

INGENIERÍA CIVIL

Núm.: 186/2017
ISSN: 0213-8468

30
Aniversario



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

MINISTERIO
DE AGRICULTURA Y PESCA,
ALIMENTACIÓN Y MEDIO AMBIENTE

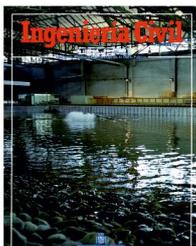
CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

INGENIERÍA CIVIL

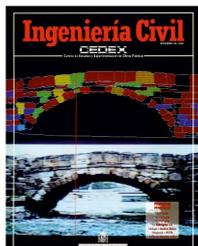
30
Aniversario



94/1994



95/1994



96/1994



97/1995



98/1995



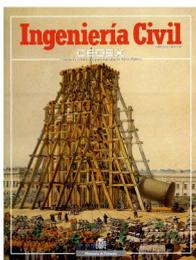
99/1995



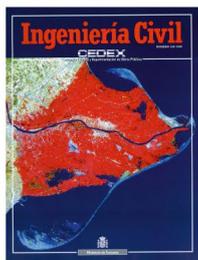
100/1995



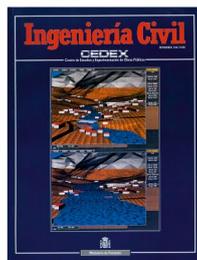
101/1996



102/1996



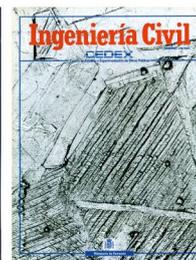
103/1996



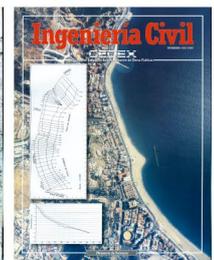
104/1996



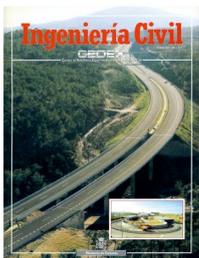
105/1997



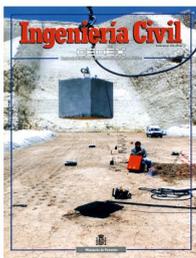
106/1997



107/1997



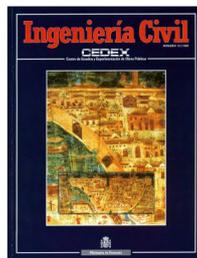
108/1997



109/1998



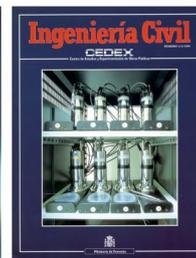
110/1998



111/1998



112/1998



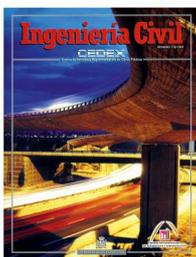
113/1999



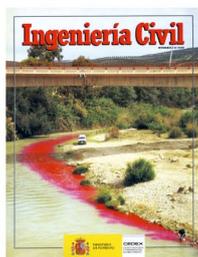
114/1999



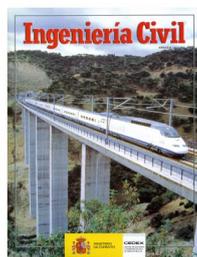
115/1999



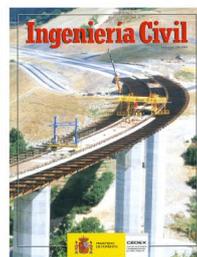
116/1999



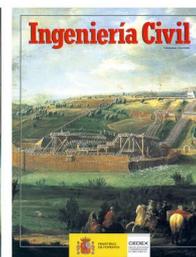
117/2000



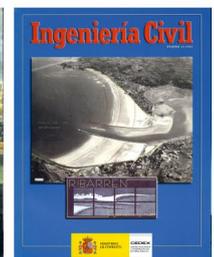
118/2000



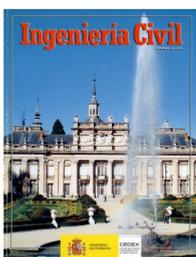
119/2000



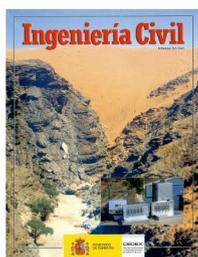
120/2000



121/2001



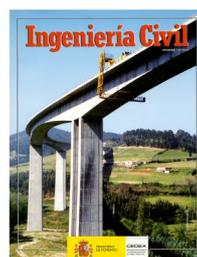
122/2001



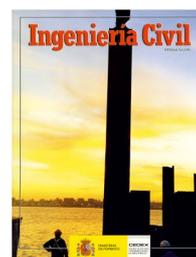
123/2001



124/2001



125/2002



126/2002



Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas

Publicación incluida en el Programa Editorial para 2017



COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente

Miguel González-Portal

Vocales

Víctor Elviro García
José Manuel de la Peña Olivares
Pablo Mira McWilliams
Luis Pujol Teres
Laura Parra Ruiz
Francisco Javier Sáinz de Cueto Torres
José Bueno Pérez
Dolores Romero Muñoz

Comisión Asesora

Antonia Berjaga Peralta
Fernando Magdaleno Mas
Cristina de Santiago Buey

Secretaría

Leticia Martínez Etayo
Olga Sánchez de la Torre
M^a 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: Aeronave tripulada remotamente (Remotely Piloted Aircraft o RPA) del CEDEX para la inspección de estructuras.



Sumario

Presas de residuos mineros: causas de fallo y propuestas para evitarlos

Tailings Dams: Causes of Failure and Proposals to Avoid Them

Pablo Reinoso Grau, Claudio Olalla Marañón

7

Aproximación del análisis del ciclo de vida (acv) y del coste del ciclo de vida (CCV) al caso particular de los firmes de carretera

Approach from a Life Cycle Analysis and Life Cycle Cost Analysis Prospective to the Particular Case of Road Pavements

Marcos Perelli, Laura Parra Ruiz

23

Comportamiento mecánico de las rocas volcánicas

Mechanical Behaviour of Volcanic Rocks

Áurea Perucho Martínez

39

¿Es rentable hacer las pruebas de ERTMS en un laboratorio?

Are ERTMS Lab Tests Time-Saving and Cost-Effective?

Jorge-Ignacio Iglesias, José Bueno, Daniel Molina, Susana Herranz, Rodrigo Cáceres, Miguel Fernández, Miguel López, Nadia Sánchez

65

Ruido subacuático: fundamentos, fuentes, cálculo y umbrales de contaminación ambiental

Underwater Noise: Fundamentals, Sources, Assessments and Acoustic Contamination Thresholds

Lázaro Redondo, Antonio Ruiz Mateo

73

José María Martín Mendiluce (1925-2014): recordando al hombre, recordando al ingeniero

José-Carlos Pacheco

95

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

INGENIERÍA CIVIL *30 Aniversario*

PUNTO DE ENCUENTRO



FELIPE MARTÍNEZ MARTÍNEZ

Exdirector del CEDEX.

Ingeniería Civil cumple 30 años... Y 60 el Decreto fundacional del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, el CEDEX. En 1987 se concretó algo a lo que se venía dando vueltas en el Organismo desde hacía algún tiempo: la transformación del *Boletín Bibliográfico de Ingeniería Civil* en una revista técnico-científica incluyente de todas las especialidades cultivadas en la Institución y abierta también a cuantos tuvieran aportaciones a difundir por este medio, cumplidos, obviamente, determinados requisitos. Ante todo, hay que agradecer a Rafael Fernández Ordóñez, entonces director general del CEDEX, la decisión de llevar a cabo la “empresa” -y a Milagros Couchoud el hecho de concretarla-, habida cuenta de las dificultades que planteaba, y plantea, la confección de cada número con las calidades y cantidades adecuadas y en la debida proporción. Produce especial satisfacción comprobar que los diferentes cambios y avatares ministeriales y, muy especialmente, de las denominadas y estigmatizadas “publicaciones oficiales”, no han alterado los objetivos básicos que condujeron a su lanzamiento. Y, sobre todo, satisfacción porque sigue viva en el más amplio sentido del término. Nuestra revista ha sido pionera en muchas cosas, ha recogido monográficamente multitud de aspectos de la obra pública y del medio ambiente, ha proyectado en el mundo de habla hispana los avances de la tecnología española en los ámbitos que *Ingeniería Civil* abarca; ha sido, en fin, un vehículo adecuado para, junto con otros, dar a conocer la actividad, capacidades y facetas del CEDEX. Durante mi etapa al frente del Organismo, y como anterior miembro del Comité de Redacción, leí todos y cada uno -¿me creerían si digo que al menos el 75 por ciento?- de los artículos publicados en ese periodo (10 años) y debo reconocer que, entre otras cosas, se podían encontrar trazas de auténtica “droga dura” tanto temática como expositiva que, a buen seguro, hacían las delicias de algún segmento de lectores ¡Larga vida a *Ingeniería Civil*!... Y gracias a todos los que han hecho posible celebrar este “cumple”.



ANTONIO SÁNCHEZ TRUJILLANO

Director del Centro de Estudios del Transporte (CET/CEDEX).

Una de las funciones más características e integradas en nuestras actividades en el CEDEX es la de contribuir de manera firme y decidida a la transferencia de la tecnología, de tal suerte que la revista de *Ingeniería Civil* constituye el instrumento más idóneo para dar curso a ese cometido, esto es, no se entendería la obligación -y la vocación del personal del CEDEX en darle cumplimiento- sin un soporte en el que expresar los avances tecnológicos conseguidos desde cada centro o laboratorio en sus respectivos ámbitos de actuación ni un medio de difusión, como la revista, sin esa vocación para transferir el conocimiento.

Así las cosas, esta revista, nuestra revista, está próxima a cumplir 30 años, y éste es un claro motivo para felicitar a quienes han contribuido a conseguirlo, con todos los altibajos de diversa naturaleza y origen que nos han hecho pensar alguna vez que el número siguiente no llegaría a ver la luz.

Y mirando con cierta curiosidad sus contenidos en los casi treinta años de su existencia se puede apreciar su evolución, y comprobar que ha ido pasando de un perfil de artículos en los que un ingeniero de renombre, a través de un proceso que sólo él entendía y aplicando alguna de las asignaturas de la ingeniería cuyo nombre no me atrevería a citar y cuya utilidad, al cabo de los años, tampoco he llegado a saber de nadie que haya podido encontrarla, llegaba a una ecuación. Una ecuación tan compleja como el proceso para llegar a ella, y me siento inclinado a

afirmar que posiblemente inaplicable para resolver problemas cotidianos de la ingeniería.

La organización del trabajo ha evolucionado sustancialmente en este tiempo y el individualismo ha dado paso a trabajos más en equipo, en los que se aúnan conocimientos procedentes de diferentes formaciones y trayectorias profesionales, y se orientan hacia una colaboración entre centros, a una integración de lo público en lo privado y de lo privado en lo público, a buscar, en todo caso, soluciones satisfactorias y válidas, a los numerosos, diversos y complejos problemas que entraña la ingeniería civil y su ejercicio en el contexto de la sociedad del momento, cada vez más exigente.

Desde esta posición, en que la competencia y el reconocimiento individual e individualista de la actividad en el campo de la ingeniería civil han dado paso a la colaboración y a la cooperación entre especialistas, entre laboratorios, institutos y demás entidades de experimentación, tanto del sector público como del privado, quiero lanzar este anuncio a todos los ámbitos de la experimentación y de la investigación aplicada a la ingeniería civil, y en concreto a los especialistas que trabajan en ellos, para que publiquen sus avances, sus logros, y si cabe también sus fracasos, en esta revista cuya vocación no ha cambiado en sus casi tres décadas de vida, de seguir siendo un soporte y un órgano de comunicación al alcance y al servicio de todos, para recoger y difundir el conocimiento, y ponerlo, como no podría ser de otro modo, a disposición de la comunidad científica, y por medio de ésta, de toda la comunidad.

