una visión general sobre la práctica en el diseño de taludes, los métodos de estabilización utilizados y sobre los problemas de estabilidad y sus soluciones; se presentan también varios casos singulares de taludes de carreteras y ferrocarriles seleccionados a partir de la información recibida de los expertos consultados. Así mismo, se ha realizado una revisión bibliográfica complementaria de los datos de las encuestas.

2. EVOLUCIÓN HISTÓRICA

2.1. Introducción

Los métodos para el diseño y construcción de taludes en roca han experimentado un considerable avance en las últimas décadas. Tanto el diseño como los análisis de estabilidad en taludes y laderas se han servido de metodologías y herramientas acordes con el estado de conocimiento y desarrollo tecnológico de la época. Sin embargo, el objetivo ha sido siempre el mismo: excavar taludes estables y adecuados a su fin con el menor volumen de excavación, es decir, con el menor coste posible. Tras 50 años de experiencia, puede decirse que aún no se ha alcanzado totalmente este objetivo. Las siguientes reflexiones de dos de los nombres más representativos en ingeniería de taludes son altamente ilustrativas, y sirven como preámbulo para adentrarse en la historia de los taludes:

*"Durante siglos la construcción sobre roca ha sido sinónimo de construcción segura. A lo largo de las últimas décadas esta situación ha cambiado, y el aumento del tamaño de estructuras como las presas y las minas a cielo abierto enfrentado a los ingenieros a un conjunto totalmente nuevo de problemas. La gravedad de estos problemas y lo inadecuado de los métodos de diseño existentes han sido enfatizados por varias roturas catastróficas ocurridas en los últimos años. La solución a estos problemas no es sencilla. Los métodos de diseño ingenieril en rocas evolucionan lentamente, en gran parte por el método prueba/error ya que las leyes físicas y mecánicas que rigen el comportamiento de los macizos rocosos son poco conocidas... Conforme evolucionan los métodos de diseño, surgen nuevos problemas que no habían sido previstos, reconociéndose nuevos mecanismos de rotura o combinaciones inusuales de fuerzas... La roca es un material ingenieril extremadamente complejo, y el diseño en roca requiere la aplicación de la ciencia que sea relevante, la experiencia que esté disponible y todo el sentido com*ún que sea posible. Sobre todo, *un diseño debe ser equilibrado en cada uno de estos factores, incluso aquellos que no se pueden cuantificar deben ser considerado antes de llegar a la decisión final."* (Hoek y Londe, 1974).

El desarrollo de la ingeniería de taludes en el período comprendido entre 1967 y 2017 ha sido extraordinario. En la primera década de dicho período se excavaban los taludes a partir de reglas empíricas, y pocos años más tarde ya

se diseñaban taludes en roca de centenares de metros de altura con criterios analíticos y en condiciones seguras.

En España la actividad en la ingeniería de taludes en todas sus vertientes, investigación, proyecto y construcción, ha sido igualmente extraordinaria. En los últimos 50 años se han celebrado 11 simposios sobre taludes y materias relacionadas, y más de una docena de congresos o simposios que han incluido sesiones sobre taludes (congresos de geotecnia, carreteras, ferrocarriles, minería, presas, etc.).

El período analizado se ha dividido en cuatro etapas caracterizadas por determinados hitos, avances de importancia y eventos. Dichas etapas han sido las siguientes: 1960-1975, 1975-1990, 1990-2005 y 2005-2017.

En el análisis de la evolución histórica de los taludes en roca, también se han incluido los aspectos de la mecánica de rocas de mayor transcendencia en la estabilidad de taludes. Los criterios seguidos para seleccionar los hitos más relevantes de cada etapa han incluido no solo los avances más destacados o de especial relevancia, sino también las publicaciones que en su momento fueron pioneras. Se ha seguido un orden cronológico, y aunque se ha centrado sobre España, también se ha extendido al ámbito internacional, sobre todo en la primera etapa.

2.2. Primera etapa: 1960-1975. De las reglas empíricas al equilibrio límite

Después de la II Guerra Mundial se inicia una fase de crecimiento económico mundial con gran demanda de recursos naturales, dando lugar a un importante auge de la minería, proyectándose cortas muy profundas. Junto con la minería, la ingeniería de presas y las carreteras, impulsaron el estudio de los taludes. Por otro lado, el conocimiento sobre la estabilidad de los taludes en roca en los 60 era insuficiente y con cierta frecuencia se producían roturas. Estas circunstancias propiciaron el denominado *Rock Mechanics Project* realizado en el *Imperial College* (1968-1972), cuyos objetivos fueron establecer los máximos ángulos de taludes en condiciones de estabilidad y de rentabilidad económica, además de proporcionar criterios prácticos para el diseño. En el proyecto, dirigido por E. Hoek, participaron J. Franklin y los estudiantes de postgrado N. Barton, P. Cundall, D. Ross-Brown, Y. Maini y J. Sharp. La empresa Río Tinto Española jugó un papel importante en este proyecto. Los resultados del mismo dieron lugar a una serie de publicaciones que han supuesto uno de los mayores avances en la estabilidad de los taludes en roca. Como consecuencia del proyecto se publicó el libro *Rock Slope Engineering* (Hoek and Bray, 1974), que marcó un hito en la ingeniería de taludes.

Previamente se habían publicado los primeros libros de mecánica de rocas que establecieron los principios de esta disciplina y que dedicaron algún capítulo a los taludes. Entre ellos: Talobre (1957), Coates (1966), Obert and Duvall (1967), Jaeger and Cook (1968), Stagg and Zienkiewicz (1968) y Rocha (1971). Además de estos libros se publican numerosos artículos sobre temas fundamentales en estabilidad de los taludes, como la resistencia de los macizos rocosos y las discontinuidades, los mecanismos de rotura, los métodos numéricos aplicados a taludes, los modelos físicos y los ensayos in situ y de laboratorio. Sus autores abrieron el camino a futuras investigaciones y muchos de estos trabajos pioneros aún siguen vigentes. Entre ellos, destacan los siguientes:

- Sobre la resistencia de las rocas y las discontinuidades: Patton (1966), Bray (1967), Hoek (1968), Franklin (1968), Jaeger (1969), Barton (1971, 1972 y 1973).
- Sobre el análisis de estabilidad, mecanismos de rotura, caída de rocas y diseño de taludes: Philbrick (1963), Ritchie (1963), Long et al., (1966), Londe et al. (1969), Deere et al. (1966), Goodman and Taylor (1967), Bray (1967), Jennings and Steffen (1967), Hoek and Pentz (1968), Hoek (1970), John (1968, 1970), Patton and Deere (1970), Barton (1971), Piteau (1971), y Hoek and Bray (1974).
- Sobre los métodos numéricos: elementos finitos: Zienkiewicz and Cheung (1966); elementos discretos: Cundall (1971), *Distinct Element Method* (DEM), que posteriormente dio lugar a los códigos FLAC y UDEC.
- Sobre programas informáticos para taludes: Hubbard (1964), Whitman and Bailey (1967) y Cundall (1971).
- Sobre ensayos: célula triaxial para rocas de Hoek; ensayo de carga puntual (Broch and Franklin, 1972); ensayo de corte directo (Ross-Brown and Walton, 1975); ensayo de durabilidad (Franklin y Chandra, 1972); modelos físicos de estabilidad de taludes (Barton, 1974).

También en esta época tuvo lugar la fundación de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas en 1962, y su primer congreso se celebró en Lisboa en 1968. Sin embargo, ya se habían celebrado varios congresos que trataron temas de mecánica de rocas y taludes. Probablemente el primero de ellos fue en 1924 en Londres, *1st Empire Mining Conference*, y en 1933 se celebró en Estocolmo el 1er Congreso Mundial de Grandes Presas. En 1951, se celebró en Salzburgo el primer coloquio sobre mecánica de rocas, que se ha seguido celebrando cada año. El primer simposio en Estados Unidos sobre mecánica de rocas se celebró en 1956 en Golden. En 1959 se constituyó en Leipzig el *International Bureau of Rock Mechanics* que siguió activo hasta 1965. En los años anteriores al primer congreso de la ISRM, ya se habían celebrado al menos 97 congresos o simposios relacionados con mecánica de rocas.

A partir de 1965 aproximadamente, surge el interés en España por la mecánica de rocas, y se empiezan a celebrar coloquios, el primero en 1967 en el CEH en Madrid, con seis ponencias, entre ellas las presentadas por A. del Campo sobre el comportamiento mecánico de los macizos rocosos, P. Ramírez Oyanguren sobre células de presión en mecánica de rocas y por S. Uriel sobre rotura progresiva en rocas. También en 1968 se celebró en Madrid el *International Symposium of Rock Mechanics*. En esta primera etapa destacan varios autores españoles por su carácter pionero en mecánica de rocas y taludes, entre ellos: J.A. Jiménez Salas y S. Uriel (1964) sobre la resistencia de las rocas y ensayos mecánicos; S. Uriel y B. Bravo (1970) sobre la rotura frágil y plástica de las rocas; S. Uriel y R. Molina (1974), aspectos cinemáticos del deslizamiento de Vajont; E. Castillo y A.A. Serrano (1973) sobre análisis probabilista de rotura de taludes; A.A. Serrano y E. Castillo (1974) sobre estabilidad de macizos rocosos; P. Ramírez Oyanguren y J.L. Rodríguez Avial (1973) sobre estabilización de taludes en roca; y F. Muzás sobre deformaciones viscoelásticas en las rocas (1964) y sobre ensayos de deformabilidad en rocas (1966).

La investigación en mecánica de rocas en las universidades españolas posiblemente empezó a mediados de los 60, y las primeras tesis doctorales en esta disciplina fueron las de P. Ramírez Oyanguren, en la ETSI de Minas de Madrid, y la de J.M. Sanz Saracho, en la ETSI de Caminos de Madrid, ambas leídas en 1969.

Las primeras tesis doctorales sobre taludes en rocas, con anterioridad al año 2000, fueron las siguientes por orden cronológico:

- En la E.T.S.I. de Minas de Madrid, en 1973: "Investigación sobre estabilidad de taludes" de E. Chacón Oreja.
- En la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria, en 1976, "Cálculo de variaciones aplicadas a la estabilidad de taludes" de J. Revilla Cortezón.
- En la Facultad de Ciencias Geológicas de la UCM en 1990, "Análisis del proceso de deformación y del mecanismo de rotura de rocas blandas en taludes mineros", de M. Ferrer Gijón.
- En la E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos de la UPC en 1993, "Estudio de la estabilidad de taludes en macizos rocosos fracturados. Influencia de los parámetros relativos a juntas", de I. Sulueña.

Los centros de investigación en mecánica de rocas, además de las universidades antes citadas, eran los siguientes: el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo "José Luis Escario" del Ministerio de Obras Públicas, el Instituto Geológico y Minero de España, el Servicio Geológico de Obras Públicas y la Empresa Nacional Adaro de Investigaciones Mineras del INI.

Las técnicas que se utilizan en la actualidad para la estabilización y consolidación de taludes ya existían en esta etapa. Los bulones se empezaron a instalar en la década de los años 50 con fines mineros. Los anclajes en roca ya se citan en los años 60 para construcción de presas. La aplicación del hormigón proyectado se inicia a mediados de los años 60, y la gunita se introduce en España a partir de 1970.

2.3. Segunda etapa: 1975-1990. Del equilibrio límite a los métodos numéricos

En esta etapa se produce un desarrollo sin precedentes tanto en la mecánica de rocas como en la ingeniería de taludes a escala mundial, y muy especialmente en España, motivado por la construcción de nuevas redes de infraestructuras viarias para el ferrocarril de alta velocidad, autopistas, etc. Fruto de la experiencia adquirida en multitud de excavaciones de taludes y de la investigación en mecánica de rocas, geotecnia e ingeniería geológica, se publican un gran número de trabajos en revistas y congresos y tesis doctorales y de máster, que podrían superar el millar en los últimos 25 años.

Desde un punto de vista general, podría considerarse que esta etapa se ha caracterizado por la utilización generalizada de los métodos de análisis desarrollados en la etapa anterior, sobre todo los análisis de estabilidad basados en el equilibrio límite, y la incorporación progresiva de los métodos numéricos, especialmente los elementos finitos. A partir de los años 80 se inicia el uso de programas informáticos y a finales de dicha década se introducen los primeros programas de simulación de caída de rocas, siendo uno de los primeros el desarrollado por J. Gili en 1982. Sin embargo, la aplicación de los métodos probabilísticos a la estabilidad de taludes, todavía no se ha extendido y queda limitada a trabajos académicos.

Resulta ilustrativo señalar algunas de las previsiones hechas en los 80 sobre las futuras líneas de investigación en taludes en roca: *"El uso de los elementos finitos aún no está extendido en estabilidad de taludes, a pesar de sus indudables ventajas. Se propone para el futuro los análisis tenso-deformacionales en condiciones elastoplásticas y la modelización por métodos numéricos"* (Ferrer, 1984). En la ponencia sobre avances recientes en estabilidad de taludes presentada por Lloret y otros en 1984 en las Jornadas sobre Inestabilidad de Laderas en el Pirineo, se decía: *"Es previsible que se desarrollen métodos de cálculo numérico que sirvan para refinar las técnicas de cálculo en el sentido de la búsqueda de la superficie de deslizamiento pésima… En ocasiones los métodos de equilibrio límite no son capaces de explicar los comportamientos observados en la realidad. Una perfección de los métodos de elementos discretos de Cundall podría proporcionar una potente herramienta de diseño del sostenimiento de taludes rocosos"*. Estas previsiones se hicieron realidad en muy pocos años.

En esta etapa y, sobre todo, a partir de los 90 se produce gran aumento del número de publicaciones en congresos y revistas sobre la temática analizada, generándose un volumen de información que excede las limitaciones de esta ponencia.. Por ello se ha optado por destacar sólo los libros sobre taludes y a los der mecánica de rocas que incluyan capítulos sobre taludes. Por orden cronológico serían los siguientes:

- Mecánica de Rocas aplicada a la minería subterránea (1984), de P. Ramírez Oyanguren. Fue el primer libro de mecánica de rocas publicado en España.
- Manual de taludes (1987), coordinado por F. Ayala y J. Andreu, cuyos autores fueron M. Fé, M. Ferrer, A. Simón, I. Fernández, C. Olalla y colaboradores. Fue el primer libro dedicado a la ingeniería de taludes en España.
- Estabilidad de taludes y laderas naturales, de J. Corominas y otros autores (1989), monografía sobre el estado del conocimiento a finales de los 80, y que ha tenido una amplia difusión

En esta etapa destacan los siguientes simposios:

- Simposios Nacionales de Taludes y Laderas Inestables, celebrados desde 1984 hasta la actualidad. Constituyen un hito muy destacado en la ingeniería de taludes y laderas. Hasta 2017 se han celebrado 8 simposios. Sus promotores han sido Jordi Corominas y Eduardo Alonso, ambos de la UPC, que han realizado una labor extraordinaria a lo largo de los últimos 30 años. Estos simposios constituyen el principal foro pluridisciplinar celebrado en España sobre taludes y laderas inestables donde se han presentado los avances, experiencias e investigaciones.
- La SEMR organizó en esta etapa varios simposios y jornadas sobre taludes en roca, o sobre aspectos directamente relacionados con los taludes. En particular los simposios sobre Rocas Blandas, en 1976,

Obras de Superficie en Mecánica de Rocas, en 1982, y Reconocimientos en Mecánica de Rocas, en 1984.
- La Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones ha organizado 10 simposios nacionales, entre 1974 y 2017, en los que se han incluido temas sobre taludes en roca y particularmente las medidas de estabilización.

2.4. Tercera etapa: 1991-2005. De los métodos numéricos a la modelización

En esta etapa continúa la actividad constructora en España, especialmente en infraestructuras y, posiblemente, constituye una de las épocas de mayor auge en las obras públicas. Esta actividad constructora ha proporcionado multitud de experiencias sobre taludes en las más variadas condiciones mostrándose algunos ejemplos en la segunda parte de ésta ponencia, en el Apartado 3.

Se extiende el uso de los métodos numéricos para el análisis de estabilidad de taludes, con programas como el FLAC, PLAXIS y Z-Soil, entre otros. En estos programas se implementan los modelos y leyes de comportamiento no lineal, y los criterios de rotura elasto-plásticos. También se inician los modelos discontinuos, más adecuados para los macizos rocosos anisótropos, aunque más complejos, como el UDEC. A finales de esta etapa se empiezan a desarrollar modelos tridimensionales.

Se desarrollan nuevos métodos de investigación geofísica aplicados a los problemas geotécnicos, como la tomografía eléctrica y sísmica, la sísmica de refracción ReMi y el geo-radar, entre otros. Se mejoran las técnicas de instrumentación geotécnica para la monitorización de taludes y se desarrollan nuevos sistemas para la estabilización de los taludes a partir de las tecnologías ya existentes

En el ámbito académico destaca la labor de investigación realizada en las universidades españolas en mecánica de rocas en general y sobre taludes en particular. No se dispone de datos sobre el número de tesis leídas en las universidades en esta materia, pero sólo en la UCM, y a modo de ejemplo, en el intervalo entre 1990 y 2010 se leyeron veintiséis tesis de máster o de doctorado sobre taludes y laderas inestables. En cuanto a las aportaciones españolas a la temática analizada, se destacan las siguientes por su carácter pionero o por la importancia del trabajo:

- 1991: Se instalan las primeras barreras dinámicas como nuevo sistema para la contención de caída de rocas. La primera, en el País Vasco, para 500 KJ, y en 1992 en Monserrat (Barcelona) y en Formentor (Mallorca). Esta nueva tecnología llegó a España tan solo un año después de salir el primer programa informático sobre caída de rocas, el CRSP, desarrollado en Colorado (Pfeiffer and Bowen, 1989). La primera tesis doctoral leída en España sobre esta temática fue en 1995, por R. Luis Fonseca, en la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria.
- 1993: Clasificación Geomecánica para Taludes SMR (*Slope Mass Rating*) de M. Romana, con precedentes desde 1985. Además de ser la primera clasificación aplicada a taludes, su utilización se ha extendido en todo el mundo, constituyendo un hito en las clasificaciones geomecánicas.