Mi felicitación y mi enhorabuena más afectuosas y sinceras hacia todos los que han contribuido a que podamos celebrar este cumpleaños.



JOSÉ MANUEL DE LA PEÑA OLIVAS

Consejero Técnico de Estudios Ambientales (CEPYC/CEDEX).

Los 30 años de la revista de *Ingeniería Civil* son los mismos que llevo ostentando los galones de ingeniero de caminos, canales y puertos. Pero no es ésta la única coincidencia, ya que mi vida profesional ha ido pareja al devenir de la revista. Ha sido, sin duda, el órgano de expresión de mis anhelos y quehaceres profesionales. En el primer número del año 1988 apareció mi primer artículo "Criterios de rotura de oleaje (primera parte)" y en el primer número de 2017, el último de mis 39 artículos "Ordenación interior de los puertos romanos": casi 30 años que me han permitido hablar, con mayor o menor fortuna, de mis dos grandes aficiones profesionales: la Ingeniería de Costas y la Historia de la Ingeniería. Ella ha sido un referente técnico y de expresión de ambas actividades. Solamente de ello saco una conclusión: Gracias, a la revista y a quienes la hicieron posible, cuyas caras más próximas a mí fueron Felipe Martínez y mi gran amigo y señor Antonio Lechuga, que se merecen una porción importante del éxito de esta revista, la cual hoy afronta un nuevo reto como comunicador referente técnico en España, y es su transformación para transmitir y estar de manera activa en el universo técnico y académico de Internet. Un abrazo a todos y gracias.



LUIS PUJOL TERES

Coordinador de Programa Técnico Científico (CETA/CEDEX).

Mi primer contacto con la revista *Ingeniería Civil* comenzó a finales de la década de los 90, cuando entré en el CEDEX, poco después de doctorarme en Física en la Universidad Autónoma de Barcelona. A pesar de que, todo hay que decirlo, era una revista sin factor de impacto JCR, en ese momento la vi como una plataforma para dar a conocer la labor investigadora que realizaba dentro del CEDEX. De forma que desde 1999 al 2003 publiqué un promedio de 2 artículos por año, esto es, 10 artículos en esos 5 años de intensa labor investigadora.

Posteriormente, cuando me presenté a las oposiciones en este organismo, la revista me sirvió para la elaboración de diversos temas relacionados con las Técnicas Experimentales de aplicación en el estudio de la Obra Pública y los recursos naturales asociados. En ese período me di cuenta de la multitud de disciplinas que se estudiaban y experimentaban en este organismo en sus diferentes Centros. Como anécdota me gustaría comentar que, tal fue el impacto y el interés que me causó que, incluso me matriculé para cursar los estudios de Ingeniería Técnica de Obras Públicas.

Finalmente, siendo ya funcionario de este organismo y en aquellos tiempos que aún se podía contratar personal investigador y becarios de investigación, siempre ofrecí a este personal la posibilidad de publicar para darse a conocer a ellos mismos y su labor investigadora. Y qué mejor foro que la revista *Ingeniería Civil* dentro del CEDEX. Fruto de esa época fueron diversos artículos relacionados con el objeto de su investigación. Espero y deseo que durante muchos años la revista *Ingeniería Civil* pueda seguir nutriéndose de la investigación y de los investigadores que apoyados por distintos grupos de personal configuran este organismo.



JAIME TAMARIT

Exdirector del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria (CEDEX).

La revista *Ingeniería Civil* ha sido para mí un medio de difusión interdisciplinar, muy en consonancia con el trabajo transversal de instrumentación que llevamos a cabo desde el Servicio de Técnicas Físicas y Electrónicas.

Hemos venido publicando en la revista nuestros logros, fruto del trabajo de muchos años en cada uno de los Centros y Laboratorios del CEDEX donde hemos llevado a cabo nuestra labor. El resultado de este trabajo transversal nos granjeó la confianza y la amistad de muchos centros en los que trabajamos desde la base. A través de *Ingeniería Civil* difundimos la modernización de los laboratorios en lo referente a nuestros trabajos.

A menudo fueron los Maestros de Laboratorio los que nos dieron la descripción precisa de las necesidades en instrumentación y control. Por ello quiero mencionar aquí a dos personas que nos complicaron el trabajo y a las que, a pesar de ello, tomé gran cariño y admiración por su gran profesionalidad: Ramón Rodil en el Centro de Transportes y Ramón Campos en el Laboratorio de Geotecnia. Tengo que resaltar aquí nuestro agradecimiento a los directores de los centros, que depositaron en nosotros una gran confianza, dejando en nuestras manos instalaciones de gran complejidad.

El equipo humano del Servicio de Técnicas Físicas, constituido en su mayor parte por mis mejores alumnos de la Escuela de Ingenieros Navales, dio lugar a una actividad internacional que se plasmó en proyectos en ámbitos tan diferentes como la electrónica de potencia y energías alternativas, robótica submarina, tratamiento de residuos nucleares, imanes superconductores, etc. Al final de cada proyecto en cada uno de estos campos, informamos mediante un artículo en la revista, cuya publicación la viví siempre como la recogida de la cosecha después del trabajo.

En nuestra actividad internacional desembocamos en el ámbito ferroviario, que, siendo un transporte guiado, ya no hemos podido abandonar. Con el proyecto EMSET vivimos la construcción de Europa en tiempos de mucha creatividad.

El Servicio de Técnicas Físicas y Electrónicas pasó a llamarse Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria haciendo referencia a su nueva orientación, la revista de *Ingeniería Civil* modernizó su formato adquiriendo un aspecto más luminoso y moderno a pesar de un presupuesto reducido, y yo pasé a ser miembro del consejo de redacción de la revista. Aquí debo felicitar por su labor a Miguel González Portal, Ana García y Leticia Martínez, que con tanta eficacia superaron las dificultades del momento.

Al trascender nuestra actividad del ámbito propio del CEDEX, la Revista de *Ingeniería Civil* se transformó en el cauce de difusión de opiniones técnicas basadas en la actividad de los laboratorios. Las publicaciones, acompasadas en los ámbitos nacional e internacional, han servido para difundir el conocimiento generado, tratando de facilitar una orientación técnica clara en el campo del sistema Europeo de Control-Comando ERTMS.

Quiero destacar que la labor de difusión es un aspecto fundamental de nuestro trabajo, que desgraciadamente se descuida con frecuencia debido al agobio de la carga diaria de tareas. Para superar este vacío, me he sentado a menudo junto a los autores intelectuales de cada innovación para describir su trabajo y publicarlo. Desearía que los grandes especialistas que el CEDEX tiene en todos los campos de la ingeniería dieran la importancia que tiene al esfuerzo de publicar para difundir.

No quiero despedirme sin expresar mi agradecimiento por la confianza y el afecto con que he sido tratado por los miembros del Comité de Dirección de la revista, en las reuniones preparatorias de cada número de ésta.



ENRIQUE DAPENA GARCÍA

Profesor Emérito de la Universidad Politécnica de Madrid. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Comencé a trabajar en el Laboratorio de Geotecnia en enero de 1972, entonces Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, es decir 15 años después de la creación del CEDEX, integrando en este Organismo Autónomo los laboratorios de la Escuela de Caminos cuando ésta pertenecía al Ministerio de Obras Públicas.

A mi llegada, me encontré con un *Boletín Bibliográfico de Ingeniería Civil* que, publicado por el Centro Bibliográfico, recogía reseñas de los artículos más interesantes publicados en revistas extranjeras en todas las ramas de la Ingeniería Civil. Esto permitía estar al día de los trabajos que se realizaban por el mundo en la Ingeniería de Caminos, en todas sus ramas, y en particular en la especialidad de cada uno, en mi caso la Geotecnia.

Por otro lado, existía el *Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo* que recogía, además de algunos de los trabajos del Laboratorio, reseñas de artículos sobre Carreteras y Geotecnia publicados en otros países -en particular en Estados Unidos, Reino Unido y Alemania-, a las que se podrían unir los trabajos que se realizaban en el Laboratorio de Ponts et Chaussées de París (Francia), que se publicaban en el *Bulletin de Liaison* que enviaban directamente a los que trabajábamos en el CEDEX.

El nº 1 del *Boletín del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo* era de Abril de 1960 y publicaba tres artículos: uno sobre Geotecnia y dos sobre pavimentos de carreteras. El objetivo de este Boletín está resumido en dos párrafos de la introducción de aquel primer número: "El poder disponer el Laboratorio, no sólo de una información periódica muy completa, sino también de una extensa de carácter privado, por su relación con centros y colegas extranjeros, nos permite ofrecer a los compañeros un servicio que esperamos sea útil para el mejoramiento de nuestras carreteras". Y "Aparte de los extractos suficientemente amplios de las publicaciones originales, recogeremos en nuestras páginas cuantas sugerencias, comentarios a los resúmenes publicados o informaciones que nos envíen, que consideremos de interés lleguen al conocimiento de los compañeros".

Esta situación se mantiene hasta el año 1987 cuando se crea la revista *Ingeniería Civil*, que sigue la numeración del *Boletín Bibliográfico de Ingeniería Civil*, pero el contenido es similar al del *Boletín del Laboratorio de Carreteras y Geotecnia*, es decir, en *Ingeniería Civil* se publicaban en forma de artículos los trabajos que se realizaban en el CEDEX en particular, pero también en otras instituciones y empresas fuera de la Administración, manteniendo informados a los ingenieros españoles de los trabajos que se estaban ejecutando.

Como ingeniero de Caminos del CEDEX, agradecí la existencia de la revista *Ingeniería Civil*, que me permitió estar al día de los trabajos que se realizaban en obras públicas y edificación, en particular por empresas españolas. Fui también secretario del Comité de Redacción del *Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo* y, una vez creada *Ingeniería Civil* en 1987, vocal del Comité de Redacción de esta última, lo que me permitió conocer el proceso de selección de artículos y las vicisitudes por las que pasa cada uno de los números de la revista.

La revista *Ingeniería Civil* cumple ya 30 años, superando la vida del *Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo* que, cuando es absorbido por *Ingeniería Civil*, llevaba publicándose 26 años. España tiene escasez de revistas en Ingeniería Civil, por lo que hay que agradecer al CEDEX los esfuerzos que hace para mantener esta publicación y tratar de indexarla.

Presas de residuos mineros: causas de fallo y propuestas para evitarlos

Tailings Dams: Causes of Failure and Proposals to Avoid Them

Pablo Reinoso Grau^{1*}, Claudio Olalla Marañón²

Resumen

Dentro de las diferentes tareas que se desarrollan en un proyecto de explotación minera, se encuentra la referente al depósito que se debe construir para los residuos originados en ella, que, pese a ser una de tantas estructuras dentro del proyecto, es muy incidente a la hora de fallar. Su incidencia radica en 3 áreas fundamentales:

- En el medio ambiente que lo rodea.
- En la población cercana al proyecto.
- En los costes involucrados tanto en las tareas de Operación como en las de Reparación.

En este texto se quiere mostrar los aspectos más relevantes del análisis de las diferentes variables que posibilitan esas fallas y las propuestas para evitarlas, que se desarrollan en la tesina presentada en el Master de Mecánica de Suelo e Ingeniería Geotécnica que impartió el CEDEX durante el 2015. Se pretende, así, reforzar y aportar recomendaciones que ayuden a solventar estos problemas.

Palabras clave: Relave Minero, ICOLD, UNEP, ICMM, Sernageomin, Fallas en Relaves Mineros.