Se publican los siguientes libros, por orden cronológico:

- 1997: Mecánica de Rocas, de A. A. Serrano, en dos tomos, el segundo en 1999.
- 1999: Manual de estabilización y revegetación de Taludes, coordinado por C. López Jimeno y escrito por varios autores.
- 1999: Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos, de M. Ferrer y L. González de Vallejo.
- 2002: Ingeniería geológica, de L. González de Vallejo, M. Ferrer, L. Ortuño y C. Oteo. Incluye tres capítulos dedicados a la mecánica de rocas y a taludes en roca; actualizado en 2011 por L. González de Vallejo y M. Ferrer.
- 2004: Mecánica de rocas: Fundamentos de Ingeniería de Taludes, de P. Ramírez Oyanguren y L. Alejano Monge.

Entre 1991 y 2005 se celebraron cuatro simposios sobre Taludes y Laderas Inestables y en 2003 la SEMR organizó una Jornada Técnica sobre Taludes en Roca.

2.5. Cuarta etapa: 2005-2017. De la modelización al análisis del comportamiento de medios discontinuos y anisótropos

Entre los aspectos más importantes a destacar en esta etapa en relación al estado del conocimiento, están los avances en el análisis del comportamiento de los macizos rocosos en base a modelos numéricos y a la aplicación de criterios de rotura más representativos y adecuados al medio rocoso. Sigue utilizándose el criterio de Mohr-Coulomb, a pesar de sus limitaciones para macizos fracturados, y se ha extendido el de Hoek y Brown (1980 y actualizaciones posteriores de Hoek y Brown, 1988 y Hoek et al., 2002), cuyo uso se ha generalizado. Otro avance a destacar es el procedimiento propuesto por Barton (2002) y posteriormente por Barton y Pandey (2011), para la obtención de los parámetros de resistencia de los macizos rocosos fracturados a partir del procedimiento de reducción de c y ajuste de f. Pero, posiblemente, el hito que más ha caracterizado a esta etapa ha sido el uso generalizado de programas informáticos que han facilitado las posibilidades de modelización, análisis y diseño de taludes en condiciones cada vez más representativas y cercanas a las reales.

Por otro lado, en los últimos años se están desarrollando nuevas técnicas con sensores remotos para la obtención de datos en la superficie de taludes y laderas para aplicaciones geotécnicas a la caracterización de macizos rocosos. Sobre esta temática trató la Jornada Técnica de la SEMR de 2016: Últimas técnicas aplicadas a la caracterización geomecánica de macizos rocosos. Interferometría de radar, fotogrametría digital, laser escáner y uso de drones.

En esta etapa se celebraron los siguientes simposios Internacionales en los que se han incluido los taludes en roca: *International Workshop on Rock Mechanics in Volcanic Environments*, celebrado en Tenerife y organizado por la SEMR y patrocinado por la ISRM, cuyas comunicaciones se publicaron en *Volcanic Rock Mechanics* (2010,C. Olalla, L.E. Hernández-Gutiérrez, J.A. Rodríguez-Losada, A. Perucho y J. González-Gallego, Eds); *European Rock Mechanics Symposium* (EUROCK 2014), celebrado en Vigo y

organizado por la SEMR y patrocinado por la ISRM, cuyas comunicaciones han sido publicadas en *Rock Engineering and Rock Mechanics Structures in and on Rock Masses* (2014, L. Alejano, A, Perucho, C. Olalla y R. Jiménez, Eds).

También se celebraron tres simposios nacionales de Taludes y Laderas Inestables, el último en 2013, y en 2016 se celebró el X Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica, en el que se presentaron veintiuna comunicaciones sobre mecánica de rocas, varias de ellas sobre taludes.

En esta etapa destacan las siguientes publicaciones sobre caída de rocas, enumeradas en orden cronológico: *Rockfall Risk Management in High Density Urban Areas*, por R. Copons y otros (2004); Aplicación de Membranas Flexibles para la Prevención de Riesgos Naturales, de R. Luis Fonseca (2010); y *Rockfall Risk Assessment*, de J. Corominas y O. Mavrouli (2011).

En 2014 R. Jiménez Rodriguez publica el libro Ingeniería de rocas. Caracterización de macizos rocosos y aplicación a la Teoría de Rocas: un enfoque probabilístico.

En 2015, J. Arzúa, L. Alejano e I. Pérez-Rey, publican el libro Problemas de Mecánica de Rocas. Fundamentos e Ingeniería de Taludes, complemento del editado con el mismo nombre en 2004. También en 2015, Hernández-Gutiérrez y J.C. Santamarta editan el libro Ingeniería Geológica en Terrenos Volcánicos, con casos de taludes en rocas volcánicas. En 2016, L. Jordá, R. Tomás, M. Arlandi y A. Abellán, publican el Manual de Estaciones Geomecánicas. Descripción de Macizos Rocosos en Afloramientos.

Como resumen de las actividades realizadas en los últimos doce años, podría decirse que a pesar de las circunstancias desfavorables producidas por la crisis económica, se han celebrado dos simposios internacionales, cuatro nacionales, de los cuales tres han sido sobre taludes, y se han publicado siete libros o monografías sobre mecánica de rocas y taludes.

De cara al futuro cabría preguntarse cuáles serán las tendencias y hacia dónde se dirigen los avances en los próximos años. Es evidente que se dispondrá de herramientas cada vez más potentes y sofisticadas para caracterizar, modelizar y analizar los macizos rocosos ante condiciones complejas. Necesariamente estos avances, sobre todo tecnológicos, deberán ir acompañados de un mejor conocimiento de los materiales geológicos, anisótropos, heterogéneos y variables en cada emplazamiento; de lo contrario, los resultados de las modelizaciones, cada vez más sofisticadas, no serán suficientemente representativos ni fiables. En este sentido, conviene recordar las conclusiones de la *6ª Müller Lecture,* presentada en 2011: *"Aquellos que restringen su experiencia en mecánica de rocas a los modelos continuos basados en el índice GSI, inevitablemente se pierden muchas ideas interesantes en el gratificante campo de ingeniería de rocas, que se desarrolla principalmente en macizos rocosos fracturados, anisótropos, con agua y variables de un lugar a otro. En medios tan variables, el álgebra compleja y los múltiples decimales resultan irrelevantes"*, Barton (2011).

3. ANÁLISIS DE LA CASUÍSTICA

Con la intención de analizar el estado del conocimiento y la evolución de la ingeniería de taludes en España en los últimos 50 años, se ha realizado una recopilación de casos documentados sobre inestabilidades y roturas significativas en taludes y laderas. Para ello se ha revisado la bibliografía sobre casos españoles recogida en el Apartado 6, además de otra documentación no editada o publicada proveniente de diversas fuentes. Así mismo, se preparó una encuesta sobre los diferentes aspectos involucrados en la rotura y estabilización de taludes, que se envió a expertos en el campo de análisis y diseño de taludes e investigación de deslizamientos.

3.1. Bases de datos

Se prepararon 2 bases de datos recogiendo 138 registros de taludes excavados para carreteras y ferrocarriles y 57 registros sobre laderas en todo el territorio nacional, incluyendo los datos:

1. Localización del talud o ladera y tipo de obra (carretera, ferrocarril, excavación urbana)
2. Geometría
3. Geología (litologías, estructura, meteorización)
4. Condiciones hidrogeológicas, datos geomecánicos
5. Métodos de excavación, tipo de rotura o inestabilidad, causas y daños
6. Medidas iniciales de diseño y medidas estabilizadoras
7. Observaciones.

Las figuras 3.1 y 3.2 presentan información sobre la localización de los casos recopilados e incorporados a las bases de datos.

Las figuras 3.3 y 3.4 presentan datos del análisis en lo referente a algunos parámetros de los taludes y laderas inestables: altura, ángulo y resistencia de la roca. La altura de los taludes varía entre unos pocos metros y los 175 m del talud de mayor altura, en Trabadelo, en la A-6; hay 4 taludes mayores de 70 m; en las laderas, que llegan a varios cientos de metros de altura, no siempre se dispone de datos de la altura de los deslizamientos o de las zonas afectadas. En cuanto a la resistencia de la roca, se han considerado 5 clases de resistencia a compresión simple para la roca matriz que forma la ladera o talud, asignada de forma cualitativa en la mayoría de los casos por la falta de datos:

Cuadro 1. Clases de resistencia consideradas para las rocas que forman los taludes

Clase	Resistencia	RCS (MPa)
1	Muy baja	< 10
2	Baja	10 - 20
3	Media	20 - 40
4	Alta	40 - 60
5	Muy alta	> 60

De las gráficas de las figuras pueden deducirse los siguientes aspectos:

1. En general, los taludes y laderas con rocas de menor resistencia se rompen con ángulos más bajos. Mientras que las roturas en laderas muestran una clara correlación entre altura y ángulo (a mayor pendiente, mayor altura de rotura), los taludes rompen para

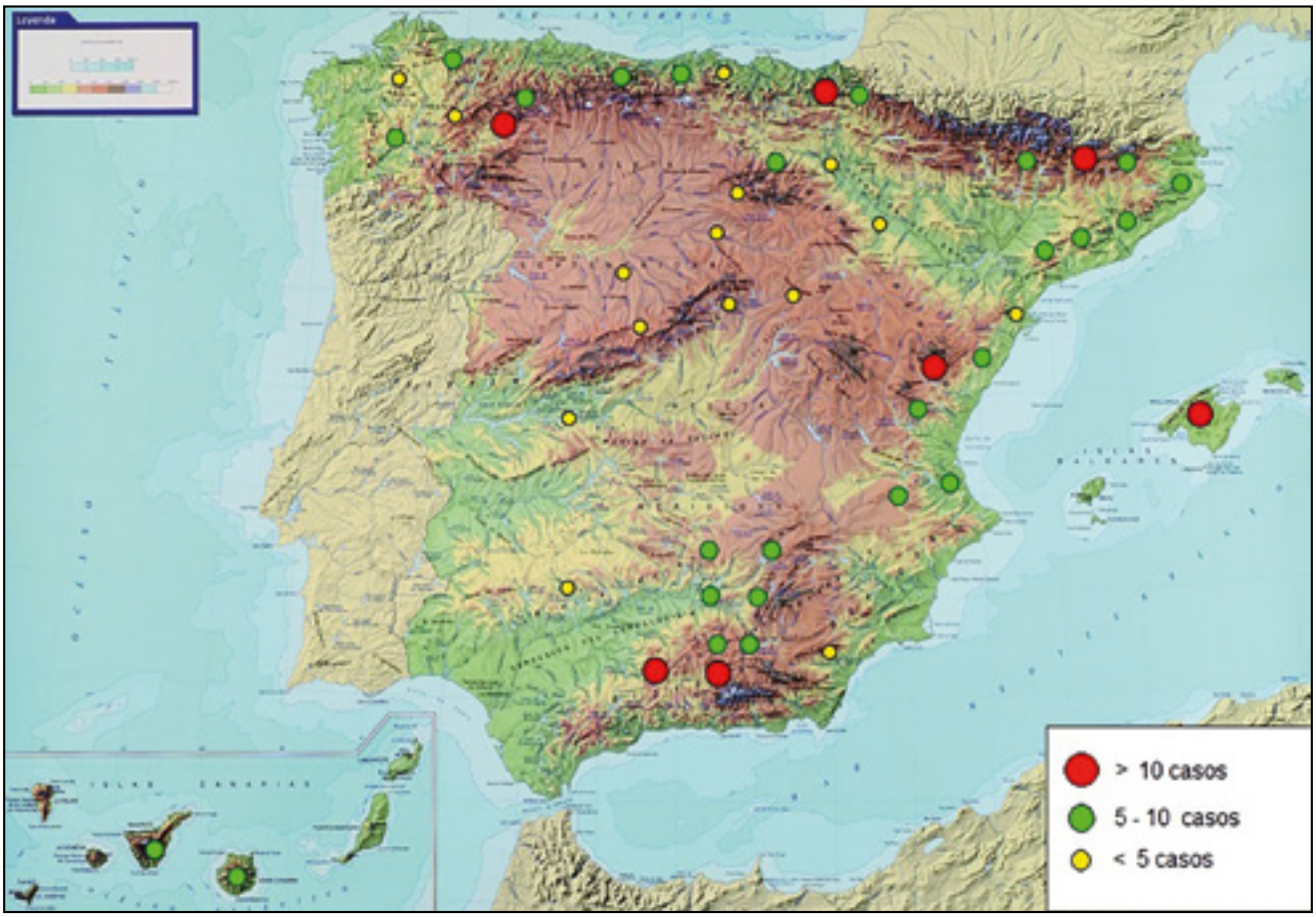


Figura 3.1. Localización de los casos analizados de taludes y laderas inestables.

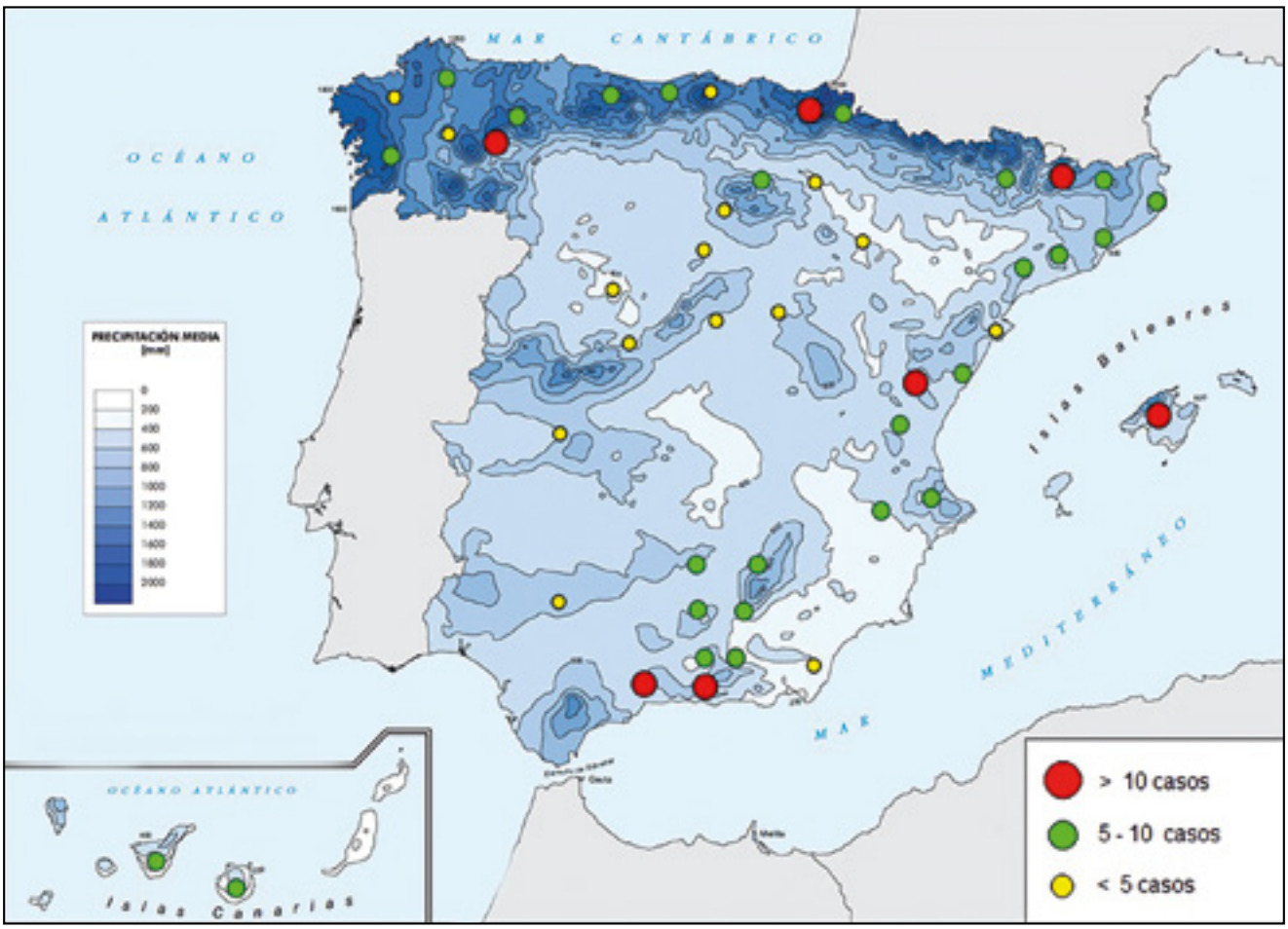


Figura 3.2. Mapa de precipitación media en España y casos analizados.

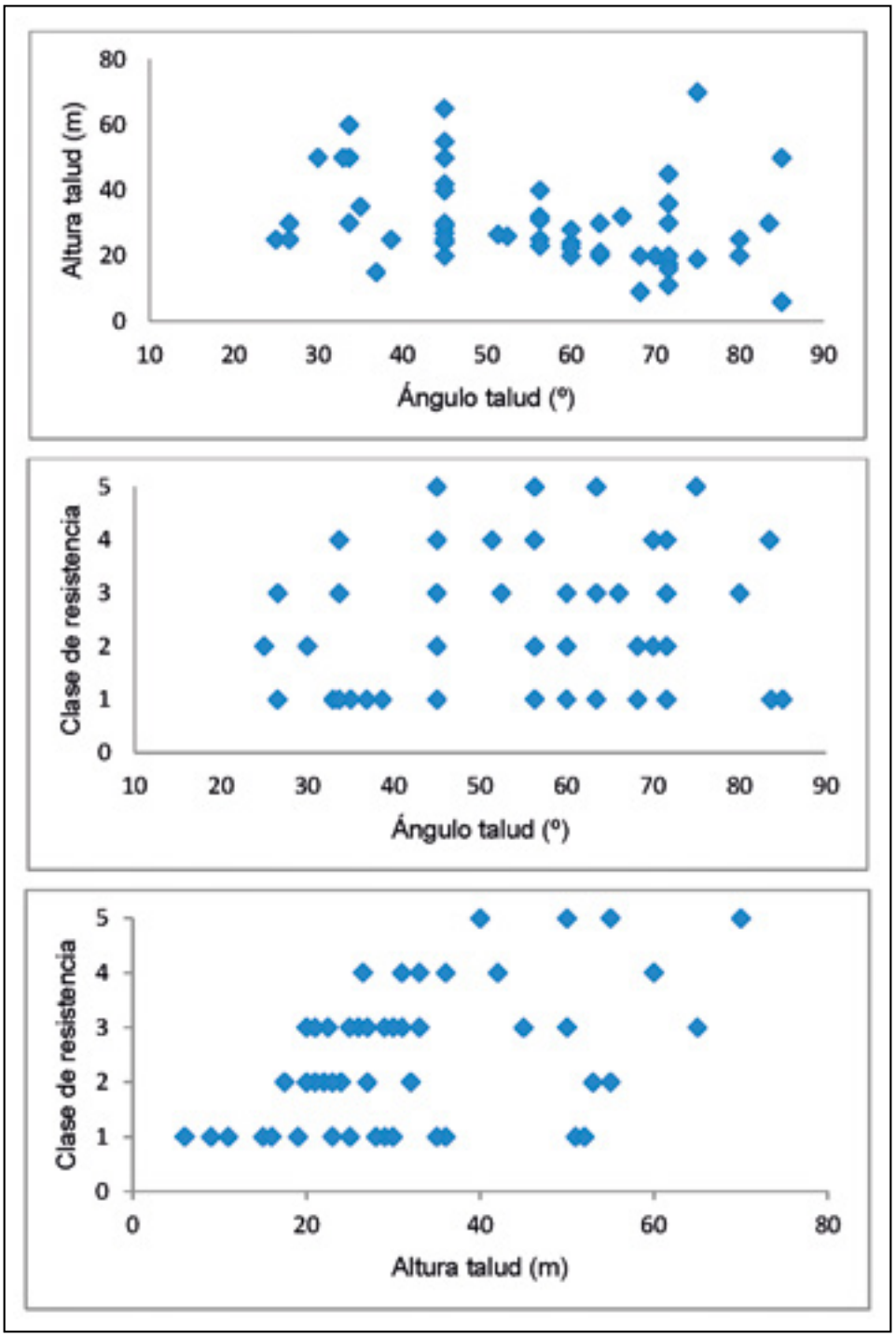


Figura 3.3. Relaciones entre altura, ángulo y clases de resistencia de la roca para taludes inestables. (Nota: en la gráfica inferior no se han incluido taludes con altura > 70 m).

cualquier altura a partir de los 30º de pendiente. Tanto en taludes como en laderas se observa la clara relación entre las alturas y las clases de resistencia: en taludes, para resistencia muy baja las roturas ocurren desde unos pocos metros de altura, y para resistencias alta y muy alta las roturas se dan en taludes a partir de 25 m; en laderas, las roturas se dan a partir de 30-40 m en rocas blandas (salvo una excepción), y a partir de los 50 en rocas resistentes.

2. En el caso de los taludes, no se han registrado roturas por debajo de los 25º en rocas de resistencia baja y media, y de los 30º en rocas de resistencia alta; solo se dan 3 casos de roturas en taludes con <30º, todos en rocas de resistencia media a baja; la mayor parte de las roturas en rocas resistentes ocurren para ángulos ³45º, indicativo del predominio de roturas por caídas de bloques rocosos; a partir de este valor, las roturas afectan a rocas con cualquier valor de resistencia. La acumulación de puntos en los gráficos para unos ángulos determinados se corresponde con las pendientes más habituales en taludes de obras viales (1H:1V; 1H:1,5V; 1H:2V, etc.).

No se han registrado roturas en taludes por debajo de los 25 m de altura en rocas de resistencia alta; las mayores alturas corresponden a taludes de unos 80 m, en rocas de resistencia alta. En taludes de poca altura, < 20 m, se presentan roturas para ángulos > 65º. Las roturas se generalizan a partir de los 20 m

de altura y 25º de pendiente, aumentando su número cuanto mayor es el ángulo. Las roturas son más abundantes en rocas de resistencia muy baja. Los taludes rompen con menos altura y en mayor número para resistencias más bajas.

Los casos analizados corresponden a taludes excavados con cualquier altura (<10-175 m para taludes y (20- >120 m para laderas), cualquier ángulo y en cualquier tipo de rocas, indicando que las roturas se producen para cualquier rango. La figura 3.5 refleja algunas de estas correlaciones.

3. En el caso de las laderas, se han registrado 4 casos de roturas por debajo de los 30º en rocas de resistencia baja y media; para resistencia alta las roturas ocurren para ángulos ³ 40º. Únicamente se han registrado 2 casos por debajo de los 40 m de altura. Las laderas muestran una clara relación entre la altura a la que rompen y la resistencia de las rocas: a menor resistencia rompen con menor altura. No hay relación clara entre el número de roturas y la resistencia de la roca, aunque se dan más casos para valores de resistencia media, y menos para resistencia muy alta. Las roturas son más frecuentes en laderas de gran altura y en rocas resistentes, indicando la ocurrencia de desprendimientos de bloques rocosos. Las inestabilidades se generalizan a partir de los 40 m de altura y 30º la mayoría. Las mayores alturas sobrepasan los 120 m, en rocas de resistencia media a alta (por motivos de representación gráfica, éstas se han agrupado alrededor de este valor en la figura 3.4).

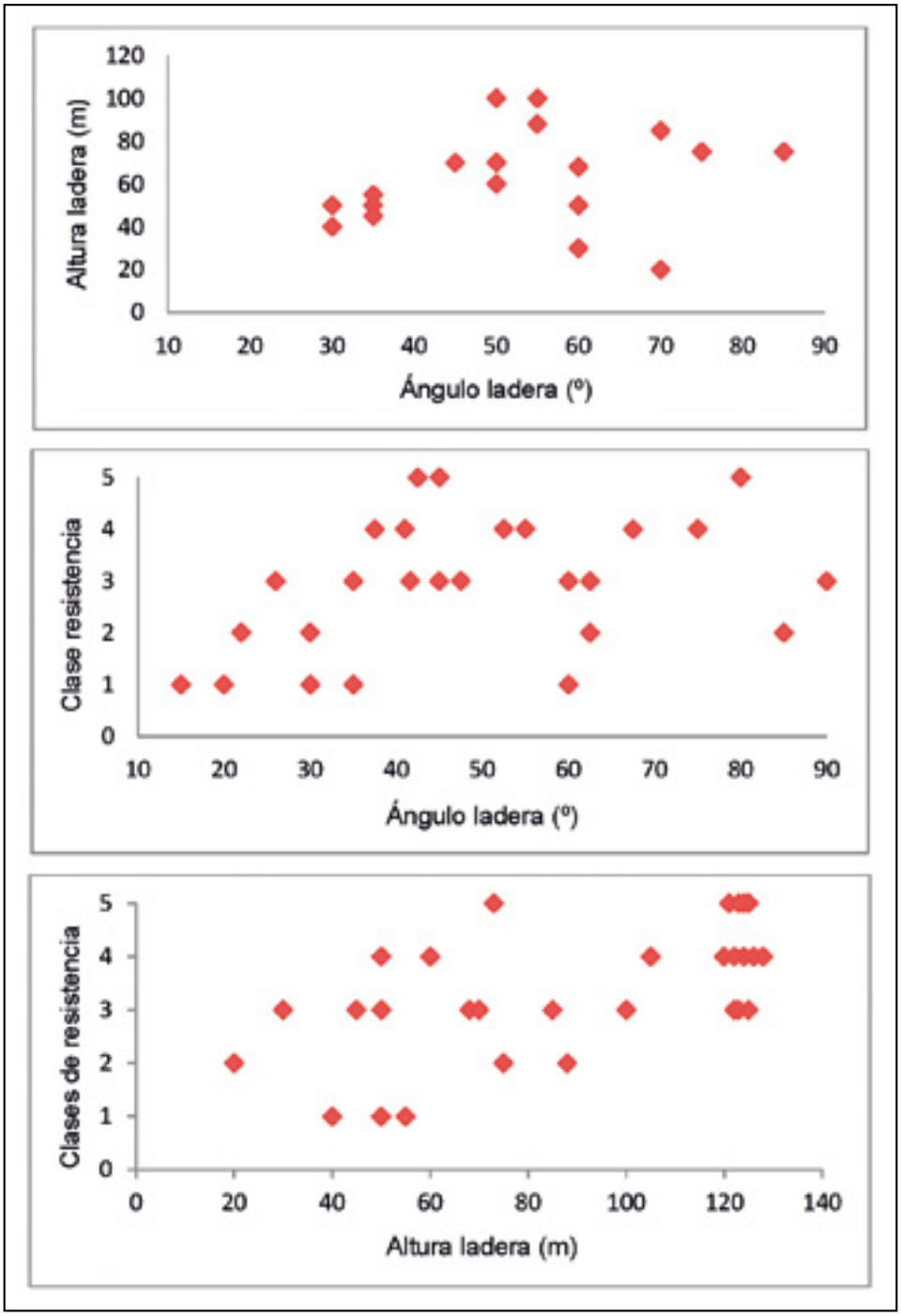


Figura 3.4. Relaciones entre altura, ángulo y clases de resistencia de la roca para laderas inestables (Nota: en la gráfica inferior se han agrupado todas las laderas con altura > 120 m).

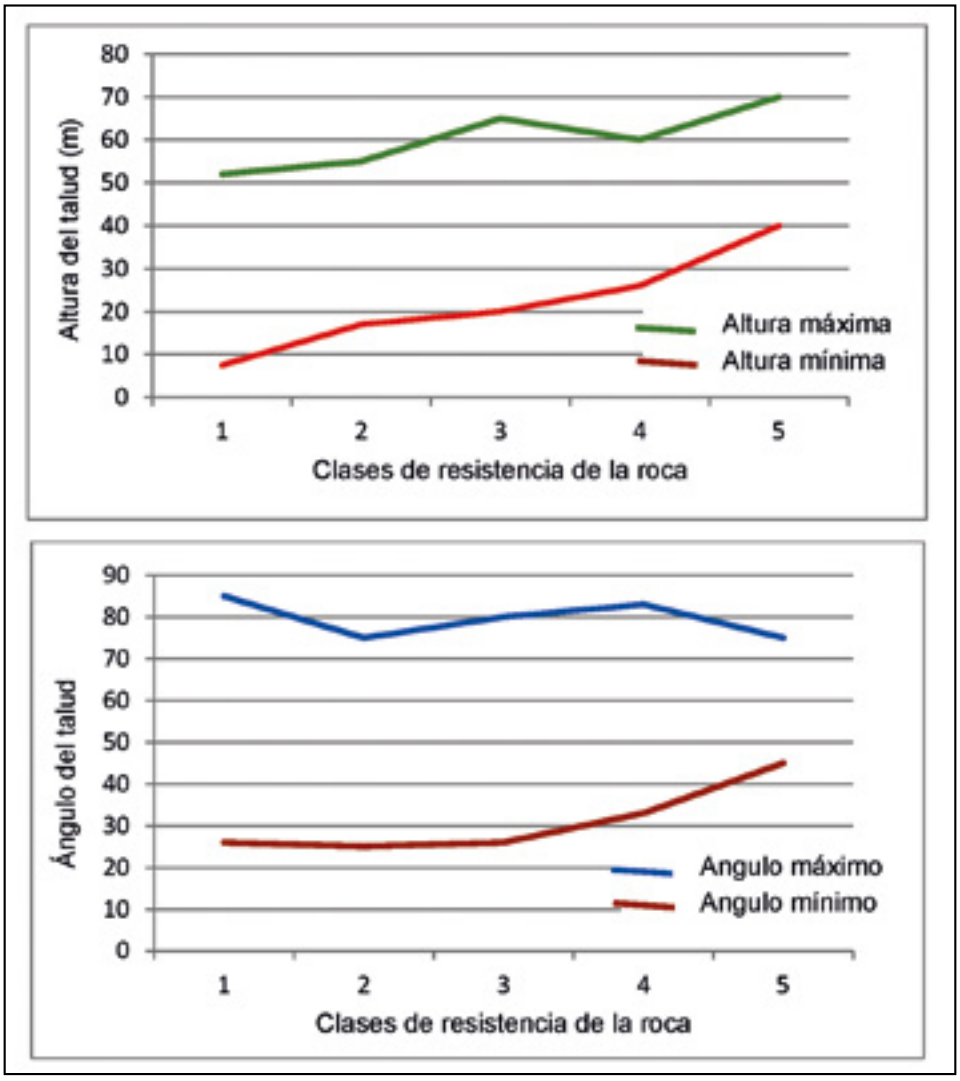


Figura 3.5. Relaciones entre la resistencia de la roca y las alturas y ángulos máximos y mínimos para los que han roto los taludes analizados. (No se han incluido los taludes > 70 m).

Con respecto a las causas de las inestabilidades, en los casos de roturas durante la construcción de los taludes, éstas podrían atribuirse a la caracterización insuficiente del macizo rocoso, a la sobrevaloración de su resistencia o a la presencia de aspectos no considerados en el diseño, como la influencia de la estructura geológica, y fracturas o fallas, aspecto fundamental en los materiales rocosos. Las roturas ocurridas posteriormente a la excavación pueden relacionarse, en su mayoría, a la presencia del agua y al comportamiento hidrogeológico de los materiales y del entorno de los taludes, lo que se traduce, en definitiva, en un conocimiento insuficiente de las propiedades y comportamiento hidrogeológico de los macizos rocosos alterados frente al agua, y la falta de medidas necesarias para evitar tanto que el agua llegue a los taludes como que se acumule en su interior. En los casos de laderas, la mayoría de las inestabilidades se deben a los efectos de precipitaciones intensas o continuadas, como en el caso de las laderas con grandes paleodeslizamientos que se reactivan, casi siempre en rocas blandas.

En las bases de datos se ha recogido la información disponible sobre medidas estabilizadoras aplicadas en taludes y laderas con inestabilidades. En el caso de taludes se han incluido tanto las actuaciones y medidas de estabilización realizadas durante la construcción, en los casos de excavaciones diseñadas con medidas estabilizadoras, como las ejecutadas después de excavado y roto el talud. Las figuras 3.6 a 3.8 recogen los datos y porcentajes sobre las medidas de estabilización aplicadas a los taludes y laderas, según la resistencia de las rocas. La figura 3.6 muestra el porcentaje de taludes en los que se ha utilizado algún tipo de medida inicial para lograr su estabilidad, a pesar de los cual en todos ellos se produjeron roturas; la figura 3.7 muestra el tipo y porcentaje de medidas aplicadas en el caso anterior; y la figura 3.8 presenta los tipos y porcentajes de medidas estabilizadoras aplicadas en todos los casos de taludes y laderas analizadas, clasificados por resistencia de la roca. Se han incluido también en las figuras otras actuaciones como medidas de protección pasivas ejecutadas para prevenir los daños en taludes y laderas (mallas, barreras, etc.). A la vista de las mismas se pueden deducir los siguientes resultados:

- Se observa un aumento del porcentaje de taludes que necesitaron medidas iniciales de estabilización según disminuye la resistencia de la roca, pasando del 17% para la clase 5 (más dura) al 45% para la clase 1 (más blanda). Entre las medidas iniciales, el drenaje, construcción de bermas y retaluzado son más características en rocas más blandas. Las medidas de protección pasiva (mallas, cunetones y barreras di-

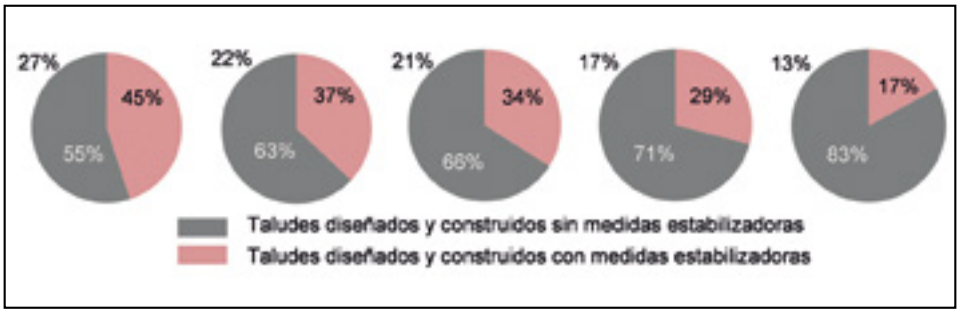


Figura 3.6. Porcentajes de taludes con y sin medidas estabilizadoras en su construcción, agrupados por clases de resistencia de la roca (1 a 5 de izda. a dcha., ver cuadro 1; se indica a su vez el porcentaje del total de casos analizados para cada clase de resistencia).