Abstract

Among the different tasks carried out in a mining project, there are the ones in regard to the reservoir being built for residues originating in it, and although it is one of many structures within the project, it stands out when failing. Its incidence lies in three key areas:

- *In the environment that surrounds it.*
- *In the population close to the site.*
- *The costs involved in both the operation and repair .*

This text deals with the most relevant aspects of the analysis of the different variables that enable these failures and, also, the proposals to avoid them, all of which was developed in the thesis presented in the Master of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering provided by CEDEX in 2015. Thus, it aims to reinforce and contribute with recommendations to help tackle these problems.

Keywords: Tailings Dam, ICOLD, UNEP, ICMM, Sernageomin, Mineral Tailings Failures.

1. INTRODUCCIÓN

En todo proyecto de extracción minera se originan materiales de residuos los cuales se deben depositar en algún lugar. Debido a esta necesidad es que se originan las Presas de Residuos Mineros (Relave Minero), en cuya estructura se alberga todos los desechos que se producen en los procesos involucrados en la extracción del mineral.

Estas estructuras deben ser diseñadas, ejecutadas y controladas siguiendo la totalidad de los conceptos involucrados en toda presa. Agregando las condicionantes referidas al trabajo específico que tenga el proyecto minero. En el transcurso de los últimos años estas estructuras han presentado diversas fallas que afectan a su entorno medio

ambiental, de salud y urbanístico de los sectores colindantes de ellos.

Con lo anterior, resulta relevante determinar cuáles serían las variables más incidentes que hacen que este tipo de estructura fallen, debido a que conocido el origen, es posible de manera simple, encontrar alternativas de acciones que logren aminorar dichas fallas y con ello las consecuencias involucradas.

Para ello en este estudio se deben repasar las siguientes temáticas:

- Presa de Residuo Minero.
- Fallas recurrentes en una Presa de Residuo Minero y sus consecuencias.
- Variables más incidentes en una falla de Presa de Residuos Mineros.
- Propuestas de Acciones para evitar las fallas en una Presa de Residuos Mineros y sus consecuencias.
- Conclusiones.

* Autor de contacto: pablo.reinoso@cors-ingenieria.es

¹ Ingeniero Civil, alumno de Master CEDEX 2015.

² Doctor ingeniero en Caminos, Tutor Tesina Pablo A. Reinoso Grau en CEDEX 2015.



Figura 1. Ejemplo de Relave en Chile proporcionada por Sernageomin (Servicio Nacional de Geología y Minería en Chile).

1. PRESAS DE RESIDUOS MINEROS

Las presas de relaves se construyen para retener los residuos mineros que se originan de su explotación. Presentan muchas características en común con las presas de terraplén construido para retener depósitos de agua. Mientras que los métodos utilizados para el diseño y la construcción de presas de terraplén puede aplicarse a tranques de relaves, existen algunas diferencias entre los dos tipos:

- En las presas de terraplén sus estructuras se utilizan para almacenar de forma rentable el agua, mientras que en presas de relaves se utilizan para el almacenamiento de residuos no deseados, con un mínimo costo.
- Las presas de terraplén se construyen generalmente a la altura máxima durante un período de construcción, habiendo sido diseñadas y supervisadas en su construcción por ingenieros competentes, apoyados por la normativa presente en los diversos países, por otro lado las modernas presas de relaves son a menudo diseñadas por ingenieros consultores competentes, pero se construyen lentamente en etapas durante muchos años, y con ello las condiciones también pueden cambiar con el tiempo y la supervisión de su construcción puede llegar a ser deficiente.

Desde el punto de vista de los tipos de residuos mineros, estos se pueden clasificar de la siguiente manera:

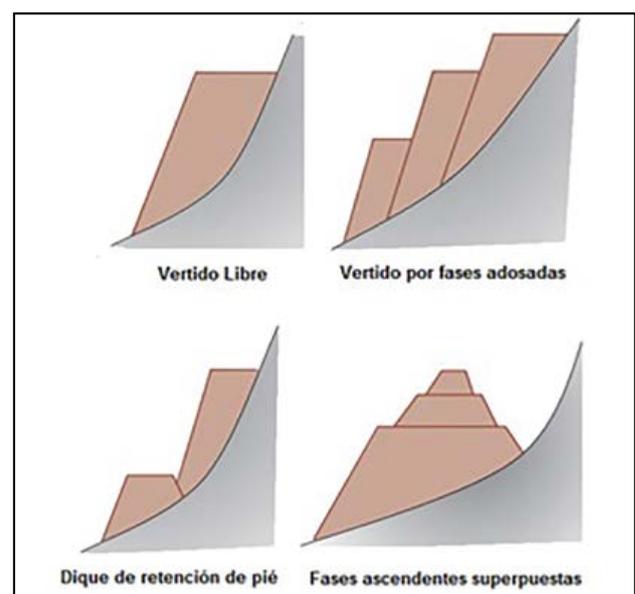
1. Los provenientes estrictamente de la actividad extractiva que por no poseer contenido de mineral valioso no han sido sometidos a ningún proceso de concentración.
2. Los provenientes de los procesos de concentración aplicados a los minerales extraídos.
3. Los provenientes del asentamiento humano.

Si el enfoque es el Proceso Constructivo los relaves mineros se clasifican en:

a) Escombreras:

Es una instalación de residuos mineros construida para el depósito de estos en superficie. En ella se logra el almacenamiento de fragmentos gruesos y medianos, en forma de montón, (adaptado normalmente a la disponibilidad del terreno) y que no presentan por si mismos riesgos de desplazamientos. Se debe mantener en su deposición la pendiente máxima de estabilidad de los materiales durante su colocación para evitar desplazamientos incontrolados y suavizar está pendiente cuando se abandona el almacenamiento definitivamente o este se realiza para un tiempo prolongado. No necesita, normalmente, estructuras de soporte o resistentes con la excepción de aquellos elementos de limpieza y desagüo necesarios. Puede ser necesario, a veces, estructuras de cabeza para aumentar la capacidad de almacenamiento.

A continuación se presentan un esquema de sus diferentes procesos constructivos:

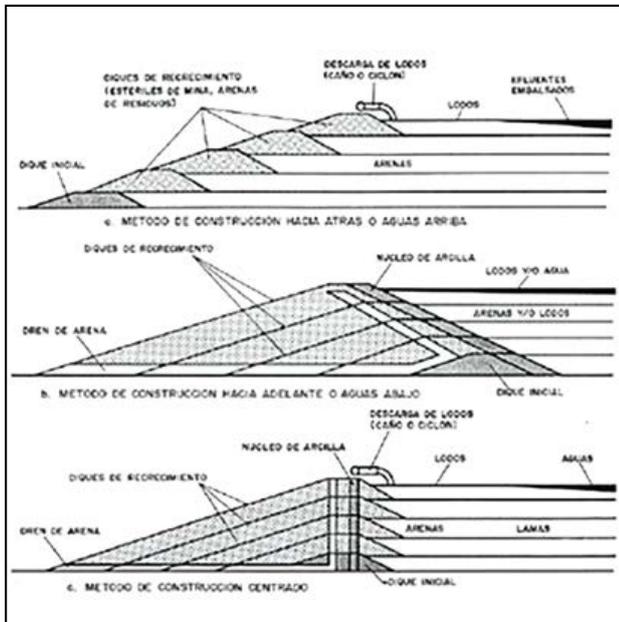


Esquema 1. Tipo de Escombrera según proceso constructivo (obtenido de www.empremin.org.ar).

b) Presas:

Son necesarias para el almacenamiento de arenas y lodos que tienen un comportamiento plástico o semifluido. Los materiales no son estables en montones si no existe un medio de contención. Exigen estructuras o sistemas de vertido controlado para asegurar la estabilidad y el drenaje.

A continuación se presentan un esquema de sus diferentes procesos constructivos:



Esquema 2. Tipo de presa de relave según proceso constructivo (obtenido de texto de la Universidad de Cantabria).

c) Balsa:

Es una instalación de residuos mineros natural o artificial, construida para la eliminación de residuos mineros de grano fino junto con cantidades diversas de agua libre, resultantes del tratamiento y beneficio de recursos minerales y del aclarado y reciclado del agua usada para dicho tratamiento de beneficio.



Figura 2. Tipo de balsa minera (obtenida de imágenes de asturgalicia.net).

2. FALLAS RECURRENTE EN SITIOS DE ACOPIO DE RESIDUOS MINEROS Y SUS CONSECUENCIAS

Para lograr definir las fallas de mayor recurrencia en los sitios de acopio de residuos mineros se ha efectuado un estudio de recopilación de antecedentes enfocado en 4 puntos de revisión específico:

1. Boletín 121 de la ICOLD.
2. Boletín 139 de la ICOLD.
3. Fallas ocurridas en la actualidad.
4. Actividad actual frente a la temática.

A continuación se entregan los antecedentes básicos que se obtienen en las revisiones efectuadas.

2.1. Boletín 121

El Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD), en el año 2001 presentó el Boletín 121: Presas de relaves, riesgo de sucesos peligrosos y las lecciones aprendidas de las experiencias prácticas.

El Boletín ha sido elaborado por el Subcomité británico en tranques de relaves, utilizando con el permiso y el acuerdo, la colección USCOLD de 185 expedientes publicado en 1994, los 26 casos encontrados por los Servicios de investigación Minería para el PNUMA (Programa de Naciones Unidas del Medio Ambiente), publicados en 1996, y 12 ejemplos conocidos por los miembros del Comité de ICOLD. Durante la compilación final de los registros de casos, se encontraron algunas duplicaciones, por lo que el número total se convirtió en 221, los cuales fueron analizados en el boletín.

Este Boletín ha sido revisado tanto por el Comité ICOLD en tranques de relaves y Residuos Lagunas y por el PNUMA. Valiosos comentarios también se han recibido de la Comités Nacionales de ICOLD. Se les da un análisis breve detallando y discutidos en términos generales cada uno de ellos. Las principales causas de estos casos de fallas y los incidentes fueron la falta de control del balance de agua, la falta de control de la construcción y una falta

general de comprensión de las características que controlan la seguridad de las operaciones. Había uno o dos casos de acontecimientos imprevisibles y otros casos causados por inesperadas condiciones climáticas, incluyendo terremotos.

El estudio de los casos que figuran en este boletín puede dar una idea del comportamiento de un tranque de relave. Una evaluación general de las lecciones aprendidas de esta colección de registros de casos se da en los siguientes puntos:

1. A pesar que la comprensión del comportamiento de las presas de terraplén ha mejorado hasta el punto de que pueden ser diseñadas para comportarse correctamente y muchas de las características de diseño se puede aplicar al de tranques de relaves, estas continúan fallando. Durante la década 1979-1989 hubieron 13 fallas. La década anterior, desde 1969 hasta 1979 tenían al menos un fallo todos los años y la década más reciente, 1989-1999 existieron 21 fallos. Hay que destacar, sin embargo, que las fallas pueden ocurrir sin alcanzar el dominio público. Sólo los casos más graves que atraen a los medios de comunicación son los que se publicitan.
2. Se puede argumentar que las fallas se deben a una gestión inadecuada. El arte y la ciencia de la ingeniería geotécnica y la geología, más el detalle en estudios de investigación sobre el comportamiento de las presas de terraplén (De almacenamiento de agua), ha dado a los diseñadores información suficiente para permitir un diseño de presas de relaves en forma segura, pero ello no se aprecia. En muchos otros países, las presas (De almacenamiento de agua) por ley, son continuamente supervisadas para comprobar su comportamiento satisfactorio. A menudo no parece haber ninguna persona responsable en la carga que se ejecuta en las presas de relaves y es más notorio que ellas no se encuentran bien instrumentadas.
3. En muchos países avanzados, como es Estados Unidos, las presas de relaves están diseñadas, construidas y operadas bajo regulaciones similares a la de las presas de almacenamiento de agua. Para estos casos una diferencia entre las dos tipología se refieren a la carga física que se desarrollan en el tiempo, lo que significa 2 áreas de análisis:
 - a) Su Proceso Constructivo.
 - b) El aumento progresivo de carga en la cimentación en el tiempo.
4. La falta de control del régimen hidrológico es uno de las más comunes causas de fallo. De los casos presentados en el boletín 121, la mayoría de los fallos fueron debido al desbordamiento, inestabilidad de laderas, filtraciones y erosión; todo causado por una falta de control del balance de agua dentro de los embalses. El daño por decantación vertical puede ser causada por la consolidación en los relaves y rozamiento negativo que inducen alta carga vertical. El efecto del hielo uniéndose a una torre de decantación puede imponer flexión perjudicial y momentos torsores causados por cambios en el nivel del agua y la fuerza del viento. El aumento en la carga en las al-

cantarillas que pasan debajo de una presa, particularmente cuando la altura se ha aumentado para dar capacidad de diseño anterior, este daño por aplastamiento puede evitar la descarga adecuada, particularmente durante condiciones excepcionales.