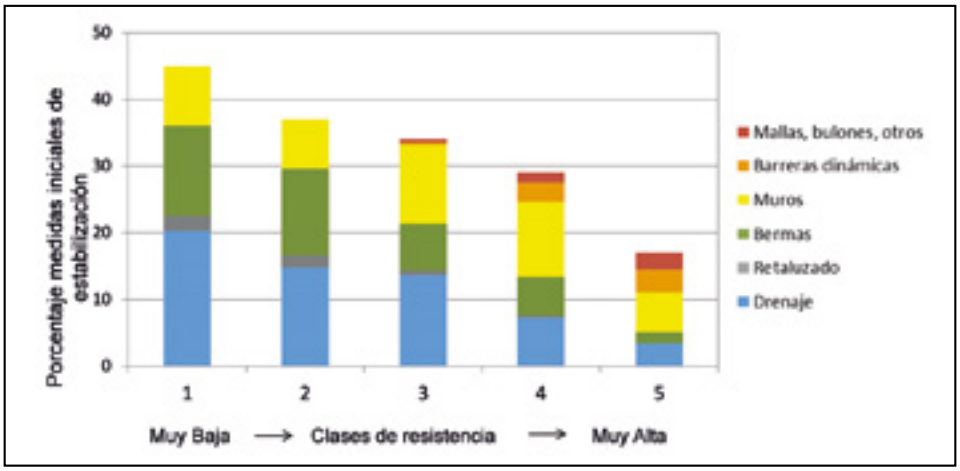


Figura 3.7. Medidas de estabilización previstas en proyecto y ejecutadas en la excavación de los taludes que requirieron diferentes tipos de medidas iniciales (ver figura 3.6), agrupadas por clases de roca.

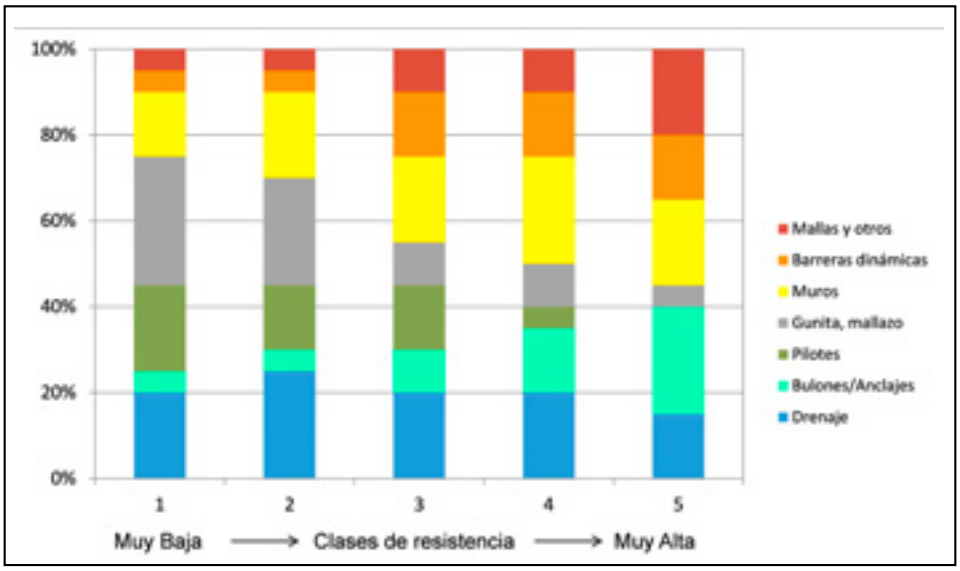


Figura 3.8. Medidas finales de estabilización aplicadas en la totalidad de taludes, tanto los que no requirieron medidas de estabilización en su diseño como en los que sí (ver figura 3.6), agrupadas por clases de roca.

námicas) son más frecuentes en taludes y laderas en rocas duras, frente a los daños por desprendimiento.

– En cuanto a las medidas estabilizadoras para la totalidad de taludes y laderas, en las rocas más blandas predominan las medidas de protección superficial, los drenajes y las medidas de contención, mientras que para los taludes en rocas más duras predominan los bulones y anclajes y mallas, y otras medidas asociadas a taludes con desprendimientos de bloques rocosos o caída de rocas. El drenaje y los muros son las medidas más uniformemente empleadas para cualquier tipo de roca. Los pilotes solo se aplican a rocas blandas.

Los porcentajes de taludes y laderas analizados correspondientes a cada tipo de roca en función de su resistencia

Cuadro 2. Algunos casos singulares citados en la bibliografía

Lugar	Hecho destacable	Referencia	Observaciones
Autovía de Cereixal (Lugo). LU-633	Talud de 50 m	IV Simp. Nac. Taludes y Laderas Inestables	Rotura planar general de todo el talud. La rotura supuso un retraso considerable en la obra por el gran volumen de material involucrado.
Puerto de La Ragua (Granada). A-92	Patologías en dos taludes de 25 y 50 m	IV Simp. Nac. Taludes y Laderas Inestables	Roturas de dos taludes de 25 m y 50 m que se corrigieron con retaluzado. Las roturas se reactivaron y se aplicaron medidas estabilizadoras.
San Antolín (Gijón) Autovía. A-8	Talud de 110 m con 3 tipos de rotura	V Simp. Nac. Taludes y Laderas Inestables	La inestabilidad ocurrió en 3 diferentes etapas y a 3 alturas distintas, de los tipos: rotura en cuña, deslizamiento planar y vuelco.
Trabadelo (León) Autovía A-6	Talud de 175 m	VIII Simp. Nac. Taludes y Laderas Inestables	Talud de gran altura y extraordinarias dimensiones. Se registraron, en tiempos y alturas diferentes, distintas roturas. Se aplicaron medidas de estabilización. Tras la reactivación se construyó un falso túnel.
Langreo (Asturias). AS-1	Talud de 60 m con 3 tipos de rotura	IV Simp. Geotecnia Vial	Las roturas se presentaron en diferentes etapas. Rotura en cuña, deslizamiento planar y desprendimientos.
Autovía Bilbao-Behobia / años 70	Numerosos taludes con problemas de estabilidad	IV Simp. Geotecnia Vial III Coloquio SEMR	Supusieron un gran avance en el estudio de las técnicas de diseño y estabilización de taludes.
Trincheras del tren y carretera a Montserrat	Numerosos desprendimientos rocosos	VI Simp. Nac. Taludes y Laderas Inestables	Actuaciones pioneras en España de instalación de barreras dinámicas.

son: 49% en rocas de resistencia baja y muy baja; 21% en rocas de resistencia media; y 30% en rocas de resistencia alta y muy alta.

De la revisión bibliográfica llevada a cabo, se han seleccionado una serie de casos de taludes y laderas inestables que destacan por algún aspecto como su elevada altura, daños producidos, tipos de roturas, medidas de estabilización, etc. Estos casos se incluyen en el cuadro 2 y pueden referirse bien a un talud particular o bien a una zona con varios casos de inestabilidad, por ejemplo a lo largo de un tramo de una autovía.

3.2. Encuesta

La encuesta se envió a más de 60 expertos, la mayoría socios de la SEMR, recibiéndose 18 respuestas. Aunque este número sea bajo, los resultados reflejan las mismas tendencias apreciadas en el análisis bibliográfico. Los casos singulares propuestos por los encuestados referentes al empleo de medidas de estabilización son coincidentes con las distribuciones obtenidas en la figura 3.8. En el cuadro 3 se resumen las principales características de los casos singulares.

4. CONSIDERACIONES FINALES

Entre las consideraciones finales que podrían hacerse en relación a la ingeniería de taludes en España, destaca la extraordinaria experiencia que se ha adquirido en este campo, que ha sido fruto de una actividad sin precedentes en la construcción de infraestructuras en un país que es el segundo más montañoso de Europa, y donde el criterio seguido en los proyectos ha priorizado, en general, las excavaciones y rellenos frente a los túneles y viaductos.

Como consecuencia de esta experiencia y de la labor investigadora desarrollada en las universidades y centros de investigación, se produce un gran impulso en mecánica de rocas que se manifiesta en el elevado número de publicaciones sobre taludes y laderas inestables realizadas en los últimos 25 años.

El análisis de la casuística en España sobre taludes excavados en roca para infraestructuras viarias, refleja, de forma general, una serie de aspectos que permiten hacer algunas consideraciones de interés. En primer lugar, es evidente que en España se han excavado muchos kilómetros de taludes en las últimas décadas y en las más diversas condiciones, tanto geométricas como geológicas y climáticas, estando representadas todas las tipologías de rocas. Los casos analizados corresponden en su totalidad a taludes que durante o posteriormente a la ejecución de las obras han presentado inestabilidades de consideración. Del total de los 220 casos analizados, el 68% fueron diseñados sin necesidad de medidas de sostenimiento, mientras que en el 32% restante sí se previeron tales medidas, y aun así, todos ellos sufrieron roturas. Aunque estas cifras solo representan los casos publicados, precisamente por su problemática, podrían servir como punto de reflexión para considerar las causas que motivaron las roturas y el por qué no fueron previstas, además de otros aspectos que podrían estar relacionados, como la adecuación de los presupuestos y la incidencia del tipo de contratación.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a los expertos consultados su aportación al presente trabajo respondiendo a la encuesta enviada. También agradecen a quienes han contribuido facilitando información sobre datos necesarios para redactar esta ponencia. En particular a Pedro Ramírez Oyanguren, Jordi Corominas, Enrique Castillo, Carlos Oteo, Roberto Luis Fonseca, Javier González-Gallego, Nick Barton y Eduardo Pradera.

Cuadro 3. Resumen de los casos singulares propuestos por los expertos consultados

Localización	Altura	Litología	Inestabilidad	Soluciones	Singularidades	Experto/Referencia
LAV Madrid-Sevilla, PP.KK. 303+724 al 304+248 Sierra Morena. 1988	Talud 35 m	Flysh carbonífero: pizarras, areniscas	Cabeceo de estratos con abombamiento de la cara del talud y aparicion de grietas	Retaluzado final a 1,75H/1V.	Estructura anticlinal muy plegada oblícua a la línea de FFCC. Rotura por cabeceo de estratos.	E. Nestares Gutierrez, A., Uriel, S., Pradera, E. (1992). ***Un deslizamiento por cabeceo de estratos. Tramo Adamuz-Villanueva de la línea ferroviaria de AVE Madrid-Sevilla***. III Simp. Nac. sobre Taludes y Laderas Inestables. La Coruña.
LAV Madrid-Sevilla, PP.KK. 312+238 al 313+488 Sierra Morena. 1988	Talud 30 m	Compleja: calcarenita, conglomerados y brecha pizarrosa con bloques de caliza	Rotura compleja. Al alcanzar la excavación 20 m de profundidad comenzaron los deslizamientos. Tras retaluzar a 1.5H/1V, al alcanzar los 30 m, a falta de 12 m para llegar a rasante, hubo nuevos deslizamientos.	Retaluzado final a 2H/1V, con berma intermedia.	Sucesivas roturas	E. Nestares Gutierrez, A., Uriel, S., Pradera, E. (1992). ***Un caso especial de rotura en un talud rocoso en el tramo Adamuz-Villanueva de la línea ferroviaria de AVE Madrid-Sevilla***. III Simp. Nac. sobre Taludes y Laderas Inestables. La Coruña.
Carretera Granada-Motril 1995 a 2003	Desmontes 25-35 m	Pizarras y lutitas	n.a.	Cambio de trazado.	Hubo que cambiar el trazado de la autovía al otro lado del río Guadalfeo.	C. Oteo
Valle del Guadalquivir, CN-222 y 223, A-92. 1996-1998 2001-2003	n.a.	Arcillas miocenas. Margas azules. Formacion Mitagalán.	Muchas roturas en desmontes por lluvias intensas.	n.a.	n.a.	C. Oteo
Accesos a Galicia 1990-2005	Desmontes 50-70 m	Esquistos	n.a.	n.a.	n.a.	C. Oteo
Pajares, Porciles, Asturias 2005-2016. Autovías y carreteras nacionales	n.a.	Arcillas y margas. Areniscas y pizarras.	Inestabilidades en	n.a.	n.a.	C. Oteo
Intersección de la AS-341 con la N-632. Ribadesella, Asturias. 2006	Talud de unos 200 m de longitud y unos 40 de altura	Margas	Deslizamientos circulares	La secuencia de excavación, planteada para hacer por bancadas no se siguió, y hubo que acometer la solución para todo el frente a la vez.	La acusada alterabilidad de las margas causó una rapidísima caída progresiva de las capas más superficiales, impidiendo llevar a cabo la instalación del sistema flexible con mallas de alto límite elástico reforzadas.	L.M. Laguna
Carretera TF-711, Vallehermoso-Arure. La Gomera, Canarias.	Varios taludes de diferentes alturas	Rocas volcánicas	Gran variedad de tipologías: deslizamiento planar, deslizamiento circular, desprendimientos.	Ejecución y seguimiento de la obra, logrando con pocos elementos diferentes, distintas soluciones y configuraciones para diferentes necesidades de capacidad resistente.	Rocas volcánicas, con gran heterogeneidad litológica y parámetros geotécnicos, ocasionando una gran variedad de problemáticas.	L.M. Laguna Laguna, L.M. 2011. ***High capacity flexible systems used for slope stabilization after damages in rainstorm periods. Road TF-711 in La Gomera (Canary Islands).*** 2nd World Landslide Forum (WLF2)
Talud dcho sa-lida N del túnel de Fabares, A-64, tramo Lieres - Villaviciosa, Asturias. 2003	Unos 600 m de longitud y 3-4 bancos de unos 30 m de altura cada uno	Margas	Deslizamientos circulares	n.a.	La velocidad de alteración de las margas dificultaba enormemente la ejecución de l a solución.	L. M. Laguna

Continúa en página siguiente.

Localización	Altura	Litología	Inestabilidad	Soluciones	Singularidades	Experto/Referencia
Autovía de las Rías Bajas, tramo Barbantes-Melón	Talud de unos 65 m de altura y unos 350 m de longitud	Granito fracturado	Deslizamiento planar y vuelco de estratos combinado con inestabilidad de cuñas	n.a.	n.a.	J. Estaire Sopeña, L. et al. 2001. ***Medidas de estabilización de un desmonte rocoso de gran altura.*** V Simp. Nac. sobre Laderas y Taludes Inestables. Madrid.
Tramo Vic-Fontfreda del Eix Transversal. 1996	Desmonte de 45 m de altura en una ladera	Margas, argilitas y areniscas	Afección a la ladera circundante, provocando una inestabilidad cuantificada en unos 700.000 m3	Tras la comparación técnica y económica de varias soluciones, como el retaluzado de las argilitas en la parte alta de la ladera, se optó por la eliminación total de las argilitas.	Análisis tenso-deformacionales paramétricos para seleccionar la solución de estabilización más idónea.	E. Velasco, P. Barón, J.M. Hurtado Celada B. y Galera, J.M., 2000. ***Estabilización de una ladera en el tramo Vic-Fontfreda del Eix Transversal. Ingeopress 80, 30-36.***
Cala de Banyalbufar, Mallorca	Talud costero vertical de 60 m de altura	Alternancia de calcarenitas y margas	Desprendimientos de rocas	Bulones, muros de contención, pilares y mallas de triple torsión	Estabilización de un talud costero casi vertical	R.M. Mateos Ferrer et al. 1997. ***Análisis de los desprendimientos rocosos en la Cala de Banyalbufar. Bol. Geol. y Minero,108, pp. 39-51.***
Ferreríes, Menorca	Ladera de 35º de pendiente	Niveles de areniscas permeables fracturadas y de lutitas de muy baja permeabilidad.	Deslizamiento planar que involucra un volumen de roca de unos 50.000 m3	Cambio de localización de la balsa de la EDAR	Plano de deslizamiento en el contacto entre dos tipos de materiales rocosos con diferente comportamiento hidrogeológico. El movimiento genera una grieta vertical en el terreno con aperturas de hasta 15 m en cabecera.	R.M. Mateos Mateos et al. 2008. ***Deslizamientos en los materiales del Triásico inferior de Ferreríes (Menorca). Geo-Temas*** nº 10.
Ladera en Cerro Gordo Almuñécar, Granada	Ladera costera de hasta 55º de pendiente	Filitas del Alpujárride y mármoles en cabecera	Deslizamiento planar	Muros de contención micropilotados, medidas de drenaje. Evacuación de 50 viviendas	Urbanización de lujo construida sobre un deslizamiento costero. Monitorización con DInSAR y UAV.	R.M. Mateos Mateos et al. 2016. ***The combined use of PSInSAR and UAV photogrammetry techniques for the analysis of the kinematics of a coastal landslide affecting an urban area (SE Spain).*** Landslides.
Ladera FFCC Palencia-La Coruña, Torre del Bierzo, León		Pizarras carboníferas con areniscas. Estructura con buzamiento hacia la ladera.	Reactivación de un antiguo deslizamiento de 4 mill. de m3 (400 m de extensión a lo largo de la vía de ferrocarril y 500 m según la pendiente de la ladera).	Solución de estabilización básicamente, mediante movimiento de tierras y drenaje.	Singular, por el volumen de la inestabilidad y encontrarse la obra en servicio.	J.M. Gutiérrez Manjon Pérez Revenga y Gutiérrez Manjon, J.M. 1992. ***Inestabilidad de la Ladera situada en la zona del antiguo túnel nº 20 del FFCC Palencia-La Coruña en las inmediaciones de Torre del Bierzo (León).*** III Simp. Nac. Taludes y Laderas Inestables. La Coruña.
Desmonte de Torre. Autovía del Cantábrico, tramo Caravia-Llovio.	Altura 55 m	Calizas (formaciones Griotte y de Montaña), areniscas y lutitas, tectonizadas.	Cuando se llevaba excavado un 70% del desmonte, de 55 m de altura, se detectó una grieta, a 60 m por detrás de la coronación del talud, paralela a la Autovía a lo largo de unos 300 m. La inestabilidad afectaba a un volumen de 1,5 mill. m3.	Ligero desplazamiento del trazado. Excavación parcial en la zona alta del desmonte. Perforación de drenes californianos. Muro anclado al pie del talud.	Singular, por el volumen de la inestabilidad y por la combinación de actuaciones realizadas para su corrección.	J.M. Gutiérrez Manjon García-Arango et al. 2004. ***Estabilización del desmonte de Torre en la Autovía del Cantábrico (Tramo Caravia-Llovio).*** IV Simp. Nac. de Geotecnia Vial. Santander

Continúa en página siguiente.

Localización	Altura	Litología	Inestabilidad	Soluciones	Singularidades	Experto/Referencia
Acantilado costero, Vizcaya	Acantilado de varios centenares de metros de longitud, con viviendas en coronación.	Flysch	Inestabilidades de tipo planar, cuña y vuelco	Costosas obras de reparación en las zonas donde se sitúan las viviendas.	n.a.	V. Ormaetxea Ormaetxea, V. 1998. ***Análisis de estabilidad en taludes costeros de tipo flyschoide***. Conf. Int. Littoral'98. Barcelona. Ormaetxea, V. 2001. ***Metodología de caracterización de macizos flyschoides en taludes y laderas.*** V Simp. Nac. sobre Taludes y Laderas Inestables. Madrid.
Talud urbano, Ondarroa 2016		Flysch	Caídas aparentemente superficiales pero que eran el inicio de un gran movimiento que implicaba la inestabilidad de la mitad del monte. Movimiento de tipo toppling flexural.	En la actualidad está estabilizando. Lo más impactante es que ha desaparecido la mitad del monte.	Gran impacto mediático, se ha tenido que desalojar a casi 200 familias.	V. Ormaetxea

n.a.: información no aportada

6. BIBLIOGRAFÍA

Arzúa, J., Alejano, L., y Pérez-Rey, I. (2015). *Problemas de mecánica de rocas. Fundamentos e Ingeniería de taludes*. Madrid: Bubok Publishing.

Barton, N. (1971). A relationship between joint roughness and joint shear strength. *Proc. Inter. Symp. Rock Fracture. Nancy, France*. Paper 1-8.

Barton, N. (1972). A model study of rock-joint deformation. *Int. Jl. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr*. Vol. 9, Nº 5: pp. 579-602.

Barton, N. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, Elsevier. Vol. 7, pp. 287-332.

Barton, N. (1974). Rock slope performance as revealed by a physical joint model. *Proc. of 3rd Int. Congress ISRM. Advances in rock mechanics, Denver,* Vol. IIB: pp. 765-773.

Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *Int. Journal of Rock Mech. and Min. Sc*. Vol 39/2: pp. 185-216.

Barton, N. (2011). From empiricism, through theory, to problem solving in rock engineering. *ISRM Cong., Beijing. 6th* Müller Lecture. *Proc*. Taylor and Francis, Vol. 1.

Barton, N., y Pandey, S. K. (2011). Numerical modeling of two stopping methods in two Indian mines using degradation of c and mobilization of f based on Q parameters. *Int. Jl. Rock Mech. & Min. Sci*. Vol. 48. Nº 7: pp. 1012–1095.

Bray, J. W. (1967). A study of jointed and fractured rock. *Rock Mechanics and Engineering Geology*. Vol. 5, pp. 119-136 y 197-216.

Broch, E., y Franklin, J. A. (1972). The point-load strength test. *Int. Jl. Rock Mechanics and Min. Sci*. Vol. 9, pp. 669-697.

Castillo, E., y Serrano, A. A. (1973). Análisis probabilístico de la estabilidad de taludes rocosos. *Bol. Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo José Luis Escario*, 100:9-20.

Coates, D. F. (1966). Rock Mechanics Principles. *Mines Tech. Survey*. Canada.

Copons, R., Vilaplana, J. M., Corominas, J., Altimir, J., y Amigó, J. (2004). Rockfall risk management in high-density urban areas. The Andorran experience. En T. Glade, M. Anderson and M. J. Crozier (eds.), *Landslide hazard and risk*. Chichester: John Wiley & Sons, pp. 675-698.

Corominas, J. (ed.) (1989). *Estabilidad de taludes y laderas naturales*. Monografía nº 3. Zaragoza: Soc. Española de Geomorfología.

Corominas, J., y Mavrouli, O. (2011). Rockfall Quantitative Risk Assessment, Chapter 8. En Lambert, S., y F. Nicot (eds.): *Rockfall Engineering*. ISTE Ltd & John Wiley & Sons, Inc., pp. 255-301.

Cundall, P. A. (1971). A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock system. *Proceed. Symp. ISRM, Nancy*, Vol II., art. 8.

Deere, D. U., Hendron, A. J., Patton, F. D., y Cording, E. J. (1966). Design of surface and near surface construction in rock. *Proc. 8th Symp. on Rock Mech, Minneapolis*, pp. 237-302.

Fé, M., Ferrer, M., Simón, A., Fernández, I., Olalla, C., y otros. (1987). *Manual de taludes*. Ayala y Andreu (coords.). Madrid: IGME.

Ferrer, M. (1984). *Mecanismos de rotura en taludes mineros y análisis de estabilidad*. Tesis de Licenciatura. Madrid: UCM.

Ferrer, M., y González de Vallejo, L. (1999). *Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos*. Madrid: IGME.

Franklin, J. A. (1968). A strength criterion for rock. *Imperial College Rock Mechanics Research Report Nº 6.* London: Imperial College of Science and Technology.

Franklin, J. A., y Chandra, A. (1972). The slake durability test. *Int. Jour. Rock Mech. and Mining Sci*. Vol. 9, pp. 325-341.

Gili, J. A. (1982). ROCKSLOP: Un programa de estabilidad de cuñas adaptado al análisis retrospectivo de casos reales. Publicación Nº 12. Barcelona: E.T.S. Ingenieros de Caminos.

González de Vallejo, L. y Ferrer, M. (2011). *Geological Engineering*. CRC Press.

González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., y Oteo, C. (2002). Cap. 3: Mecánica de rocas. Cap. 4: Descripción de macizos rocosos. Cap. 9: Taludes. En *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall-Pearson.

Goodman, R. E., y Taylor, R. L. (1967). Methods of analysis for rock slopes and abutments, a review of recent developments. Failure and breakage of rock (ed. C. Fairhurst). *Proc. 8th Symp. Rock Mech. AIME, New York*, pp. 303-320.

Hernández-Gutiérrez, L. E., y Santamarta, J. C. (eds.) (2015). *Ingeniería Geológica en Terrenos Volcánicos. Métodos, técnicas y experiencias en islas volcánicas*. ICOG.

Hoek, E. (1968). Brittle failure of rock. En *Rock Mechanics in Engineering Practice*. Stagg & Zienkiewicz (eds.). London: J. Wiley, pp. 99-124.

Hoek, E. (1970). Estimating the stability of excavated slopes in opencast mines. London: *Trans. Inst. Mining and Metallurgy*. Vol. 79, pp. A109-132.

Hoek, E., y Bray, J. W. (1974). *Rock Slope Engineering*. London: Inst. Mining and Metall.

Hoek, E., y Brown, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Jl. Geotechnical Engineering Div*. ASCE. Vol. 106, Nº GT9, pp. 1013-1035.

Hoek, E., y Brown, E. T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion. A 1988 update. Rock engineering for underground excavations. *Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp*. Curran (ed.), University of Toronto.

Hoek, E., y Pentz, D. L. (1968). Review of the role of rock mechanics research in the design of opencast mines. *Proc. 9th Commonwealth Min. and Met. Congress, London*.

Hoek, E., y Londe, P. (1974). The Design of Rock Slopes and Foundations. *General report for Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver*.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., y Corkum, B. (2002). Hoek-Brown criterion - 2002 edition. *Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto*, pp. 267–273.

Hubbard, S. J. (1964). Computer application in open pit slope stability research. *Colorado School of Mines Ql*. Vol. 59, Nº 4, pp. 746-756.

Jaeger, C. (1972). *Rock Mechanics and Engineering*. Cambridge University Press.

Jaeger, J. C. (1969). The behaviour of closely jointed rock. *Proc. 11th Symp. on Rock Mechanics, Berkeley*.

Jaeger, J. C., y Cook, N. G. (1968). *Fundamentals of Rock Mechanics*. Methuen.

Jennings, J. E., y Steffan, O. K. H. (1967). The analysis of the stability of slopes of deep open cast mines. *The Civil Engineer of South Africa*. Vol. 9, Nº 3, pp. 41-54.

Jiménez Rodríguez, R. (2014). *Ingeniería de Rocas. Caracterización de macizos rocosos y aplicación de la Teoría de Rocas. Un enfoque probabilístico*. Madrid: Ibergarceta.

Jiménez Salas, J. A., y Uriel, S. (1964). Some recent rock mechanism testing in Spain. *Trans. Int. Congress of Large Dams, Edinburgh*. Vol.1, pp. 995-1021.

John, K. W. (1968). Graphical stability analysis of slopes in jointed rock. *Jl. of Soil Mech. Foundation Div*. ASCE. Vol. 94, Nº SM2, pp. 497-526.

John, K. W. (1970). Three Dimensional stability analyses of slopes in jointed Rock. *Proc. Symp. Theoretical Background to the Plannings of Open Pit Mines, Johannesburg*, pp. 209-214.

Jordá, L., Tomás, R., Arlandi, M., y Abellán, A. (2016). Manual de estaciones geomecánicas. Descripción de macizos rocosos en afloramientos. López Jimeno (ed.).

Lloret, A., Gili, J., Gens, A., y Alonso, E. (1984). Avances recientes en el análisis de estabilidad de taludes. *Jornadas Inestabilidad de laderas en el Pirineo. PG II, Barcelona*, pp. 1-64. E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. UPC.

Londe, P., Vigier, G., y Vormeringer, R. (1969). Stability of rock slopes, a three dimensional study. *Jl. of Soil Mech. Foundation Div*. ASCE. Vol. 95, Nº SM1, pp. 235-262.

Long, A. E., Merrill, R. H., y Wisecarver, D. W. (1966). Stability of high road bank slopes in rock. Some design concepts and tools. *Highway Research Record*. Nº 1.135, pp. 10-26.

López Jimeno, C. (coord.) VV AA (1999). *Manual de estabilización y revegetación de taludes*. Entorno Gráfico.

Luis Fonseca, R. (2010). Aplicación de membranas flexibles para la prevención de riesgos naturales. Madrid: Geobrugg Ibérica.

Muzás, F. (1964). *Deformaciones viscoelásticas en las rocas*. Publicación Nº 24 del CEH. Madrid: MOPU.

Muzás, F., et al. (1966). Some indications for the interpretation of deformability test in rock masses. *1st .Int. Congress of ISRM, Lisbon*.

Obert, L., y Duvall, W. I. (1967). *Rock mechanics and design of structures in rock*. J. Wiley & Sons Inc.

Patton, F. D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1st Congress of ISRM, Lisbon*. Vol. 1, p. 509.

Patton, F. D., y Deere, D. U. (1970). Geological factors controlling slope stability in open pit mines. *Proc. 1st Conf. Stability Open Pit Mining, Vancouver*.

Pfeiffer, T. J., y Bowen, T. D. (1989). Computer simulation of rockfalls. *Environmental & Engineering Geoscience*. Assoc. of Eng. Geologists. Vol. 26, Nº 1.

Philbrick, S. S. (1963). Design of rock slopes. *Highway Research Record*. Nº 17, pp. 1-12.

Piteau, D. R. (1971). Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Proc. Symposium on Planning Open Pit Mines, Johannesburg*. Amsterdam: Balkema, pp. 33-53.

Ramírez Oyanguren, P. (1984). *Mecánica de rocas aplicada a la minería subterránea*. Madrid: IGME.

Ramírez Oyanguren, P., y Alejano, L. (2004). *Mecánica de rocas: Fundamentos e ingeniería de taludes*. Madrid: E.T.S.I. de Minas (UPM).

Ramírez Oyanguren, P., y Rodríguez Avial, J. (1973). Estabilización de un gran desmonte por bulonaje. *Boletín del Servicio Geológico de Obras Públicas*. Noviembre.

Ritchie, A. M. (1963). Evaluation of rockfall and its control. *Highway Research Record*. Nº 17, pp. 13-28.

Rocha, M. (1971). *Mecânica das Rochas*. Lisboa: LNEC.

Romana, M. (1993). A geomechanics classification for slopes: Slope Mass Rating. En *Comprehesive Rock Engineering* (ed. J. Hudson). Vol. 3, pp. 575-600. Oxford: Pergamon.

Romana, M. (2013). Taludes de gran altura. Enfoque actual. *VIII Simp. Nac. Taludes y Laderas Inestables*. Alonso, Corominas y Hurlimann (eds.), pp. 123-150.

Ross-Brown, D. M., y Walton, G. (1975). A portable shear box for testing rock joints. *Rock Mechanics*. Vol. 7, Nº 3, pp. 129-153.

Serrano, A. A. (1997 y 1999). *Mecánica de rocas*. Vols. 1 y 2. Madrid: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM).

Serrano, A. A., y Castillo, E. (1974). A new concept about the stability of rock masses. *3rd Int. Conf. on Rock Mechanics, 10 A820-821, Denver*.

Stagg, K. G., y Zienkiewicz, O. C. (1968). *Rock Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons.

Talobre, J. A. (1957). *La Mechanique des Roches*. Paris: Dunod.

Uriel, S., y Bravo, B. (1970). Brittle and plastic failure of rocks. *Proc. 2nd. Inter. Congress of the ISRM, Belgrado*.

Uriel, S., y Molina, R. (1974). Cinematics aspects of Vaiont slide. *3rd. Inter. Congress of the ISRM, Denver.*

Whitman, R. V., y Bailey, W. A. (1967). Use of computers for slope stability analysis. *Jl. Soil Mechanics and Foundations Division*. ASCE. Vol. 93, pp. 475-498.

Zienkiewicz, O. C., y Cheung, Y. K. (1966). Application of the finite element method to problems of rock mechanics. *Proc. 1st. Inter. Congress of the ISRM, Lisbon*. Vol. 2, pp. 661-666.

7. BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA PARA LA BASE DE DATOS

Simposios Nacionales sobre Taludes y Laderas Inestables.
Simposios Nacionales de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas.
Simposio sobre Estructuras de Contención del Terreno. 1996.
Simposio sobre las Infraestructuras del Transporte. 2000.
Simposios sobre Geotecnia Vial.
Jornadas sobre Obras de Interés Geotécnico.
Jornadas técnicas de Ingeniería Geológica.
Jornadas técnicas sobre Taludes y Laderas Inestables.
Coloquios sobre Ingeniería Geológica.
Curso sobre Geotecnia de Obras Lineales.

Fernando Pardo de Santayana Carrillo (Dr. Ing. de Caminos),
Cristina de Santiago Buey (Dra. Ciencias Geológicas),
Maria de Groot Viana (Ing. de Caminos)
Laboratorio de Geotecnia (LG/CEDEX)

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE PILOTES GEOTÉRMICOS: EL PROYECTO PITERM

En el ámbito del Subprograma INNPACTO del Plan Nacional de I+D, convocatoria 2011, del programa nacional de cooperación público-privada del Ministerio de Ciencia e Innovación, el consorcio formado por CEDEX, la Universidad Politécnica de Valencia y las empresas Rodio-Kronsa y Energesis, ha llevado a cabo un proyecto de investigación y desarrollo experimental (Proyecto PITERM) para el diseño, instalación, instrumentación y análisis del comportamiento de un pilote geotérmico experimental. El objetivo fundamental de este proyecto ha sido estudiar el efecto combinado de las acciones mecánicas, geotécnicas y térmicas en el comportamiento de un pilote prefabricado hincado, activado térmicamente y debidamente instrumentado.

La geotermia, energía almacenada en forma de calor bajo la superficie del terreno, se configura como una fuente de energía renovable, limpia y respetuosa con el medio ambiente y que ya representa una alternativa de uso extendido en otros países de Europa. El aprovechamiento de la geotermia superficial (somera o de baja entalpía) se fundamenta en el hecho de que la temperatura del terreno se mantiene constante a lo largo del año a partir de unos 10 metros de profundidad, sin verse afectada por los ciclos invierno-verano o día-noche; así, es más eficaz, desde el punto de vista energético, refrigerar o calentar el interior de los edificios intercambiando calor, mediante el uso de bombas de calor geotérmicas, con el terreno (que puede estar, por ejemplo, a 15° de temperatura) que con el aire atmosférico, que se encuentra siempre a una temperatura pésima (muy caliente en verano o muy fría en invierno). De especial interés para la Ingeniería son las instalaciones de aprovechamiento térmico asociadas a elementos estructurales como muros-pantalla, losas o, como el caso del proyecto PITERM, pilotes termo-activos. Aprovechando la elevada capacidad de transferencia térmica del hormigón, este tipo de instalaciones están todavía relativamente poco extendidas, ya que faltan códigos de uso y diseño que permitan su generalización en el mundo de la construcción. En este sentido, la condición más crucial que debe garantizarse es el cumplimiento simultáneo de dos condiciones: la función estructural y un rendimiento tecno-eficiente como elemento de intercambio de calor con el terreno. En el caso de los pilotes, debe verificarse que ni el comportamiento estructural del pilote ni su capacidad portante (resistencia por fuste y por punta; resistencia del terreno) se ven significativamente afectados por los ciclos de calentamiento o enfriamiento a los que se ve sometido.

El pilote experimental termo-activo del proyecto PITERM, de hormigón armado, fue hincado en el campus

Figura 1. Detalle de la cabeza del pilote experimental.