5. Condiciones insatisfactorias de la cimentación que no siempre se pueden detectar durante la investigación realizada en la etapa de diseño.
6. A muchas presas de relaves no se les proporcionó un drenaje adecuado y, a menudo, particularmente cuando el registro de propiedades ha cambiado de manos, estos no estaban disponibles.

2.2. Boletín 139

Este boletín fue redactado por una comisión de la ICOLD, conformada por especialistas de 19 países y que tratan sobre las mejoras en la seguridad en presas de relave, sus aspectos críticos en la gestión, diseño, operación y cierre de estas.

Los muchos factores relacionados con la mejora de la seguridad en las presas de relaves fueron presentados por el conjunto de los miembros del comité de expertos de diecinueve países del mundo. El texto fue solicitado por la Comisión Nacional de tranques de relaves de Suecia y recibió aportes de otros países y organizaciones como el PNUMA y el ICMM (Consejo Internacional de Minería y Metales).

Este boletín busca proporcionar una herramienta para los relaves en la industria de las represas, estimulando a la gestión corporativa y una consolidada fuente de referencia y directrices específicas para los administradores, diseñadores y operadores con un fin de aumentar la seguridad de presas de relaves. Los temas que se tratan en este boletín, se resume en los siguientes puntos:

- Es esencial que los parámetros de diseño deben ser plenamente investigados y comprendidos, tanto antes de la puesta en marcha como durante la operación de la presa, a fin de proporcionar un nivel de aseguramiento alto en estas presas. Pruebas regulares de laboratorio respaldado por ensayos in situ deben llevarse a cabo como procedimiento obligatorio.
- Las operaciones de relaves pueden ser constituidas en cuatro fases separadas pero inter-relacionadas. Estas son:
 - Diseño
 - Construcción
 - Operación
 - Cierre o finalización

Cada una de ellas requiere una cuidadosa atención en los temas ambientales.

2.3. Eventos recientes

2.3.1. Almacenamiento de Relaves Mount Polley

Tres terraplenes contiguos limitan el depósito de relaves Monte Polley (Inglaterra). De éstos, el denominado Embankment, donde se produjo el fallo, fue el flanco norte del relave en cuestión.

En el momento fallo, el depósito Monte Polley estaba con permiso del Ministerio de Energía y Minas, para aumentar su cresta por 2,5 metros. El fallo se produjo el 4 de agosto de 2014, a una elevación de cresta 1 metro por debajo de su elevación permitida. Su pérdida de contención fue repentina, con ninguna advertencia. La elevación del estanque registrado a las 6:30 pm del 03 de agosto 2014 fue de 2,3 metros por debajo de la cresta.

A raíz de lo anterior, el Gobierno Inglaterra, a través del Ministerio de Energía y Minas, estableció una investigación de expertos independientes para investigar e informar sobre lo ocurrido.

El proceso de la investigación presento los siguientes pasos:

- Investigar e informar sobre la causa del fallo de la instalación de almacenamiento de relaves que se produjo el 04 de agosto 2014 en la mina de Monte Polley
- Hacer recomendaciones al Gobierno sobre las medidas que podrían adoptarse para asegurarse de que un fallo semejante no ocurra en otros sitios mineros.
- Identificar cualquier técnica, de gestión o de otras prácticas que pueden haber permitido o contribuido al mecanismo(s) de fallo. Esto puede incluir una revisión independiente del diseño, construcción, operación, mantenimiento, vigilancia y regulación de la instalación de almacenamiento de relaves.
- Identificar los cambios que se podrían considerar para reducir el potencial eventos futuros de estas características.

En el informe se concluye que la contribución dominante a la falla reside en el diseño.

El diseño no considero la complejidad del entorno geológico sub-glacial y pre-glacial asociado con el cimiento del terraplén en cuestión. Como resultado de ello, las investigaciones de la fundación y la caracterización del sitio asociado no identificaron una capa continua estratigráfica en la vecindad del fallo, por ende fue imposible reconocer que era susceptible a la inestabilidad sin escurrimiento cuando se someten a las tensiones asociadas con el terraplén.

Además en los detalles de la falla se infiere que fue provocada por la construcción en la zona de escollera aguas abajo una pendiente empinada de 1,3 a 1,0 (Horizontal-vertical). Diferente a una pendiente a 2,0 a 1,0 (Horizontal-vertical), como se propone en el diseño original.

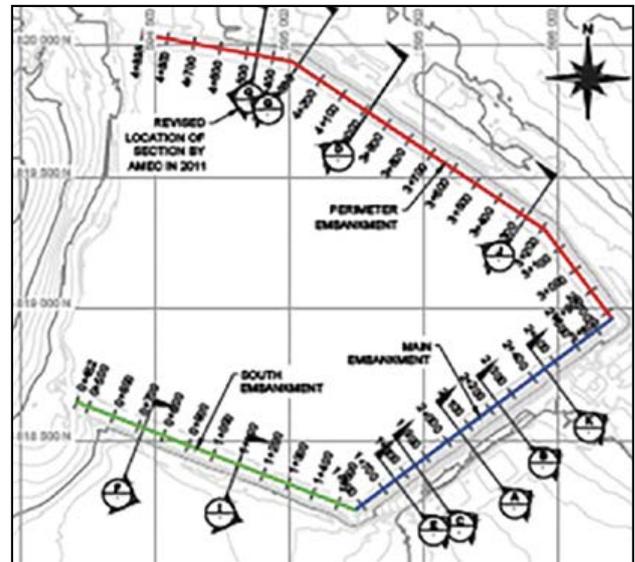


Figura 3. Emplazamiento Relave Minero Mount Polley, Inglaterra (obtenida de "Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach").

Como se ha mencionado anteriormente, el incumplimiento en la presa de relaves de Monte Polley surgió debido al fallo en la fundación del terraplén Norte.

Según el Ministerio de Energía y Minas (MEM) los requisitos para el diseño con respecto a la estabilidad general deben cumplir con las directrices vigentes del país.

La que específica para una presa en construcción y antes del llenado del depósito un factor de seguridad (FS) de 1.3 donde:

$$FS = \frac{\text{Fuerza Disponible}}{\text{Fuerza necesaria para el equilibrio}} \quad [1]$$

Es decir, el diseño requiere una resistencia de reserva por encima de la requerida para mantener el equilibrio y con esta resistencia de reserva, se espera que la estructura se llevará a cabo de una manera segura. Este criterio ha sido aceptado para tranques de relaves durante la construcción, con

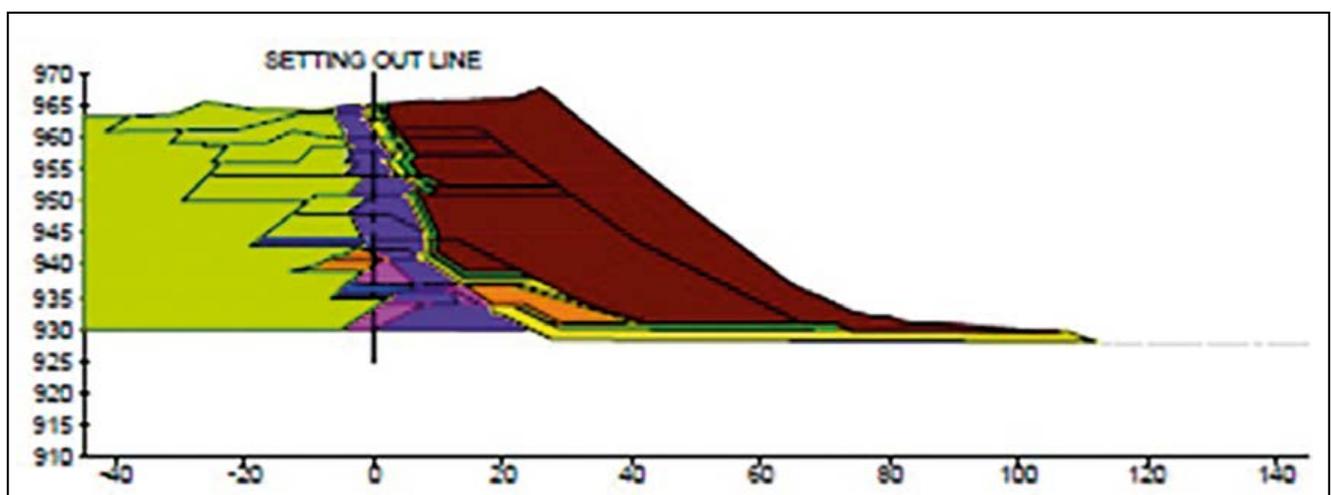


Figura 4. Perfil terraplén que fallo (obtenida de "Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach").

un FS mayores requerido si la presa tiene una larga vida útil después de que se ha llenado.

Muchos modos de fallo potenciales tienen que ser considerados para cumplir con los requisitos que $FS = 1,3$. Es obligación del diseñador, en reconocer los modos de fallo potenciales en la estructura de análisis.

Con lo anterior se adopta un método de análisis apropiado para calcular el FS y se debe asegurar que el $FS \geq 1,3$ durante la construcción de la presa.

En el momento de la Etapa 4 (2006 - 2007), el Ingeniero a cargo había propuesto un diseño para el Embankment con un 2H: 1V, talud de aguas abajo, elevación del núcleo y un filtro con una alineación en paralelo en forma inclinada.

Este diseño se representa en la imagen siguiente. Se adopta una relación de resistencia no drenada de 0,27 y un alto nivel freático. El FS calculado es 1.02., mucho menor que el objetivo de diseño de 1,3.

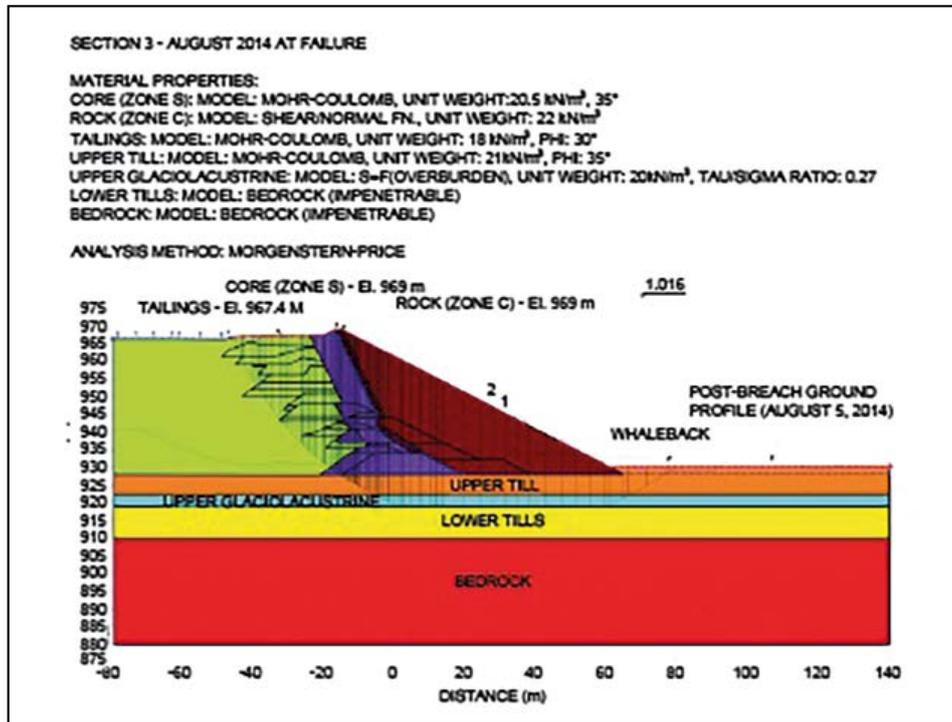


Figura 5. Modelación terraplén que fallo (obtenida de "Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach").

A continuación se presenta una gráfica que evidencia el decrecimiento del factor de seguridad a medida que aumentaba la altura del terraplén.

Tabla 1. Evolución del FS en el tiempo (obtenida de "Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach")

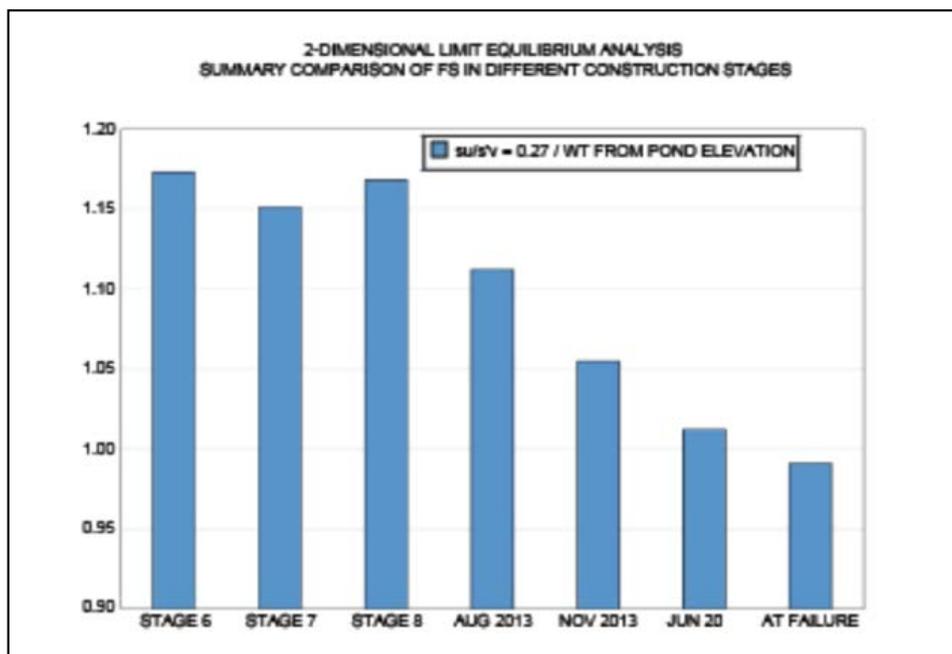




Figura 6. Emplazamiento de Relaves Mineros en la ciudad de Copiapó, Chile (Raimundo Contreras / resumen.cl).

2.3.2. Desastre en Tercera Región en Chile

Durante décadas, diversas organizaciones y comunidades han estado denunciando los graves impactos ambientales y sociales de la industria minera en Chile. Junto a los cauces de los ríos del norte se ubican tanto pueblos y ciudades como también las grandes faenas extractivas. Sus desechos, que incluyen metales pesados como Arsénico, Mercurio, Cadmio, Plomo y Cobre, generan graves problemas de salud en la población. Estos tranques de relaves mineros se depositan “normalmente” en quebradas cercanas a pueblos y ciudades, como se aprecia en la siguiente figura:

El Desierto de Atacama corresponde al desierto más árido del planeta, con precipitaciones en torno a los 4 [mm/año]. La ausencia de vegetación genera laderas inestables donde el material puede ser fácilmente movilizad.

Cuando el martes 24 de Marzo del 2015, comenzaron las lluvias que transformaron el Desierto de Atacama en un lodazal, el peor miedo de la población luego de los aludes era una catástrofe sanitaria debido a la contaminación acumulada durante décadas en los cientos de tranques dispersos por toda la región. En la quebrada del río Copiapó la situación es particularmente grave porque hay muchos relaves abandonados, con poca o nula información acerca de su estado, y que quedan sin siquiera un plan de cierre.

La población se vio expuesta a aguas servidas, animales muertos y restos de relaves mineros. Esta situación se repitió también en la ciudad de La Serena, perteneciente a la cuarta región de Chile.

Existen más de 600 tranques de relave catastrados, de los cuales 214 están activos, 244 inactivos y 143 no presentan información ya que se encuentran abandonados. Cabe destacar que en este contexto, el peligro asociado a la filtración de minerales y elementos hacia las napas subterráneas es constante, ya que casi ningún relave en Chile presenta mallas impermeabilizantes bajo las arenas compactadas en las que se construyen. En ese sentido, la actual situación



Figura 7. Situación de Relaves Mineros en La Tercera Región, Chile (Raimundo Contreras / resumen.cl).



Figura 8. Desastre la Tercera Región, Chile (www.soychile.cl).

de “normalidad” expuesta por las autoridades con respecto a los relaves, es la de una contaminación histórica que ha destinado territorios al sacrificio.

2.3.3. Congreso y reunión del ICOLD en Noruega, Junio del 2015

En este Congreso se trataron diversos temas relacionados con el avance que se tienen en las presas de escolleras en el mundo. Además se consideró en forma especial el tratamiento sobre las presas de relaves, poniendo en conocimientos los últimos avances desarrollados en ellas, demostrando con ello que es un tema vigente para su análisis.

Todos los temas abordados se identificaban con un número de pregunta. Para el caso del tema sobre las presas de relave se identificó como Pregunta 98. En ella se aborda el tema sobre "terraplén y tranques de relaves".

Se desarrollaron 41 artículos de 23 comités nacionales de diferentes países que pertenecen a ICOLD para la pregunta 98. Específicamente para el tema de presas de relave se desarrollaron 9 artículos.

3. VARIABLES MÁS INCIDENTES EN UNA FALLA DE PRESA DE RESIDUOS MINEROS

Al estudiar los antecedentes recopilados en el capítulo anterior se ha establecido las variables que más inciden en el origen de una falla en una represa de relave minero.

Es de suma relevancia llegar a esta etapa, debido a que contando con las variables que afectan en forma directa al riesgo de fallo en una presa de relave se podrán determinar las medidas que logren que dichas variables disminuyan su incidencia.

Cabe destacar que las variables que se detallaran a continuación se han logrado determinar gracias a un análisis histórico en base a lo que ha presentado ICOLD en 2 boletines relevantes en este tema, complementado con 2 casos recientes en donde se evidencia que la problemática persiste a nivel mundial, además de las conclusiones obtenidas para este tema en el último congreso de grandes represas efectuado en Noruega durante Junio del año 2015.

3.1. Boletines 121 y 139 de la ICOLD

La operación hidráulica es un aspecto esencial para la seguridad de las presas de relaves. Los mecanismos de fallas más frecuentes son los siguientes:

- Deslizamientos
- Terremotos
- Sobrepaso
- Tubificación
- Falla de estructuras auxiliares

3.2. Eventos recientes

Dentro de los casos reciente revisados existen variables que se reiteran y que han sido causante de las trágicas consecuencias originadas por la falla. Las más destacadas son:

- Ubicación deficiente de la presa de relave.
- Catastro de presas de relave sin utilidad para evitar los riesgos que pudieran presentar estas.
- Se presentan análisis parciales de la vida útil de la presa.
- Control parcial de la situación general en las presas de relave.
- Contar con responsables incompetente frente al tema.
- No se cuenta con la instrumentación y metodologías necesarias con la tecnología actual correspondiente.

4. PROPUESTAS DE ACCIONES PARA EVITAR LAS FALLAS EN UNA PRESA DE RESIDUOS MINEROS Y SUS CONSECUENCIAS

Siguiendo el proceso lógico de esta investigación, quiere decir:

1. Comenzar con una recopilación de antecedentes referidos a fallas registradas en forma oficial que se han producido en diferentes presas de relave en el mundo.

2. Seguir con la detección de las características que tuvieron dichas fallas. Pasando por un análisis abarcando su causa técnica y las consecuencias correspondientes.
3. Determinar las causas más recurrentes que han afectado que se produzcan dichas fallas.

Ahora queda, contando con los pasos anteriores, determinar procedimientos que apoyen a disminuir la posibilidad de falla. Para ello tendremos 2 grupos de propuestas, la que indica la ICOLD, a través de los boletines publicados y por otro lado las que se originan tras revisar los distintos casos.

4.1. Propuestas de la ICOLD

1. Piezómetros correctamente colocados y tomas de agua de tubos abiertos pueden mostrar los niveles de la superficie freática y dar aviso de las condiciones peligrosamente altas. Siempre se debe prever la posibilidad de desviar el agua y descargar a distancia. Una alternativa de descarga, posiblemente en otro embalse, debe estar siempre disponible. La eliminación de agua del estanque debe ser un proceso continuo e ininterrumpido.
2. Arreglos insatisfactorios a la salida diseñada no deben ser autorizados. Instalaciones de decantación y/o bombas de barcazas de reserva deben estar disponibles para casos de emergencias. Cualquiera de estas instalaciones se deben probar regularmente para asegurar que van a trabajar cuando sea necesario. Las alcantarillas deben ser monitoreadas e inspeccionadas periódicamente para detectar los primeros signos de mal funcionamiento. Todos los embalses y sus presas de retención tienen que ser capaces de resistir a eventos hidrológicos extremos.
3. Se debe realizar mediciones de movimientos en la presa, usando inclinómetros profundos y conocer de las condiciones de presión de poros en los terrenos de cimentación.
4. Es conveniente que la condición de la presa se determine en forma estricta por una inspección del sitio y una completa investigación geotécnica. Cuando existen ausencias del personal competente, la instrumentación puede ser instalada, para que el comportamiento de la presa se pueda observar durante su uso en forma continua.
5. Tener a alguien a cargo de las presas en todo momento, con el apoyo de buena instrumentación y la inspección periódica y revisión deberían ser un requisito mínimo.
6. El costo del seguro contra rotura de las presas de relaves y sus consecuencias debieran ser extremadamente altos, de tal manera las empresas dueñas de ellas se incentiven a un mejor trabajo de diseño, ejecución y control de ellas.
7. Cabe señalar que en diversos lugares en el mundo, un embalse de relave no puede iniciar la operación sin la aprobación previa del ente regulador, que normalmente requieren tanto una revisión técnica interna, así como una opinión pública de los planes de diseño, operación y recuperación para dicho embalse.

8. La capacitación de todo el personal, incluyendo los propietarios de los proyectos es necesario para contar con personal con experiencia y capaces de asumir la responsabilidad para el diseño, construcción, operación y control de la presa de relaves.
9. La monitorización continua del proceso de deposición es esencial durante la vida de la presa. Los resultados del monitoreo puede indicar la necesidad de diseño o modificaciones en la operación.