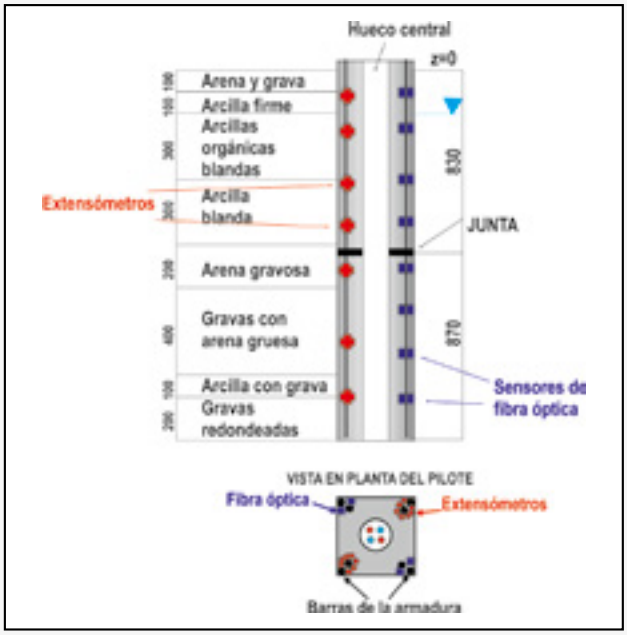


Figura 2. Esquema de instrumentación del pilote.

de la Universidad Politécnica de Valencia, en terrenos cuaternarios de origen deltaico con relieves esencialmente planos. Fue construido en la factoría de pilotes de GRK de San Sebastián de los Reyes (Madrid). Se trata de un pilote prefabricado hueco de sección cuadrada HCK-350, con las siguientes características: 350 mm de lado; longitud total de 17,4 m, con 2 tramos de 8,70 m de longitud unidos mediante junta, con azuche (ciego), junta y junta-zuncho (pasante); hueco interior conformado mediante vaina de acero de diámetro 120 mm y 2 mm de espesor, destinado a la introducción de los tubos geotérmicos.

A partir de la determinación de la capacidad portante del pilote frente a carga verticales mediante los

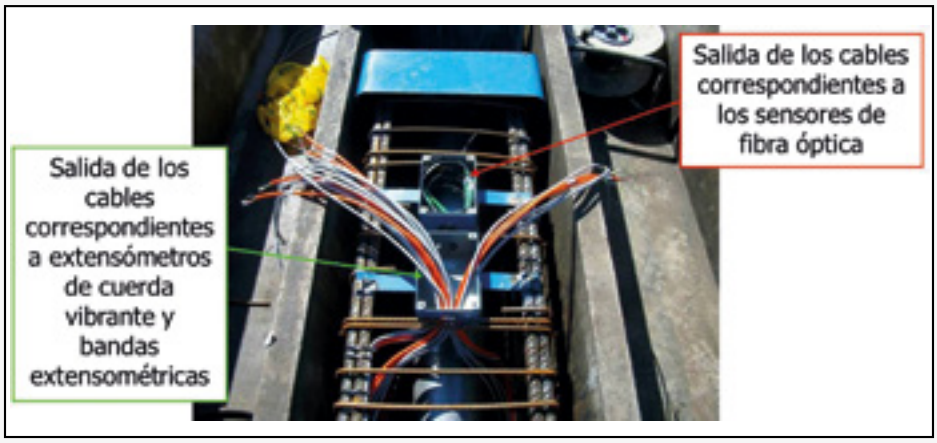


Figura 3. Detalle de las conexiones de instrumentación en el interior del pilote.

Figura 4. Hinca del primer tramo del pilote.

Figura 5. Hinca del segundo tramo del pilote.

procedimientos incluidos en DB SE-C del Código Técnico de la Edificación del Ministerio de Vivienda, fue considerada adecuada una carga vertical de servicio de 100 t, que fue la aplicada sobre el pilote experimental durante la realización de los ciclos térmicos.

La instrumentación interna del pilote consistió, básicamente, en un total de: 16 sensores de fibra óptica, fijados a barras diametralmente opuestas de la armadura cada 2 metros embebidos en el hormigón, equipados con termistor; y 14 extensómetros de cuerda vibrante, repartidos en los dos tramos de 8,7 metros de longitud del pilote, con un tamaño de 25,4 cm, provistos de una segunda red de fibra de Bragg que permite la compensación por temperatura y distingue medidas de deformación y temperatura.

La hinca se ejecutó el día 27 de junio de 2012, llevándose a cabo pruebas dinámica de carga para determinar la resistencia a compresión última del pilote, resultando en una resistencia por punta de 1800 kN y de 711 kN por fuste.

Se utilizaron en los ensayos dos sistemas de aplicación de cargas, mecánicas y térmicas. Para la aplicación de las cargas mecánicas se empleó un gato hidráulico y bastidor metálico anclado al terreno con tres anclajes de 25 m de longitud inclinados 5°. Entre el bastidor y el gato se instaló una célula de carga calibrada con el fin de medir la carga real en cabeza de pilote en todo momento. Las cargas térmicas fueron proporcionadas por una instalación de climatización compuesta por una bomba de calor reversible capaz de producir agua caliente y fría. Este fluido, a través de una bomba de circulación y un sistema hidráulico, circulaba por el interior del pilote termo-activo intercambiando calor con el terreno circundante, del mismo modo que se realiza en una instalación de climatización geotérmica de circuito cerrado en sondeos.

Una vez hincado el pilote, los tubos de intercambio de calor fueron introducidos en el orificio central del pilote, el cual fue seguidamente rellenado con un mortero de alta conductividad térmica. Finalmente, se instalaron sensores externos (transductores diferenciales LVDT y flexímetros de medición manual) en cabeza de pilote para la medición de movimientos durante las pruebas.

Se realizaron dos pruebas de carga estática sobre el pilote, aplicando ciclos de carga en cabeza hasta un

Figura 6. Detalle del sistema de aplicación de la carga mecánica en cabeza de pilote y salida de tubos geotérmicos.

máximo de 100 t, para determinar el comportamiento mecánico del pilote antes de las pruebas térmicas, y en concreto la carga transmitida al terreno por fuste y por punta y los movimientos del mismo en cabeza y punta bajo la carga mecánica de servicio. Posteriormente se realizaron dos ensayos de aplicación de cargas térmicas, bajo carga mecánica de 100 t en cabeza simulando la transmitida por el hipotético edificio. En el primer ensayo térmico se aplicó una carga térmica considerable, equivalente a la que se realiza en los ensayos de caracterización térmica de los sondeos geotérmicos. En el segundo ensayo se realizó una simulación del pilote para un edificio de oficinas trabajando en modo refrigeración (esto es, calentando el pilote para transmitir calor al terreno) durante un período de 14 días, con ciclos diarios de refrigeración durante el día y parada durante la noche.

Con los ensayos se pretendió analizar en qué medida la aplicación de cargas térmicas al pilote induce cambios en el funcionamiento del mismo como elemento de cimentación, ya que la tendencia a dilatar o a enfriar del elemento estructural se ve constreñida por el terreno, tanto por fuste como por punta. Esto hace que se altere la carga que el pilote transmite al terreno, y además se produce un incremento de la carga axil en el pilote con el calentamiento del mismo. Se producen, por lo tanto, variaciones en los coeficientes de seguridad del pilote, tanto en relación con su funcionamiento estructural, como en lo referente a la resistencia del terreno. La introducción de la carga térmica produce movimientos adicionales en la cabeza y en la punta del pilote, los cuales fueron también medidos durante los ensayos.

En los ensayos realizados se verificó que, efectivamente, la aplicación de cargas térmicas alteró el modo por el cual el pilote soportaba las cargas mecánicas. Cuando el pilote es calentado o enfriado, aparecen cambios en el valor y en el signo de las tensiones tangenciales entre el fuste del pilote y el terreno circundante, al oponerse éste a la dilatación o contracción libre del pilote. En consecuencia, la distribución de las cargas axiles a lo largo del pilote cambia. La manera por la cual tienen lugar estos cambios depende fuertemente, por un lado, del perfil del terreno, y por otro, de la forma de trabajo del pilote y distribución entre carga por fuste y carga por punta. En el estudio realizado, cuando el pilote fue calentado, se verificó un aumento significativo del esfuerzo axil, así como de la carga por punta, lo que causó una reducción de los coeficientes de seguridad de resistencia estructural y por punta. Estas variaciones fueron notables en el primero de los ensayos, con una fuerte aplicación de calor, pero mucho más moderadas en el segundo ensayo, en el cual las cargas térmicas simulaban la explotación real para un edificio de oficinas.

Los resultados de este estudio han permitido entender y caracterizar el comportamiento mecánico de los pilotes y su respuesta ante diferentes solicitaciones térmicas en condiciones similares a las que tendrían en un edificio real. En este sentido, pretende ser una contribución al conocimiento del comportamiento termomecánico de los pilotes, de cara a formular guías o normativas de diseño, y así poder extender y popularizar el uso de estos elementos en aras a aumentar nuestra capacidad de captar energía renovable del subsuelo de nuestras ciudades.

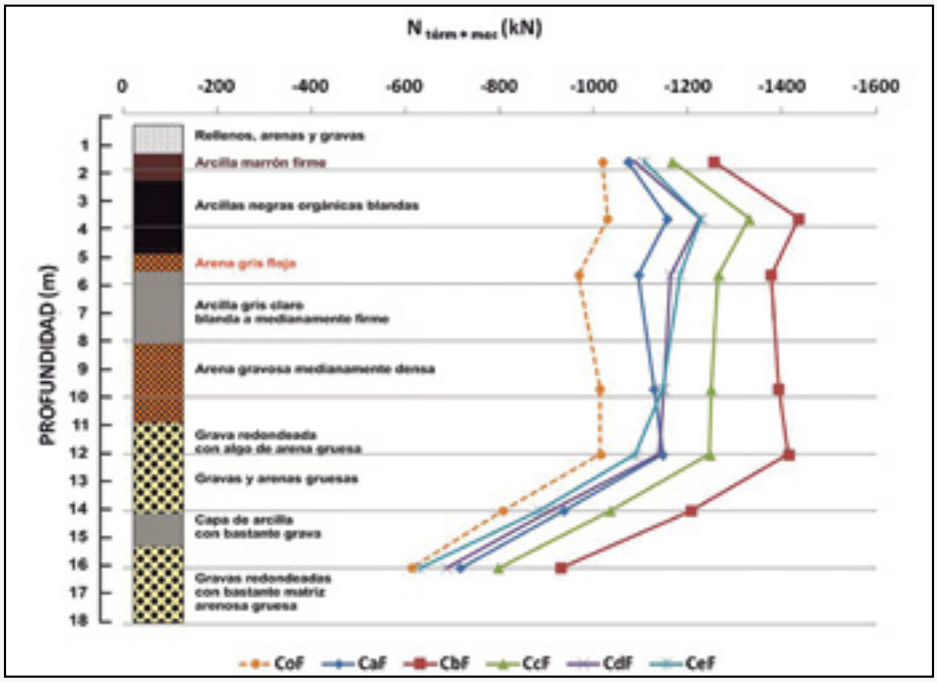


Figura 7. Esfuerzo axil a lo largo del pilote bajo cajo cargas mecánicas (CoF), y bajo cargas mecánicas y diferentes escalones de cargas térmicas (CaF - CeF).

III Foro Global de Ingeniería y Obra Pública

Por tercer año consecutivo, Santander (España) acogió el Foro Global de Ingeniería y Obra Pública, durante los días 27 y 28 de junio. Esta cita está organizada, como todos los años, por la Fundación Caminos en colaboración con la UIMP (Universidad Internacional Menéndez Pelayo).

Para esta tercera edición del Foro se contó con figuras destacadas del sector de la ingeniería y la construcción, así como de otros sectores relacionados con este ámbito de actividad y que se encuentran cada vez más presentes en la modernización de nuestro entorno.

Con la celebración de este Foro se quiso conseguir que esta iniciativa, ya consolidada, alcance los objetivos más ambiciosos y, en consecuencia, mantenga un debate abierto y profundo sobre el alcance y proyección de aquellos sectores estratégicos en los que intervienen de manera decisiva los ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Solo así será posible impulsar el modelo económico y social más avanzado, especialmente ante los retos que tiene planteados nuestro país y el entorno europeo.

Se trata de poner de manifiesto la importancia decisiva que para la consecución de ciudades habitables e infraestructuras inteligentes tiene la actividad que, en tantos ámbitos decisivos, desarrollan los ingenieros de Caminos. Un punto de partida a partir del cual analizar el trabajo que realizan estos profesionales y las empresas españolas de ingeniería y obra pública en un asunto de tanto calado social como es el medioambiental.

Éste es el objetivo último perseguido en la Fundación Caminos al organizar este Foro de Santander, por el que ya han pasado, en los dos últimos años, las primeras autoridades de los ministerios implicados, los líderes empresariales y los expertos de las distintas áreas en las que participan con éxito creciente los ingenieros de Caminos.

En esta ocasión, el Foro se estructuró en seis grandes bloques de debate: la importancia de la Obra Pública, como clave para la modernización; la globalización y sus paradigmas frente a la ola de proteccionismos; las nuevas tecnologías y la agenda digital; agua, medio ambiente y lucha contra el cambio climático; estrategia multilateral en inversión en ingeniería; y apuesta por las ciudades inteligentes.

El Foro incluyó, igual que en las anteriores ediciones, la organización de una exposición dedicada a las obras internacionales, destinada a las principales realizaciones de las empresas españolas que operan en los cinco continentes y que, por su potencial tecnológico, representan la ocasión idónea para transmitir los mensajes de liderazgo e innovación que promulga la Fundación.

Estamos viendo cómo los ingenieros de Caminos, Canales y Puertos trabajan con éxito sobresaliente en áreas estratégicas fundamentales para el desarrollo de la economía en un modelo de impulso de la competitividad; pero, al mismo tiempo, ya hace tiempo y cada vez aún en mayor medida, están llamados a jugar un papel protagonista de gran alcance y significado en el desarrollo de sectores innovadores, en los que prima el uso de nuevas tecnologías, lo que, en conjunto, representa una gran proyección de futuro para nuestra profesión en un nuevo escenario abierto ante los retos que están planteados.

Cartel del III Foro Global de Ingeniería y Obra Pública celebrado en la UIMP de Santander los pasados días 27 y 28 de junio. Al fondo, el Palacio de la Magdalena.

De izda. a dcha., José Javier Díez Roncero, Juan A. Santamera, Ángel Luis Sánchez, María Luisa Poncela, Manuel Manrique, Gonzalo Rojo, Charles Delaneau, César Nombela, Julio Gómez-Pomar y José Polimón.

El II Premio Internacional de Obra Pública Agustín de Betancourt ha sido concedido al tercer juego de esclusas del Canal de Panamá, de la empresa Sacyr

El Crossrail Contract 305 y la Carretera 80 (Cuenca de la Quebrada de la Iguaná, Colombia) han recibido, además, sendas menciones en esta edición

La **FUNDACIÓN CAMINOS** y el **Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos** entregaron el **II Premio Internacional de Obra Pública Agustín de Betancourt,** en reconocimiento al trabajo que realizan los ingenieros de Caminos y las empresas de ingeniería y las constructoras españolas en el mercado internacional, lo que constituye un emblema para la Marca España y un modelo de competencia y modernidad en todo el mundo.

Tras analizar las 8 candidaturas y valorar muy positivamente la importancia de las obras presentadas y después de detalladas deliberaciones y votaciones, el Jurado acordó por unanimidad conceder el Premio Internacional de Obra Pública Agustín de Betancourt en su segunda edición, a la obra: **Diseño y construcción del tercer juego de esclusas del Canal de Panamá,** misión emblemática y un reto sin precedentes en la historia moderna de las obras públicas, que permite ampliar la capacidad de navegación del Canal hasta 600 millones de toneladas anuales y el paso de buques de mayor dimensión, los Post-Panamax, contribuyendo al desarrollo económico y social de la zona y al tráfico marítimo mundial. Destaca un complejo juego de esclusas de tres niveles con tres tinas de reutilización de agua por nivel, una en el lado Pacífico y otra en el Atlántico, realizado a lo largo de los casi siete años de construcción. Liderada por Sacyr, en la que también han intervenido Salini Impregilo de Italia, Jan de Nul de Bélgica y Cusa de Panamá.

Manuel Manrique, presidente de Sacyr pronunció un discurso de agradecimiento, tras recoger el galardón, en el que puso de manifiesto que "el proyecto que recibe este premio es resultado del esfuerzo colectivo de un país, Panamá, de unas empresas comprometidas con su trabajo y su cliente y de miles de personas de más de 40 nacionalidades que han plasmado en este país lo mejor de su conocimiento y de su trabajo".

También señaló que "nuestra reputación son las obras y las obras bien hechas como esta" y concluyó diciendo que "el ejemplo que han dado nuestros ingenieros sirva para inspirar a las nuevas generaciones y pido a las administraciones que se impliquen a fondo en la defensa de las empresas españolas en el exterior, porque estarán defendiendo el mejor patrimonio que tenemos: los profesionales españoles".

Asimismo, se ha hizo entrega de la Mención de Honor, recogida por Charles Delaneau y Gonzalo Rojo, al **Crossrail Contract C305. Eastern Running Tunnels,** en Londres (Reino Unido), que atraviesa la capital británica desde Reading (al oeste) hasta Abbey Wood y Shenfield (al este) con un total de 118 km de línea y 42 kilómetros de túneles de vía simple (21 kilómetros por sentido de circulación). Es un proyecto complejo que se ha desarrollado en un medioambiente mayoritariamente urbano siendo un ejemplo de cómo enfocar la construcción de nuevas obras públicas en zonas urbanas a las que dotar de nuevos sistemas de comunicación sin generar molestias y costes al entorno, utilizando una tecnología de tuneladoras en la que las empresas españolas son líderes a nivel mundial. Realizado por DRAGADOS, S.A. (90%), John Sisk & Son Limited (10%).

La CARRERA 80, en la Cuenca de la Quebrada de La Iguaná (Colombia) también recibió una mención en esta edición del premio. La construcción de la doble calzada de 4,1km, supone una salida de la ciudad de Medellín hacia el occidente Antioqueño. Se trata de un proyecto de obra pública que sirve como instrumento de transformación de todo el sector de la ciudad ubicado en la cuenca de la Quebrada de la Iguaná (que discurre paralela a todo el corredor de la obra) pues es una zona marginal, caracterizada por la exclusión y la inequidad social, en un país inmerso en un complejo proyecto de paz. La obra ha sido ejecutada por FERROVIAL AGROMAN (60%), en UTE con Constructora Colpatria. Este galardón ha sido recogido por Ángel Luis Sanchez Gil, director de construcción de Ferrovial Agromán.

La entrega del Premio, cuyo Comité de Honor está presidido por S. M. Felipe VI, se celebró el 27 de junio, enmarcada en el desarrollo del III Foro Global de Ingeniería y Obra Pública, que tuvo lugar en Santander. Estuvieron

presentes el secretario de Estado de Infraestructuras, Transportes y Vivienda, Julio Gómez-Pomar, la secretaria de Estado de Comercio, María Luisa Poncela, el presidente del Colegio, Juan A. Santamera, y el vicepresidente del Colegio, José Polimón.

Juan A. Santamera, presidente del Colegio, destacó la importancia de este galardón "precisamente por la dimensión internacional que ha tomado nuestra profesión y por la importancia que tiene en todo el mundo el papel de nuestras empresas". Quiso subrayar el importante papel de los ingenieros de Caminos en la modernización y vertebración de España. Y concluyó su intervención reconociendo el trabajo que realizan "todos los compañeros que trabajan fuera de España".

El CEDEX Galardonado por la Asociación de Empresas de Tecnología del Suelo y del Subsuelo

El pasado día 14 de junio, en el acto celebrado en el Casino de Madrid con ocasión del 40 aniversario de la fundación de la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y del Subsuelo (AETESS), el CEDEX ha sido galardonado por su colaboración con la mencionada Asociación. Esta cooperación se ha centrado fundamentalmente al ámbito de la formación, de la transferencia tecnológica, y en la redacción de guías y recomendaciones especializadas.

AETESS integra a importantes empresas en el diseño y construcción de cimentaciones especiales, mejora de suelos y tratamiento de terrenos. Se fundó en 1977 con el objetivo de articular un mercado emergente de empresas dedicadas a trabajos del suelo. Desde entonces ha mantenido como objetivo principal su preocupación por la calidad, seguridad y profesionalidad en las actuaciones en las que intervienen sus empresas asociadas; en la actualidad: GEOCISA, KELLER, MENARD, RODIO-KRONSA, SITE y TERRATES.

Lectura de tesis doctorales de funcionarias adscritas al Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (LCEM/CEDEX)

La presentación de las tesis doctorales de las funcionarias del CEDEX, adscritas al Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, Rosario Solera Martínez y Beatriz Mateo Sanz se celebró el pasado día 6 de julio en la Facultad de Ciencias Químicas de la Universidad Complutense de Madrid (UCM).

Rosario Solera Martínez. Título de tesis: "Efectos de la cubierta en la durabilidad de las geomembranas poliméricas empleadas en la impermeabilización de embalses".

Beatriz Mateo Sanz. Título de tesis: "Comportamiento de las geomembranas sintéticas poliméricas utilizadas en la impermeabilización del embalse de Buen Paso".

Jubilación del Director del CEDEX

Queridos amigos y compañeros:

El próximo día 7 de octubre se producirá mi jubilación, superados sobradamente ya los 65 años y después de ocho años en los que he tenido el honor de dirigir este Organismo.

Cuando me destinaron al CEDEX no podía suponer los fuertes lazos de afectividad que iba a adquirir con esta Casa. Quizás, mirando ya por el retrovisor, tres sean las causas por las que me he impregnado de este sentimiento.

La primera, seguramente, es el tipo de servicio que prestamos a la Sociedad, como responsables tecnológicos de una buena parte de las decisiones técnicas que se toman en los dos Ministerios: el de Fomento al que estamos adscrito y el de Medio Ambiente del que dependemos, también, funcionalmente. Son servicios que están vinculados, directamente o indirectamente, con mi profesión y, sobre todo, con mi vocación, de la que nace aquella.

La segunda razón es la sensación profunda - he estado en una posición privilegiada que me ha permitido comprobarlo directamente- de que la Sociedad demanda de forma apremiante los servicios que presta el CEDEX, reconociendo que cualquier decisión de nuestros jefes tienen que integrar distintos elementos, jurídicos, económicos, de oportunidad, pero que siempre requieren el elemento técnico como condición necesaria para garantizar la bondad de las mismas y ahí, en muchos de ellas, ha estado el CEDEX , minimizando incertidumbres y dando soluciones innovadoras.

La última, se refiere naturalmente a la calidad humana y profesional del personal funcionario y laboral del CEDEX, de muchos de los cuales he aprendido mucho y me he vanagloriado y me vanaglorio de su condición de amigo. Se atribuye una frase a Miguel Ángel Buonarroti, genial pintor y escultor, que se caracterizaba por su mal carácter en opinión de muchos, que decía que todos los días en su ambiente florentino y romano del Renacimiento se topaba con un envidioso, con un mediocre, con un egoísta y con un soberbio. Yo, personalmente, salvando la distancia abismal con el divino Buonarroti, he tenido la suerte de encontrarme todos los días en mi trabajo a muchos generosos, grandes profesionales, humildes, desprendidos y con valores, para los que la vocación de servicio público constituye un elemento esencial de su identidad.

Por último, quisiera compartir con vosotros otras dos reflexiones. La primera se refiere al futuro del CEDEX. Yo estoy absolutamente convencido de que, mientras que hayan obras públicas que construir, mantener o explotar y mientras que el medio ambiente sea un valor a preservar, se requerirán personas como los que conforman hoy la plantilla del CEDEX, que, junto con el personal de apoyo exigible, suministren los conocimientos necesarios, basados o no en el ensayo y la experimentación, para encontrar las soluciones técnicas innovadores necesarias.

La otra reflexión se refiere a los errores que haya podido cometer en estos años. Quiero que sepáis que ninguno fue producto de animadversión hacia nadie y quiero aprovechar la oportunidad de esta carta en "CEDEX Informa" para pedir perdón a las personas que se pudieron haber visto negativamente afectadas por las decisiones que tuve que adoptar.

Aunque desde otra posición, sigo estando a vuestra disposición, si no ya como compañero a secas, sí como amigo y compañero jubilado.

Un abrazo

Mariano Navas Gutiérrez

INSTALACIONES SINGULARES DEL CEDEX

Ensayos dinámicos de carácter geotécnico

Alfonso XII nº3 y 5 28014 Madrid

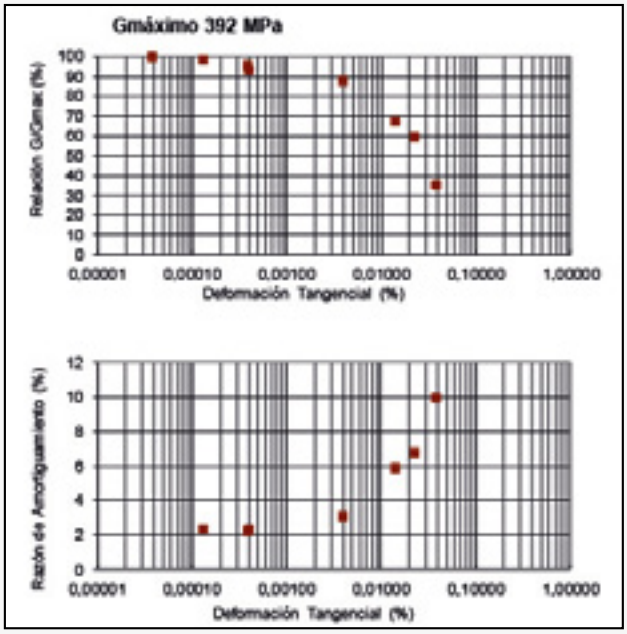
INSTALACIONES

El **Laboratorio de Geotecnia del CEDEX** cuenta con los siguientes equipos para la determinación de las características dinámicas de suelos:

- Ensayo de columna resonante.
- Ensayo torsional cíclico.
- Ensayo de "bender-elements".
- Ensayo de corte simple cíclico.
- Ensayo triaxial cíclico.

Estos equipos permiten determinar las siguientes características dinámicas de los suelos:

- Velocidad de propagación de las ondas.
- Variación del módulo de corte con la deformación
- Amortiguamiento histerético.
- Variación de rigidez con ciclos de carga repetidos
- Resistencia a la licuefacción.



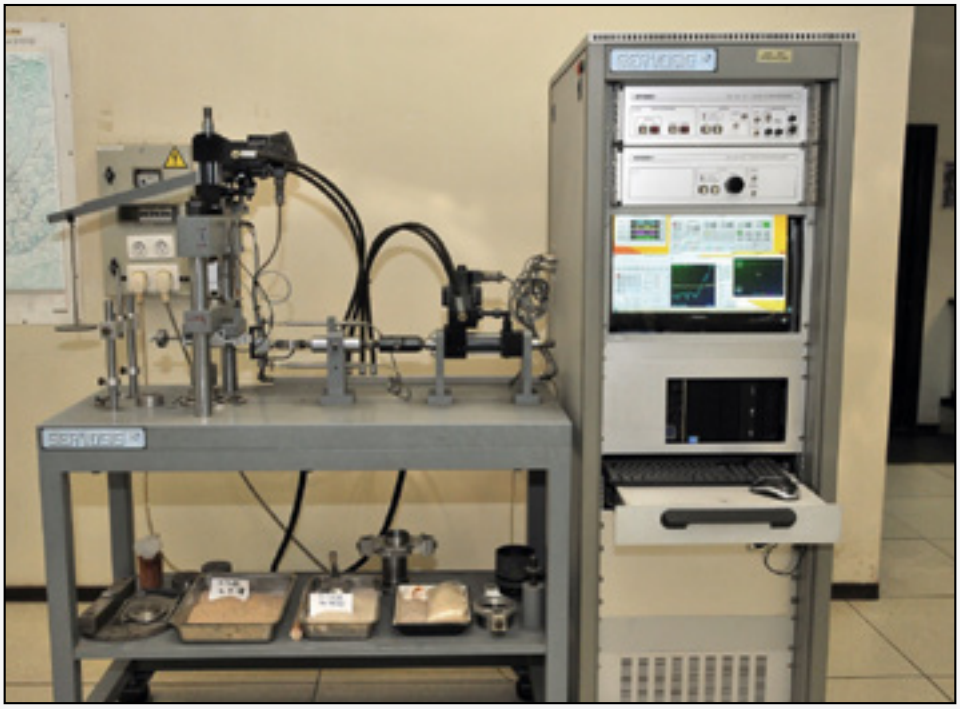
APLICACIONES

- **INGENIERÍA MARÍTIMA Y PORTUARIA**
  Análisis del efecto de la carga de oleaje en el suelo.

- **INGENIERÍA SÍSMICA**
  Análisis sobre el efecto de la carga sísmica en el suelo.

- **INGENIERÍA FERROVIARIA**
  Análisis del efecto de la carga dinámica de los trenes en las capas de vía y en los terraplenes.

- **INGENIERÍA DEL TRANSPORTE**
  Análisis del efecto de la carga de tráfico en las capas del firme y en los terraplenes.

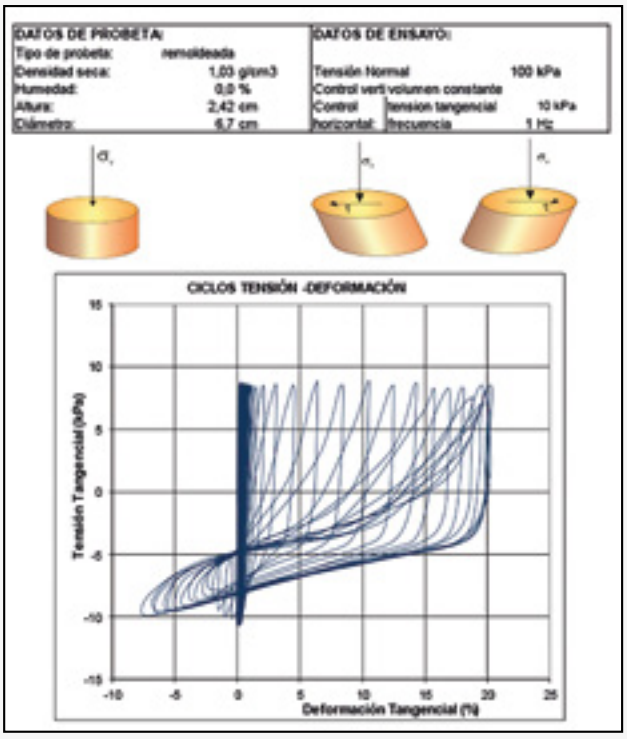


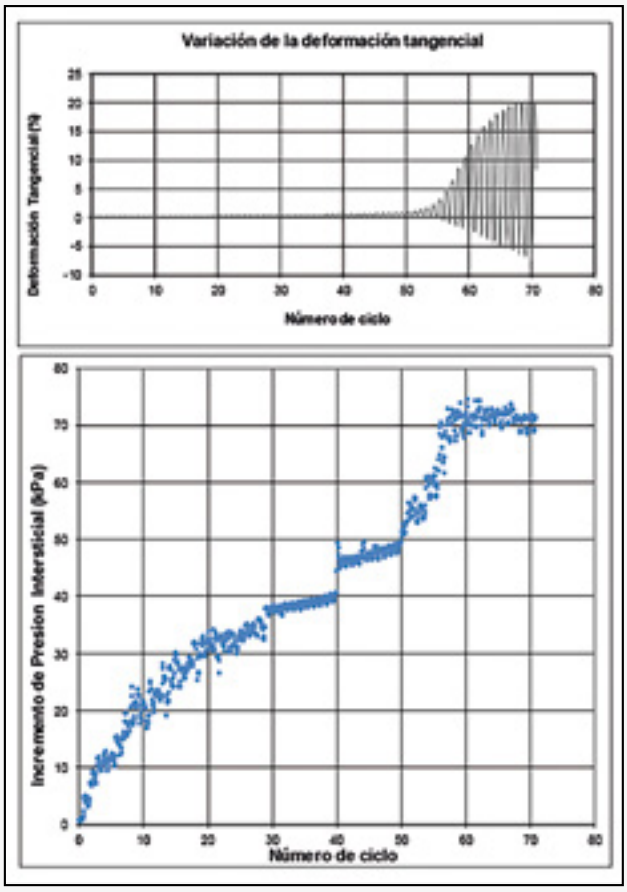
CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

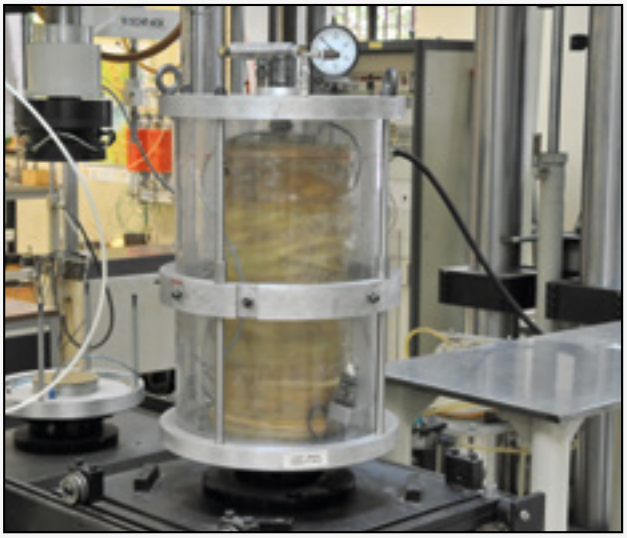
Corte simple cíclico

El equipo dispone de dos actuadores servohidráulicos que permiten controlar tanto las tensiones como las deformaciones horizontales y verticales impuestas a la probeta.

Las probetas ensayadas son cilíndricas, de 66 mm de diámetro y 25 mm de altura, confinadas lateralmente por membranas reforzadas con una espiral de acero. Esta membrana lateral evita la aparición de deformaciones radiales y permite el desarrollo de deformaciones horizontales de corte en la muestra.







CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Equipo de Triaxial Dinámico

Equipo triaxial para ensayo dinámico en suelos con probetas de 5 y 10 cm de diámetro. Se pueden saturar y consolidar las probetas.

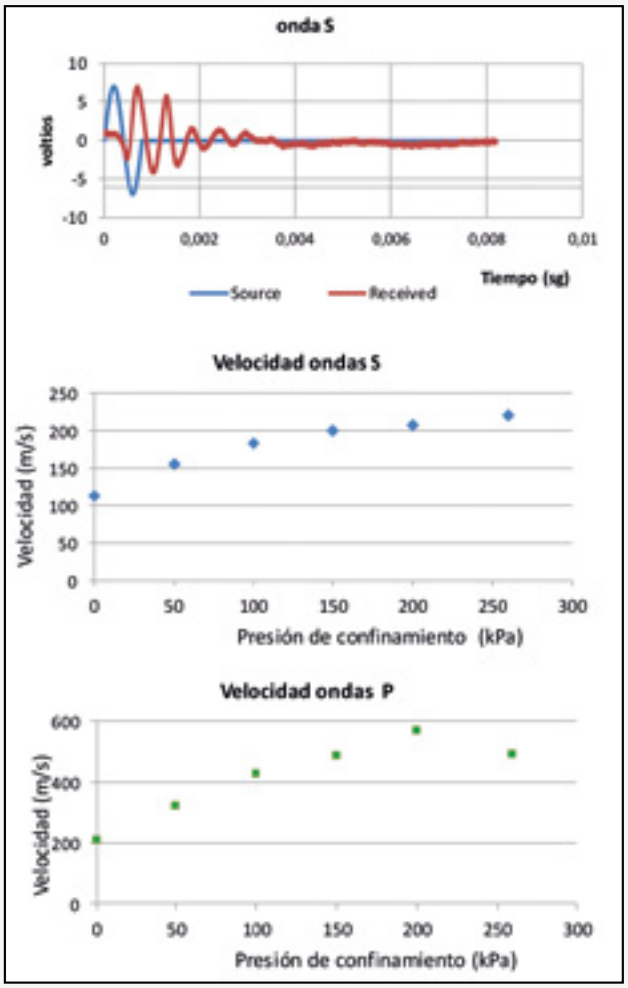
Presión de confinamiento hasta 1MPa Frecuencias de ensayo hasta 10 Hz.