4.2. Propuestas al revisar los casos ocurridos:

Determinando las causas más recurrentes de fallas detectadas en presas de relaves, se detallan a continuación las acciones generales que apoyaran, según el criterio de este estudio, a la disminución de los efectos producidos:

- Por ser la humedad el parámetro fundamental detectado en el análisis de falla, se recomienda un control, en base a mediciones constantes durante toda la vida de la presa, inclusive después de su cierre. Dentro de este control no pueden faltar las mediciones sobre el nivel freático y el agua capilar presente.
- Se recomienda contar con muro de contención que sirva de barrera pasiva frente a cualquier flujo que se pudiera producir debido a las fallas que se pudieran originar.
- Se debe conocer el comportamiento que tendrán los diversos elementos que componen a una presa durante toda su existencia, por lo tanto, debe ser una exigencia prioritaria contar con estudios de mecánica de suelo en forma constante, o sea, previo, durante y posterior al uso activo de la presa. Además que el fundamento de cualquier decisión deberá ser dichos estudios.
- Es necesario contar con un Sistema de Gestión de Calidad durante la totalidad de la vida útil de la presa de relave, que se pudiera dividir en las siguientes partes:
 - Diseño
 - Construcción
 - Operación
 - Cierre o finalización
- Debe existir un estudio correspondiente para lograr determinar la mejor ubicación que deberá tener la presa de relave, de tal manera exista un equilibrio entre la necesidad de la empresa y los riesgos probables hacia la población y su medio ambiente.
- Debe existir un catastro de presas de relave que se tengan en cada zona determinada y que este sirva para tomar las medidas correspondientes a cada una de ellas según su estado (Ej: Activa, Parada en forma parcial, Parada en forma completa).
- Se debe tener claridad que los estudios profundos que se realicen a la presa de relave debe contar con un análisis para toda la vida útil de la presa, el cual es el fundamento técnico para los diseños correspondientes que se tendrán que asumir.
- Debe existir un responsable competente de las diversas acciones que se adopten referente a la presa de relave, para ello debiera ser ingeniero competente en el área de la geotecnia y con experiencia.

- Es importante que cada control y medida adoptada cuente con la instrumentación y metodologías necesarias con la tecnología actual vigente.

Se propone una listado de chequeo con antecedentes básicos que se debe cumplir en un relave y con el cual se busca reducir las posibles fallas que pueden ocurrir:

Tabla 2. Lista Chequeo para evaluar Relaves Mineros

Item	Detalle	Frecuencia	Puntaje
A)	ANTECEDENTES GENERALES		
A.1	Nombre del Relave	NA	1
A.2	Miñera a quien pertenece	NA	1
A.3	Ubicación	NA	1
A.4	Personal Responsable	NA	1
A.5	Equipo de Trabajo	NA	1
A.6	Naturaleza del relave	NA	1
A.7	Contaminante potenciales en el relave	NA	1
A.8	Tipo de presa de relave	NA	1
A.9	Estudio Geologica	NA	1
A.10	Estudio metereologico	NA	1
A.11	Estudio medio ambiental	NA	1
B	ESTUDIO DE MECANICA DE SUELO		
B.1	Propiedades Geomecanicas	NA	1
B.2	Comportamiento bajo la decantación	NA	1
B.3	Comportamiento bajo la consolidación	NA	1
B.4	Comportamiento bajo el secado	NA	1
B.5	Resistencia al corte	NA	1
B.6	Estabilidad estática	NA	1
B.7	Estabilidad dinámica	NA	1
B.8	Estabilidad Hidrodinámica	NA	1
B.9	Presiones piezometricas	NA	1
C	ESTUDIO DE UBICACIÓN DE LA PRESA DE RELAVE		
C.1	Presentación mejor ubicación	NA	1
D	DISEÑO OPERACIONAL		
D.1	Tecnica de deposición ocupada	NA	1
D.2	Esquemas de plantas y cortes de la presa	NA	1
D.3	Sistemas de Drenaje	NA	1
D.4	Sistema de retorno de agua	NA	1
D.5	Factor de Seguridad	NA	1
D.6	Comportamiento frente a las precipitaciones	NA	1
D.7	Comportamiento frente al sismo	NA	1
D.8	Presencia muro de contención	NA	1
E	CONTROLES		
E.1	Validación del Estudio de Mecanica de Suelo Original	Cada 3 meses	1
E.2	Ubicación del Nivel Freatico	Cada 1 semana	1
E.3	Presion Intersticial	Diario	1
E.4	Revisión Instalaciones	Diario	1
E.5	Rendimiento de material vertido	Diario	1
E.6	Altura de la presa	Cada 1 semana	1
E.7	Mantenimiento	Cada 1 semana	1
E.8	Contaminantes presentes en el relave	Cada 1 semana	1
E.9	Agua subterranea	Cada 2 semanas	1
E.10	Quimico del agua subterranea	Cada 2 semanas	1
E.11	Polvo en el entorno	Cada 2 semanas	1
D	CIERRE DEL RELAVE		
D.1	Procedimiento de cierre	NA	1
E	SISTEMAS DE GESTIÓN		
E.1	Calidad	NA	1
E.2	Seguridad	NA	1
E.3	Medio Ambiente	NA	1
F	CAPACITACIONES		
F.1	Dirección	Cada 3 meses	1
F.2	Jefatura	Cada 3 meses	1
F.3	Operación	Cada 3 meses	1
F.4	Población	Cada 3 meses	1
G	AUDITORIAS EXTERNAS		
G.1	Inspecciones	Cada 6 meses	1
			49
		Firma Responsable	
		(CARGO)	
		Nombre	
0	No presenta		
1	Lo presenta		
		Puntaje	Recomendación
		49	OBTIENE LA AUTORIZACIÓN PARA SU OPERACIÓN

5. CONCLUSIONES

a) Fue necesario determinar las fallas típicas que se presentan normalmente en una presa de residuos mineros. Para ello se efectuó un estado del arte en donde se recopilaron antecedentes en la siguiente documentación técnica:

- a) Boletín 121 de la ICOLD
- b) Boletín 139 de la ICOLD
- c) Eventos recientes como:
 1. Falla en presa de relave en Inglaterra, durante el 2014.
 2. Desastre a consecuencia de fallas en presas de relaves mineros en Chile, durante el 2015.
 3. El último congreso de grandes presas desarrollado en noruega, durante el 2015, en donde se trató el tema sobre las presas de relave minero.

Se logra visualizar las fallas más recurrentes que se poseen en estas estructuras en base al catastro efectuado por la ICOLD en base a los boletines 121 y 139.

A los 221 casos tratados en el Boletín 121 se les da un análisis breve detallando y se discuten en términos generales cada uno de ellos. Se logra determinar que las principales causas de estos casos de fallas y los incidentes debidos a ellas fueron los siguientes:

- Falta de un control del balance de agua.
- Falta de control en la construcción.
- Falta general de comprender las características que controlan la seguridad en las operaciones efectuadas en estas presas.
- Falta de previsión frente a acontecimientos imprevisibles como los causados por inesperada condiciones climáticas, incluyendo los movimientos sísmicos.

Se resalta que las operaciones en las presas de relaves pueden ser consideradas en cuatro fases, estas son:

- Diseño
- Construcción
- Operación
- Cierre o finalización

En resumen, el Boletín 139 se debiera considerar como el texto base para implementar un Sistema de Gestión Integral (Calidad, Seguridad y Medio Ambiente), que debe poseer toda presa de relave minero.

Al encontrar casos actuales como el ocurrido en la presa de relave Mount Polley (Inglaterra) durante el año 2014 y la situación de catástrofe en la tercera región de Chile durante las precipitaciones ocurridas en Marzo del año 2015, evidencian que a pesar que existen las nociones técnicas para avanzar en la disminución de las fallas en este tipo de estructura, actualmente no se logran reducir estos casos en todo el mundo, ya que se repiten deficiencias como se señalan a continuación:

- Estudio de Mecánica de Suelos incompleto, lo que origina una entrega de antecedentes deficientes del sector de emplazamiento y del entorno del proyecto de presa.

- No se respeta el diseño original y se toman medidas sin ningún fundamento técnico para su desarrollo.
- A pesar de contar con un control continuo del comportamiento de estas presas no existe el personal idóneo para su adecuada interpretación.
- No existen los estudios básicos, como es el de encontrar el mejor sitio de emplazamiento, que respaldan la ejecución de estos proyectos.
- A pesar de contar con la identificación de las presas, no se efectúan procedimientos correspondientes para evitar las consecuencias, que pueden resultar trágicas, ya sea para el ser humano como el medio ambiente.

Se entrega la siguiente estadística, como un ejemplo de evidencia de lo detallado anteriormente, en Chile se poseen los siguientes datos actualizados:

Tabla 3. Análisis ultimo catastro efectuado en Chile sobre presas de relaves mineros (Sernageomin)

Detalle	Cantidad	%
S/I	39	6
NO ACTIVO	356	55
ACTIVO	161	25
ABANDONADO	95	15
TOTAL	651	

Se debe evitar que a pesar que se tenga el conocimiento que existe más de la mitad de los relaves existentes en un país, no existan medidas concretas para evitar desgracias humanas y medio ambientales.

El tema de la situación de las presas de relave en el mundo se encuentra en plena vigencia. Lo anterior lo demuestra lo tratado en el último congreso de grandes presas efectuado en Noruega en el presente año. En él se destacan puntos que ya, a esta altura parecen reiterativos, pero que se siguen recomendando debido a que siguen en aumento los fallos que se producen en este tipo de estructura. Debido a la complejidad de la estructura, a la incertidumbre de los materiales utilizados, la variación continua del estado de los materiales en su operación y las consecuencias claras sobre la vida y el entorno de las personas, las presas de relaves son un tipo de proyecto geotécnico con riesgos altísimos. Por lo tanto la evaluación de la seguridad con la herramienta de análisis de riesgos proporcionará a los responsables de estas presas la posibilidad de anticipar y abordar los principales problemas de seguridad. Un funcionamiento seguro en las presas de relaves podría lograrse mediante la comprensión adecuada de los riesgos potenciales, como son:

- Las medidas de intervención constructivas.
- Vigilancia adecuada.
- Regulaciones estrictas.

b) Al efectuar un seguimiento de los casos detectados de fallas en el mundo en las presas de relave minero se ha logrado visualizar las fallas más recurrentes y con ellas se determinan las variables más incidentes que afectan al origen de ellas.

En general se puede decir que una mayor humedad de los relaves implica menor estabilidad, mayor probabilidad de rotura y peores consecuencias de la rotura.

También es conveniente prestar atención a las siguientes variables:

- Ubicación eficiente de la presa de relave.
- Catastro adecuado de presas de relave que tengan una utilidad concreta para evitar los riesgos que pudieran presentar estas.
- Presentación de análisis parciales durante la vida útil de la presa.
- Control parcial de la situación general en las presas de relave.
- Presencia de responsables competentes.
- Contar con la instrumentación y metodologías necesarias con la tecnología actual correspondiente.

c) Ya conociendo las variables incidentes, se logran determinar las acciones para minimizar las acciones de estas, como son las siguientes:

- Controlar la humedad en base a mediciones constantes durante la vida útil de la presa, inclusive después de su cierre. Dentro de este control no pueden faltar las mediciones sobre el nivel freático y el agua capilar presente.
- Contar con muro de contención que sirva de barrera pasiva frente a cualquier flujo que se pudiera producir debido a fallas originadas en la presa de relave.
- Conocer el comportamiento que tendrán los diversos elementos que componen a una presa durante toda su existencia. Debe ser una exigencia prioritaria contar con estudios de mecánica de suelo en forma constante, o sea, previo, durante y posterior al uso activo de la presa.
- Contar con un Sistema de Gestión de Calidad durante toda la vida útil de la presa de relave, que se puede dividir en las siguientes partes:
 - Diseño
 - Construcción
 - Operación
 - Cierre o finalización
- Contar con un estudio para lograr determinar la mejor ubicación que deberá tener la presa de relave.
- Hacer un catastro de presas de relave que se tengan en cada zona determinada y que este sirva para tomar las medidas correspondientes a cada una de ellas según su estado (Ej: Activa, Parada en forma parcial, Parada en forma completa).
- Cada diseño que se realice a la presa debe contar con fundamentos técnicos basados en estudios profundos y específicos de lo que se requiera.
- Debe existir un responsable competente de las diversas acciones que se adopten referente a la presa de relave.
- Cada control y medida adoptada cuente con la instrumentación y metodologías necesarias con la tecnología actual vigente.

d) Como un aporte en el apoyo a la ejecución de estas acciones generales planteadas, se ha diseñado una Lista de Chequeo Básico, que debiera ser una herramienta para la aprobación del funcionamiento del relave por la entidad competente de cada país (Su formato se puede apreciar en la tabla 3 del presente informe).