Equipo para ensayos de materiales granulares de diámetros 15,2 y 22.8 cm. Confinamiento 200 kPa.

Prensas hidráulicas servocontroladas de 16 kN y 100 kN.

Célula de carga y LVDT interiores para medida de la fuerza y la deformación axial.

Dispone de Bender Elements para medida de velocidad de ondas S y ondas P.



LA ASOCIACIÓN DE REPARACIÓN, REFUERZO Y PROTECCIÓN DEL HORMIGÓN (ARPHO) HA PUBLICADO LA GUÍA "RECOMENDACIONES SOBRE REPARACIÓN, REFUERZO Y PROTECCIÓN DEL HORMIGÓN EN OBRA CIVIL"

El hormigón es un material ampliamente utilizado en la industria de la construcción, tiene buenas propiedades mecánicas y de durabilidad, por lo que resulta especialmente adecuado para conformar la estructura resistente.

Sin embargo, como la mayoría de materiales, se deteriora con el paso del tiempo si no se realizan mantenimientos periódicos adecuados o si se ve expuesto a ambientes agresivos, humedad excesiva, exceso de cargas, etc.

Para evitar los graves problemas de seguridad que pudieran conllevar estos deterioros del hormigón, deberían realizarse operaciones de mantenimiento periódico o, al menos, inspecciones detalladas por parte de técnicos especialistas cuando se detecte la existencia de un deterioro o un daño de las estructuras sea cual sea.

El objetivo principal de esta guía es proporcionar un documento de referencia donde se analice de forma integral la gestión de los proyectos de reparación, protección y refuerzo de las estructuras de hormigón que nos encontramos en el ámbito de la obra civil: puentes, presas, depósitos, galerías, canales, etc.

La información que contiene esta guía se ha organizado siguiendo el orden lógico del proceso de reparación, refuerzo o protección del hormigón en obra civil.

Inicialmente se indican una serie de requisitos que se deberían tener en cuenta a la hora de seleccionar al técnico/ equipo técnico que se encargue de la redacción del proyecto. Posteriormente se indican las pautas a considerar en la elaboración de este tipo de proyectos, seguido de los requisitos que debería cumplir la empresa contratista que se encargue de la ejecución de la obra.

Por último, se incluyen dos apartados sobre cómo debería realizarse el control de ejecución y el control de calidad en la ejecución del proyecto de reparación, refuerzo y protección del hormigón.

Las infraestructuras que son susceptibles de estas actuaciones son todas aquellas obras, distintas de la edificación, destinadas a ser utilizadas colectiva o públicamente.

Esperamos que este documento sea de gran utilidad para todos los profesionales implicados en la reparación, refuerzo y protección del hormigón en obra civil.

EDICIONES DEL CEDEX

La mejora del terreno: de las cimentaciones profundas a las inclusiones y pasadores

Autores: Carlos Oteo Mazo
Serie Monografías: M-135
ISBN: 978-84-7790-592-9
Año: 2017
PVP: 25 €

El texto de la Monografía pretende presentar las principales aportaciones españolas en el campo de las cimentaciones profundas durante los últimos cincuenta años, incluyendo los estudios especiales del terreno que deben, necesariamente, llevarse a cabo para poder realizar un proyecto adecuado de pilotajes. El conocimiento del comportamiento de estos elementos ha llegado a un punto suficientemente satisfactorio para que puedan analizarse los casos de cimentaciones con el debido rigor, tanto desde el punto de vista técnico como desde el económico.

Sin embargo, en muchos casos, la técnica de los pilotajes puede tener un elevado costo, por lo que la mejora del terreno (a fin de que su capacidad portante y rigidez aumente) puede ser una alternativa viable. En este sentido más del setenta por ciento del texto se ocupa de la descripción técnica de los procedimientos de mejora y refuerzo del terreno, incluyendo las características de cada procedimiento, sus ventajas, sus limitaciones, campo de aplicación práctico, etc. Se incluye una comparación entre la utilización de unos y otros sistemas.

Por último, se ha destacado un caso especial de sistemas de refuerzo del terreno: El de la inclusiones armadas con inyección, que incluye las inyecciones armadas con tubo metálico pequeño y manguitos y los elementos armados con tubo metálico de diámetro ligeramente inferior al del taladro en que se instalan. Se presenta la técnica de refuerzo con "cuchillos" o "contrafuertes" con estos elementos y su evolución hacia el uso de elementos más rígidos (hasta llegar a módulos de pantalla anclados), muy útiles en el caso de problemas de inestabilidad de taludes. En el caso de barreras de micros y de "contrafuertes" de inyecciones armadas se recomiendan unos sistemas simplificados de diseño.

Vertido al mar de salmueras procedentes de instalaciones desaladoras

Autores: Antonio Ruiz Mateo
Serie Monografías: M-134
ISBN: 978-84-7790-591-2
Año: 2016
PVP: 35 €

La desalación es uno de los medios más importantes disponibles actualmente para incrementar los recursos de agua. Cada año se construyen más y mayores desoladoras en todo el mundo. Pero en el proceso se producen grandes caudales de salmuera que deben evacuarse, normalmente mediante vertido al mar, lo que puede tener consecuencias ambientales adversas.

Esta monografía describe las características y el comportamiento en el mar del efluente y presenta un conjunto de medidas para evitar o reducir el posible impacto ambiental: medidas preventivas para la construcción y para la explotación de las instalaciones, criterios de calidad del medio marino respecto a los incrementos de salinidad, herramientas de predicción de las diluciones alcanzables (incluyendo modelos matemáticos y modelos físicos a escala reducida) y recomendaciones para el diseño del programa de vigilancia ambiental específico para este tipo de vertidos.

Como aportaciones originales destacables se pueden mencionar: a) Características y resultados de 185 ensayos en modelos físicos a escala reducida realizados en el CEDEX; b) Fórmulas de cálculo de las diluciones en el punto de impacto de los chorros con el fondo y al final del campo cercano para vertidos realizados a través de emisarios submarinos, basadas en dichos resultados y que, como novedad a nivel mundial, incorporan el efecto de interacción entre los diferentes chorros del tramo difusor incluso después de producirse el impacto con el fondo; c) Propuesta de criterios de calidad respecto a incrementos de salinidad contemplando 5 niveles de protección aplicables a diferentes grupos de poblaciones o hábitats y d) Análisis de las barreras y márgenes de seguridad considerados en el diseño ambiental de estos vertidos.

Pedidos: Tienda Publicaciones CEDEX. C/ Alfonso XII, 3 | 28014, Madrid. Tlf.: (+34) 91 335 72 95 | Fax: (+34) 91 335 72 49 | publicaciones@cedex.es

NORMAS DE REDACCIÓN

ÁMBITO

Ingeniería Civil (IC) se define como una publicación científico-técnica especializada en ingeniería civil y medioambiental. Es editada con periodicidad trimestral por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), organismo público de referencia –en los campos de la ingeniería civil, la edificación y el medio ambiente asociado-, al que han estado ligados eminentes ingenieros españoles tales como Eduardo Torroja o José A. Jiménez Salas. IC cuenta con un sistema de revisión por pares en el que son objeto de evaluación externa todos los artículos científico-técnicos recibidos, y acepta para su publicación artículos sobre trabajos de investigación centrados en las siguientes áreas temáticas: carreteras, ferrocarriles, puertos y navegación, edificación y urbanismo, aguas continentales, costa y mar, energía y medio ambiente, patrimonio histórico de las obras públicas y urbanismo. En este sentido, la revista realiza una labor fundamental como vehículo de difusión y transferencia tecnológica dentro de las áreas de conocimiento mencionadas.

PRESENTACIÓN DE ARTÍCULOS

Los originales se enviarán en formato electrónico a la siguiente dirección de correo: ingcivil@cedex.es

Los originales deberán seguir la siguiente estructura: (1) página de título; (2) introducción que defina la finalidad del estudio; (3) metodología utilizada; (4) resultados obtenidos y su significación; y (5), conclusiones principales.

La página de título, por su parte, ha de incluir los siguientes componentes: (a) título en español e inglés; (b) nombre completo de los autores así como sus respectivos centros de trabajo; (c) dirección de correo electrónico y postal tanto del correspondiente autor de contacto como de los coautores; (d) resumen (español)/*abstract* (inglés), con una extensión entre 150-250 palabras; y (e), palabras clave (español) y *keywords* (inglés), con 5 términos como mínimo.

ESTRUCTURA DE LOS ARTÍCULOS

Con carácter general, la extensión máxima del texto será de 40 páginas (incluidas notas y bibliografía), tamaño DIN-A4 (en formato preferentemente MSWord), escritas a doble espacio y con cuerpo de letra 12. En casos excepcionales podrán publicarse artículos de mayor extensión, que quedarán igualmente al criterio y aprobación del Comité de Redacción.

Los originales deberán seguir, siempre que sea posible la siguiente estructura: resumen/abstract, palabras clave/keywords, texto del artículo (introducción, materiales y métodos, resultados y discusión), agradecimientos y bibliografía.

Deberá indicarse el centro de trabajo y la localidad y país del centro de trabajo de cada uno de los autores, así como la dirección de correo electrónico y/o postal del autor de contacto o *corresponding author*.

Las figuras, cuyo objeto es simplificar y/o complementar el texto, se ordenarán según el orden de aparición en el texto, siendo identificadas con la expresión "Figura nº xx". Todas las figuras deberán llevar un pie de figura o descriptor que ha de ser simple y claro.

En el caso de las tablas, se seguirá el mismo criterio de numeración que en las figuras, utilizando la expresión "Tabla nº xx". Todas las tablas llevarán un título en cursiva que ha de ser breve y explicativo.

Los títulos de los ejes de coordenadas y cualquier elemento de texto que se incorpore a las figuras y gráficos deben estar realizados en la misma fuente y tamaño (preferentemente "Minion pro").

Es conveniente que las fórmulas y ecuaciones incluidas en el artículo estén realizadas a un tamaño de 9 puntos de la fuente "Cambria math".

Las citas en el texto se incluirán con el autor y año en minúsculas y entre paréntesis. Cuando el autor forma parte de la argumentación, sólo el año entre paréntesis. Cuando se citan varias obras de un mismo autor y año, se añade a, b, c, etc.

"…procedimiento de cimentación suficientemente acreditado (Redwood and Jain 1992). Asimismo, Van der Sanden and Hoekman (2005) propusieron…En otras situaciones (Redwood and Jain 1992a) la cimentación…"

En lo que se refiere a la citación de fuentes bibliográficas o de cualquier otro tipo, se remite a los autores al seguimiento de las pautas del sistema Harvard-APA (American Psychological Association: http://www.apa.org/). Sirvan a este respecto los ejemplos que siguen a continuación:

Libros

Dean, E.T.R. (2010). *Offshore Geotechnical Engineering.* London: Thomas Telford Publishing.

Fernández Casado, C. (2008). *Historia del puente en España: puentes romanos,* (2ª ed.), Madrid (Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid): Doce Calles.

Jiménez Salas, J. A., de Justo, J. L., y Serrano, A. (1981). *Geotecnia y Cimientos II. Mecánica del Suelo y de las Rocas.* Editorial Rueda. Madrid (España): Editorial Rueda.

Capítulos de libros

Richardson, W.J. (1995). Documented Disturbance Reactions. En W.J. Richardson, C.R. Greene, C.I. Malme y D.H. Thomson (eds.), *Marine Mammals and Noise* (pp. 241-324). San Diego, CA (EE UU): Academic Press.

Artículos de revistas

Casagrande, A. (1965). Role of the Calculated Risk in Earthwork and Foundation Engineering. Terzaghi Lecture. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division,* vol. 91, nº 4, pp. 1-40.

Dapena, E., Alaejos, P., Lobet, A., y Pérez, D. (2011). Effect of Recycled Sand Content on Characteristics of Mortars and Concretes. *Journal of Materials in Civil Engineering,* 23 (4), pp. 414-422.

Ponencias, congresos, conferencias y seminarios

Stive, M.J.F., De Schipper, M.A., Luijendijk, A.P., Ranasinghe, R.W.M.R.J.B., Van Thiel de Vries, J.S.M., Aarninkhof, S., Van Gelder-Maas, C., De Vries, S., Henríquez, M., y Marx, S. (2013). The Sand Engine: A Solution for Vulnerable Deltas in the 21st Century? En *Coastal Dynamics: 7th International Conference on Coastal Dynamics, Arcachon, France, 24-28 June,* 2013 (pp. 1537-1546). Bordeaux (France): Bordeaux University.

Tesis no publicadas

Toledo, M.A. (1997). *Presas de escollera sometidas a sobrevertido: estudio del movimiento del agua a través de la escollera y de la estabilidad frente al deslizamiento en masa,* tesis doctoral no publicada, Madrid, Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

Recursos electrónicos

A la referencia correspondiente según el tipo de documento (libro, artículo, etc.), se añadirá a continuación el número de identificación digital (DOI, por sus siglas en inglés), que es un identificador único y permanente para las publicaciones electrónicas, y si no lo tuviese se añadirá la URL correspondiente poniendo a continuación "Disponible en http://xxxxx"

Oude Essink, G.H.P., Van Baaren, E.S., y De Louw, P.G.B (2010). Effects of Climate Change on Coastal Groundwater Systems: A Modeling Study in the Netherlands, *Water Resources Research,* 46 (10), W00F04, doi: http://dx.doi.org/ 10.1029/2009WR008719

U. S. Environmental Protection Agency (2004). *Guide to purchasing green power* (EPA430-K-04-015). Washington, DC: U.S. Environmental Protection Agency. Disponible en http://www.epa.gov/grnpower/documents/purchasing_guide_for_web.pdf

El listado bibliográfico ha de ser revisado y, en su caso, corregido por el propio autor. Las citas irán en todo caso debidamente numeradas, evitando utilizar como tales frases imprecisas. Las fuentes bibliográficas que se citen sin haber sido aún publicadas irán acompañadas, al final, de la expresión "en prensa".

BOLETÍN DE SUSCRIPCIÓN ANUAL · **REVISTA INGENIERÍA CIVIL**

Colegiados ☐ 35 € – Número de colegiado	España ☐ 49 €	Extranjero ☐ 81,12 €

Empresa N.I.F.: ..... Particular N.I.F.: .....

Nombre: .....

Cargo: .....

Dirección: .....

C.P.: ..... Localidad: ..... Provincia: .....

Teléfono: ..... Fax: ..... E-mail: .....

FORMAS de PAGO (elija una sola opción)

☐ **DOMICILIACIÓN BANCARIA**
Sólo para cuentas bancarias en España

Muy Señores míos:

Ruego que, con cargo a mi cuenta y hasta nuevo aviso, atiendan el pago de los recibos correspondientes a mi suscripción que les presentará al cobro la **REVISTA INGENIERÍA CIVIL**, editada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**.

Atentamente: .....

Entidad bancaria: ..... Domicilio entidad: .....

C.P.: ..... Localidad: ..... Provincia: .....

Número de cuenta:

BIC ☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

IBAN ☐☐☐☐–☐☐☐☐–☐☐–☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

☐ **TRANSFERENCIA A FAVOR** del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**

IBAN: **ES6501822370450200200574**

SWIFT: **BBVAESMM**

☐ **CHEQUE NOMINATIVO** a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**

Fecha: .....

Firma del titular: .....

Enviar por correo postal a:

REVISTA INGENIERÍA CIVIL
Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas, **CEDEX**
C/ Alfonso XII, 3 y 5 · MADRID – 2014
Enviar por correo electrónico a:
ingcivil@cedex.es

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

DIRECCIÓN
Director: **Mariano Navas Gutiérrez**
SECRETARÍA
Secretario: **Manuel Echeverría Martínez**
Calle de Alfonso, XII, 3 - 28014, Madrid
Telf.: 91 335 75 00 | Télex: 45022 CEDEX E | Fax: 91 528 03 54

RELACIONES EXTERNAS Y ACTIVIDADES COMERCIALES
Jefe: **Miguel González Portal**
Telf.: 91 335 74 90 | Fax: 91 335 75 38

CENTRO DE ESTUDIOS DE PUERTOS Y COSTAS
Director: **Ramón Gutiérrez Serret**
Calle Antonio López, 81 - 28026, Madrid
Telf.: 91 335 77 00 | Fax: 91 335 76 22

CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRÁFICOS
Director: **Federico Estrada Lorenzo**
Paseo Bajo de la Virgen del Puerto, 3 - 28005, Madrid
Telf.: 91 335 79 00 | Fax: 91 335 79 22

CENTRO DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE
Director: **Antonio Sánchez Trujillano**
Autovía de Colmenar Viejo, km 18,2 - 28049 El Goloso, Madrid
Telf.: 91 335 78 00 | Fax: 91 335 78 22

CENTRO DE ESTUDIOS DE TÉCNICAS APLICADAS
Director: **Alberto Compte Anguela**
Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid
Telf.: 91 335 72 00 | Fax: 91 335 72 49

LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES
Director: **José Manuel Gálligo Estévez**
Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid
Telf.: 91 335 74 00 | Fax: 91 335 74 22

LABORATORIO DE GEOTECNIA
Director: **Fernando Pardo de Santayana Carrillo**
Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid
Telf.: 91 335 73 00 | Fax: 91 335 73 22

LABORATORIO DE INTEROPERABILIDAD FERROVIARIA
Director: **Jorge Ignacio Iglesias Díaz**
Calle Julián Camarillo, 30 - 28037, Madrid
Telf.: 91 335 71 50 | Fax: 91 335 71 97

CENTRO DE ESTUDIOS HISTÓRICOS DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (CEHOPU)
Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid
Telf.: 91 335 74 56 | Fax: 91 335 72 22

Ilustración procedente del Ministerio de la Presidencia y para las Administraciones Territoriales