6. BIBLIOGRAFÍA

Alonso E.E., y Gens, A. (2006). Aznalcóllar dam failure. Part 1: Field observations and material properties. *Géotechnique*, Vol. 56, nº 3, pp. 165–183.

ANCOLD (1999). *Guidelines on Tailings Dam Design, Construction and Operation*. Australian National Committee on Large Dams.

Bishop, A.W. (1972). *Discussion. Colliery Spoil Tips - After Aberfan*. Part 2; Proc. Instn Civ. Engrs, London, pp. 687-694.

Bishop, A.W. (1973). The stability of tips and spoil heaps. *Quarterly Journal of Engineering Geology*. Vol. 6, nº 3 y 4, pp. 335-376.

Casagrande, A. (1965). Role of the Calculated Risk in Earthwork and Foundation Engineering. Terzaghi Lecture. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. Vol. 91, nº 4, pp. 1-40.

Casagrande, A. (1971). On liquefaction phenomena. Reported by Green and Ferguson. *Géotechnique*. Vol. 21, nº 3, pp. 197-202.

Casagrande, A., y MacIver, B.N. (1970). Design and construction of tailings dams. *Proceedings, Symposium on Stability in Open Pit Mining, Vancouver*.

Chalkley, M., Kerr, T., Parfitt, M., y Greenaway, G. (2002). Rehabilitation of the acid leach tailings facility at Moa Nickel in Cuba. CDA (2002). *Annual Conference, Victoria, BC, Canada*.

Fourie, A.B. (2003). A review of catastrophic flow failures of deposits of mine waste and municipal refuse. *Int. Workshop On Occurrence And Mechanisms Of Flow In Natural Slopes And Earthfills, Sorrento, Italia*.

García, C. (2004). *Impacto y riesgo ambiental de los residuos minero-metalúrgicos de la Sierra de Cartagena-La Unión (Murcia-España)*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cartagena (Murcia).

Harder, L.F., y Stewart, J.P. (1996). Failure of Tapo Canyon Tailings Dam. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE. Vol. 10, nº 3, pp. 109-114. ICOLD (2001).

ICME/Sida/UNEP (1997). *Proceedings of International Workshop on Managing the Risks of Tailings Disposal. Stockholm 22nd-23rd May*. Toronto (Canadá): International Council on Metals and the Environment.

ICOLD (1996). Tailings Dams and the Environment – Review and recommendations. Bulletin 103. París (Francia): the International Commission on Large Dams.

ICOLD (1996). Monitoring of Tailings Dams – Review and recommendations. Bulletin 104. París (Francia): the International Commission on Large Dams.

ICOLD (1996). *A Guide to Tailings Dams and Impoundments: Design, construction, use and rehabilitation*. Bulletin 106, París (Francia): the International Commission on Large Dams.

ICOLD (2001). *Tailing dams. Risk of dangerous occurrences. Lessons learnt from practical experiences*. Bulletin 121. París (Francia): the International Commission on Large Dams.

ICOLD (2013). *Erosión interna de presas, diques y diques existentes y sus bases*. Boletín 164: París (Francia): the International Commission on Large Dams.

Lambe, T.W., y Whitman, R.V. (1979). *Soil Mechanics, SI version*. Nueva York (EE UU): Pub Wiley & Sons.

Oldecop, L., Zabala, F., Rodríguez, R.L., y Garino, L. (2008). Funcionamiento hidráulico, estabilidad y mecanismos de rotura de presas de relaves mineros. Comité Argentino de Presas. *V Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos, Tucumán (Argentina)*.

Peck, R.B. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. 9th Rankine Lecture. *Géotechnique*. Vol. 19, nº 2, pp. 171-187.

Rodríguez, R. (2002). *Estudio experimental de flujo y transporte de cromo, níquel y manganeso en residuos de la zona minera de Moa (Cuba): influencia del comportamiento hidromecánico*. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya (Barcelona).

Skempton, A.W., y Coats, D.J. (1985). Carsington dam failure. *Proc. Instn Civ. Engrs Symposium on Failures in Earthworks, London*, pp. 203-220.

UNEP/ICME (1999). *Proceedings of the Workshop on Risk Management and Contingency Planning in the Management of Mine Tailings, Buenos Aires, Argentina*. Paris (Francia): International Council on Metals and the Environment, Canada, and United Nations Environmental Programme.

USCOLD (1994). Tailings Dam Incidents. United States Committee on Large Dams. USCOLD, Denver/Colorado (EE UU).

Wagener, F. (1997). The Merriespruit slimes dam failure – Overview and lessons learnt. *SAICE Journal*, Vol. 39, nº 3, pp. 11-15.

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



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

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas



Innovar está en nuestros genes

En Repsol, la innovación forma parte de nuestra esencia. Por eso, en el Centro de Tecnología Repsol dedicamos todo nuestro esfuerzo a la investigación y desarrollo de asfaltos que hacen nuestras carreteras más seguras, eficientes y sostenibles.



REPSOL

Inventemos el futuro

Carreteras

Líneas de actividad

Diseño de firmes sostenibles

Apoyo a la conservación, mantenimiento y explotación de carreteras

Caracterización de materiales para firmes de carreteras

Materiales para puentes y otras estructuras

Medio ambiente

.....

Fields of Activity

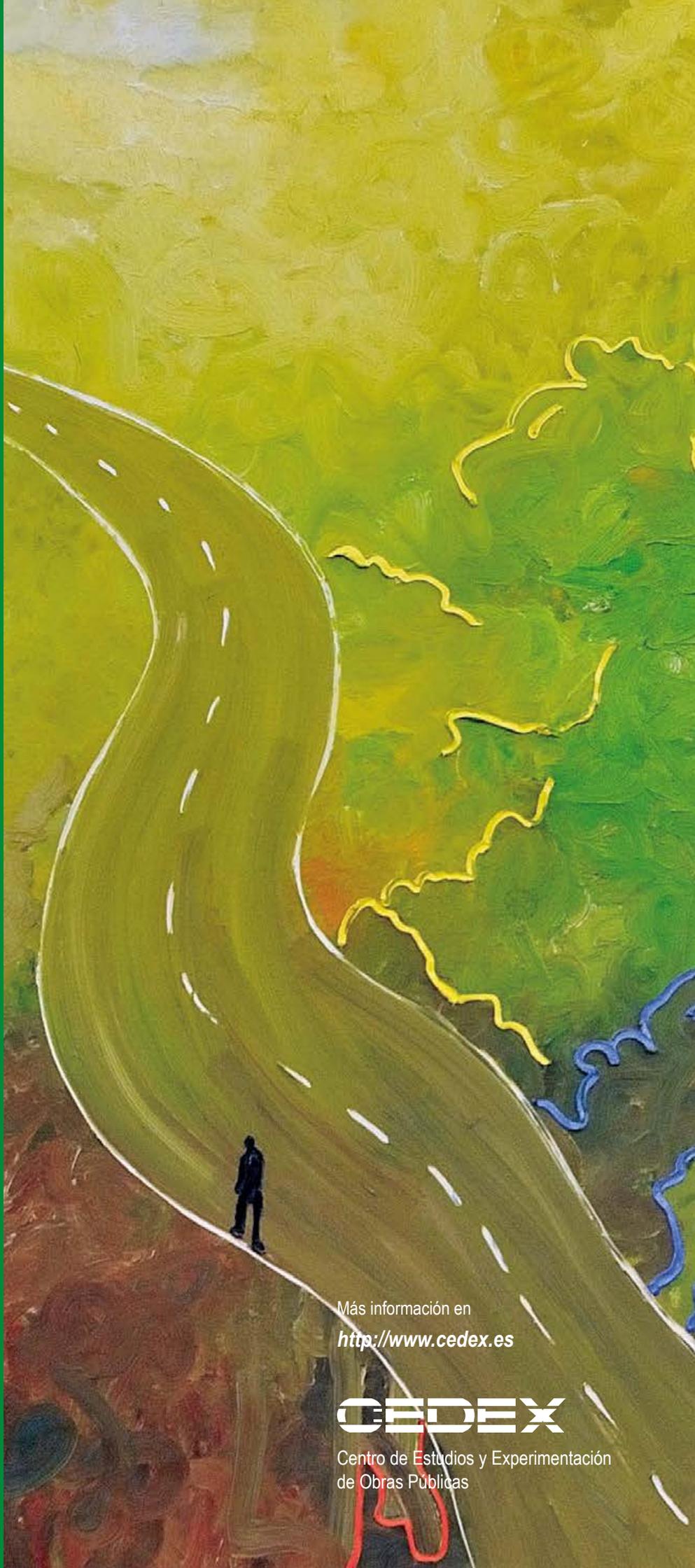
Design of Sustainable Road Pavements

Technical Assistance in the Fields of Road Conservation, Maintenance and Operation

Characterization of Materials for Road Pavements

Materials for Bridges and other Structures

Environment



Aproximación del análisis del ciclo de vida (acv) y del coste del ciclo de vida (CCV) al caso particular de los firmes de carretera

Approach from a Life Cycle Analysis and Life Cycle Cost Analysis Prospective to the Particular Case of Road Pavements

Marcos Perelli¹, Laura Parra Ruiz^{1*}

Resumen

Los **Análisis de Ciclo de Vida (ACV)** y de **Coste de Ciclo de Vida (CCV)** son herramientas de evaluación que permiten comparar varias opciones o alternativas de un «bien» (producto, tecnología, obra, servicio, suministro, etc.) para seleccionar la más conveniente desde el punto de vista medioambiental o económico, respectivamente. Su aplicación al caso concreto de la construcción y mantenimiento de carreteras no es sencilla, por ser esta infraestructura un producto singular y complejo, cuyos impactos (sociales, económicos y ambientales) afectan a zonas muy amplias. Cabe por ello hacer una primera aproximación al ACV y al CCV de las carreteras a través del estudio de sus firmes. Para ello, se exponen en el presente artículo los principales aspectos que se deben tener en cuenta, así como las limitaciones existentes, las posibilidades de aplicación de ambas técnicas, entre las que destacan el etiquetado ambiental de productos y la compra pública verde, y los nuevos retos y oportunidades que se presentan en el campo de la ingeniería civil.

Palabras clave: Análisis de Ciclo de Vida (ACV), Coste de Ciclo de Vida (CCV), Carreteras, Firmes.

Abstract

Life Cycle Assessment (LCA) and Life Cycle Costing (LCC) are assessment practices that allow the comparison of several options or alternatives of a «good» (product, technology, work, service, etc.), in order to select the most advantageous one from an environmental or economic point of view. When focusing in road construction and maintenance some difficulties arise due to their complexity and singularity. Furthermore, road impacts (social, economic and environmental) can affect very wide territories. It is therefore advisable to make a first approach studying road pavements and, accordingly, this paper presents the main aspects to be taken into consideration, together with the existing shortcomings, potential uses of these tools like product environmental labelling or green public procurement, and the new challenges and opportunities that arise in the field of civil engineering.

Keywords: Life Cycle Assessment (LCA), Life Cycle Costing (LCC), Roads, Pavements.

1. EL ANÁLISIS DE CICLO DE VIDA Y DE COSTE DE CICLO DE VIDA

Los **Análisis de Ciclo de Vida (ACV)**; por sus siglas en inglés, *LCA, Life Cycle Assessment*) y de **Coste de Ciclo de Vida (CCV)**; por sus siglas en inglés, *LCC, Life Cycle Costing*) son herramientas de evaluación que permiten comparar varias opciones o alternativas de un «bien» (producto, tecnología, obra, servicio, suministro, etc.) para seleccionar la más conveniente desde el punto de vista medioambiental o económico, respectivamente; aunque también se pueden aplicar de forma individualizada.

La Directiva Europea 2014/24/UE sobre Contratación Pública establece como definición de «**Ciclo de Vida**» (CV; por sus siglas en inglés, *LC, Life Cycle*) la siguiente: “todas las fases consecutivas o interrelacionadas, incluidos la investigación y el desarrollo que hayan de llevarse a cabo, la producción, la comercialización y

sus condiciones, el transporte, la utilización y el mantenimiento, a lo largo de la existencia de un producto, una obra o la prestación de un servicio, desde la adquisición de materias primas o la generación de recursos hasta la eliminación, el desmantelamiento y el fin de un servicio o de una utilización”. Esta noción de CV pretende abarcar todas las fases del bien, desde la extracción y procesamiento de las materias primas, la producción, comercialización, transporte, uso y mantenimiento, hasta la gestión última cuando llega al fin de su vida útil (figura 1).

1.1. El análisis de ciclo de vida

1.1.1. Definición

El **ACV** se define como “un proceso objetivo para evaluar las cargas ambientales asociadas a un producto, proceso o actividad, identificando y cuantificando el uso de materia y energía y los vertidos al entorno, para determinar su impacto

* Autor de contacto: laura.parra@cedex.es

¹ Ingeniero de Caminos. Centro de Estudios del Transporte (CET/CEDEX).

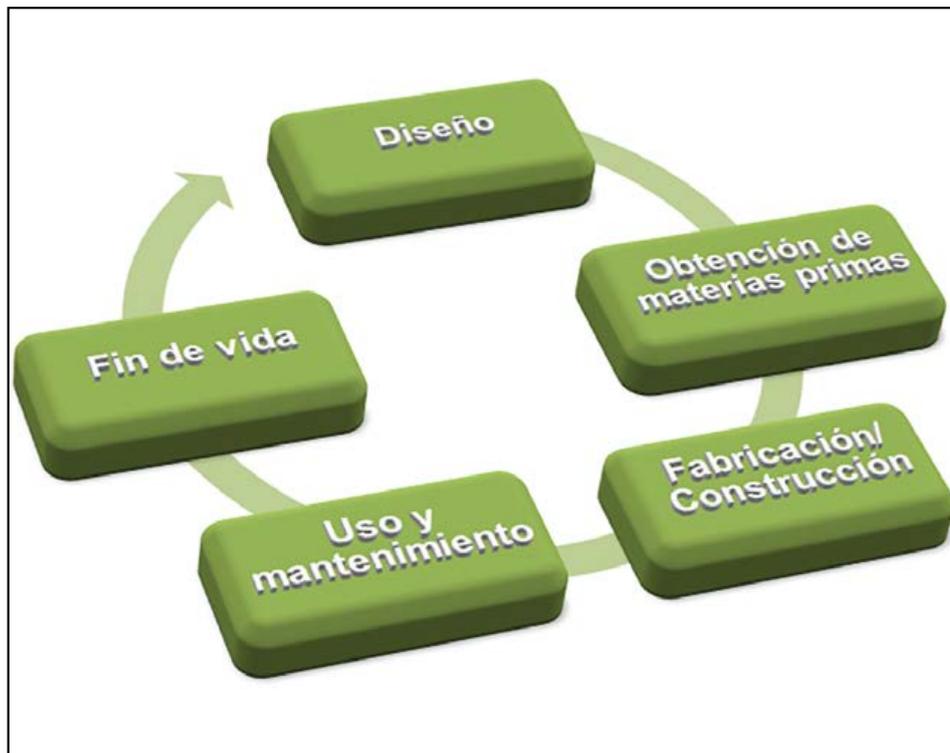


Figura 1. Fases principales del CV de un bien o producto.

en el medioambiente y para evaluar y poner en práctica estrategias de mejora ambiental” (SETAC¹).

Por otro lado, según consta en la ISO 14040, el ACV es la “recopilación y evaluación de las *entradas*, las *salidas* y los *impactos ambientales potenciales* de un sistema del producto a través de su ciclo de vida”.

De una forma simplificada, se podría decir entonces, que un ACV consistiría en determinar los siguientes aspectos, en cada proceso y fase del sistema (figura 2):

- Las entradas (*inputs*): se refiere fundamentalmente al uso de recursos y materias primas, al transporte necesario, a la energía (electricidad, combustibles u otros), etc.
- Las salidas (*outputs*): entendiéndose como tales a las emisiones al aire, al agua y al suelo, así como los residuos y los subproductos que resulten.
- Los impactos ambientales potenciales: vienen determinados por la «suma» de todas las entradas de materia y energía (*inputs*) y de las salidas de residuos y emisiones (*outputs*).

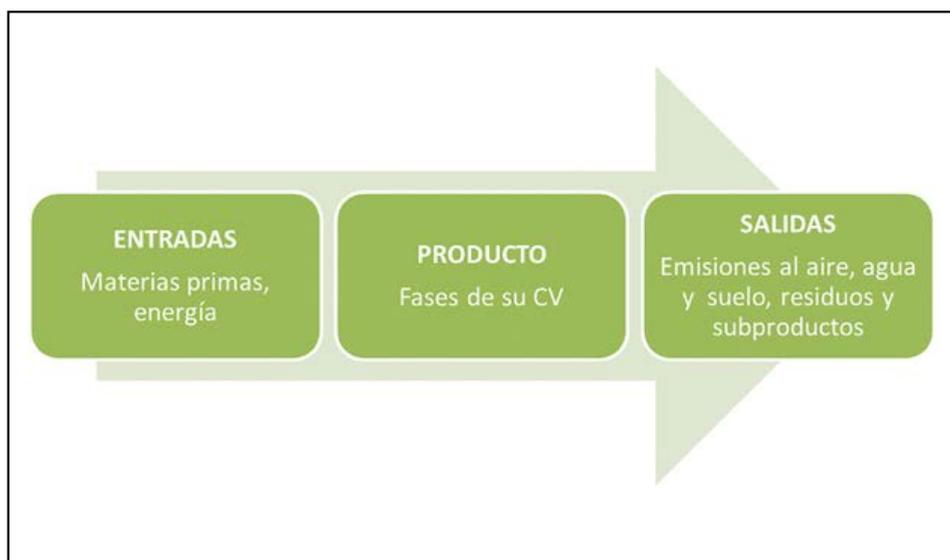


Figura 2. El ACV como sistema integral.

¹ SETAC (Society of Environmental Toxicology and Chemistry): es una fundación internacional sin ánimo de lucro, cuyo principal objetivo es desarrollar la metodología y los criterios de ACV.

Estos impactos ambientales potenciales, directamente atribuibles a un bien, a lo largo de todo su ciclo de vida, se identifican y cuantifican conforme a un conjunto sistemático y ordenado de procedimientos: compilación de un inventario de entradas y salidas del sistema; evaluación de los impactos ambientales potenciales asociados a estas entradas y salidas e interpretación de los resultados de las fases de inventario y de impacto con relación a los objetivos del estudio.

1.1.2. Marco normativo

Las normas sobre ACV actualmente vigentes, han sido desarrolladas y emitidas por ISO dentro de la serie 14040. Asimismo, la mayoría han sido incorporadas por AENOR a la normativa española. Las principales son las dos siguientes:

- a) UNE-EN ISO 14040:2006. “Gestión Ambiental – Análisis de Ciclo de Vida – Principios y marco de referencia”. Equivalente a la ISO 14040:2006 y revisada por ISO en 2010.

Especifica el marco general, principios y necesidades básicas para realizar un estudio de ACV. Define el ACV como una técnica para evaluar los aspectos medioambientales y potenciales impactos asociados con un producto o proceso. También establece sus objetivos y fases e incluye una visión general de la práctica, aplicaciones y limitaciones del ACV en relación a un amplio rango de usuarios potenciales, incluyendo aquellos con un conocimiento limitado sobre el ACV.

- b) UNE-EN ISO 14044:2006. “Gestión ambiental – Análisis de ciclo de vida - Requisitos y directrices”. Equivalente a la ISO 14044:2006 y revisada por ISO en 2010.

Establece los requisitos y proporciona la metodología para efectuar el ACV, mediante:

- La definición del objetivo y el alcance del ACV.
- La fase de análisis del inventario del ciclo de vida (ICV).
- La fase de evaluación del impacto del ciclo de vida (EICV).
- La fase de interpretación del ciclo de vida.
- El informe y la revisión crítica del ACV.
- Las limitaciones del ACV.
- La relación entre las fases del ACV.
- Las condiciones de uso de juicios de valor y de elementos opcionales.

No es obligatorio realizar un ACV conforme a estas dos normas. No obstante, si un estudio se desvía de sus contenidos no se podrá afirmar entonces que el ACV se ha realizado de acuerdo con ellas, siendo entonces más complicado convencer a terceros (clientes, agentes implicados, etc.) de la fiabilidad y consistencia de los resultados obtenidos.

1.1.3. Metodología para la realización de un ACV

De acuerdo con la normativa UNE-EN ISO ya mencionada anteriormente, un ACV consta de las siguientes cuatro etapas o fases, perfectamente identificables:

a) Definición del objetivo, alcance y límites del sistema

Esta primera fase es fundamental ya que es la que constituye el marco en el que se va a realizar el estudio. Se debe dar respuesta, entre otras, a las siguientes preguntas: ¿cuál es el objetivo del estudio?, ¿cuál es el alcance, de acuerdo con los límites del sistema?, ¿a qué público va dirigido?, ¿cuál es su aplicación prevista?

Estas cuestiones, que afloran ya en esta primera etapa, son aspectos claves en el desarrollo del estudio. Por ejemplo, el término Unidad Funcional (UF) ya que es la medida relevante del sistema y a la que irán referidos todos los datos del sistema. También lo es el establecimiento de los límites del sistema, ya que implica definir los procesos que se van a incluir en el sistema, en función de los objetivos del estudio. Deberán darse, por tanto, razones detalladas que justifiquen la elección de esos límites. Igualmente, se deben definir los flujos dentro del CV, la calidad exigida a los datos y los parámetros tecnológicos y de evaluación.

b) Análisis de Inventario del Ciclo de Vida (ICV)

Consiste en la elaboración de un inventario de los datos de entrada y salida en el sistema estudiado. En esta etapa se recogen los datos correspondientes a las entradas y salidas para todos los procesos del sistema: las materias primas, el agua, la energía, las emisiones, los vertidos y residuos, etc.

Hay dos aspectos relevantes en esta fase. Por un lado, los datos han de ser validados y perfectamente documentados para garantizar su trazabilidad. Así mismo, todos los cálculos para su vinculación a la UF deben estar justificados. Por otro lado, deben también quedar claras las reglas de asignación, las cuales vinculan los impactos a un sistema determinado. No obstante, conviene destacar que, de acuerdo a la norma, siempre que sea posible debe evitarse la asignación.

c) Evaluación de impacto del Ciclo de Vida (EICV)

En esta etapa hay que distinguir tres aspectos fundamentales:

- Las categorías de impacto: representan los impactos ambientales que se consideran de interés; es decir, aquellos de los cuales se desean obtener resultados. Existe multitud de categorías de impacto ambiental y la selección de unas u otras dependerá del objetivo, del destinatario y del nivel de exactitud de los resultados requeridos. A modo orientativo, en la tabla 1 se indican las principales categorías de impacto ambiental contempladas por la SETAC.
- El Indicador de categoría o Ecoindicador: es la medida cuantitativa o unidad de referencia establecida para cada categoría de impacto ambiental (por ejemplo, kg CO₂eq para la categoría de Calentamiento Global) a la que representa.
- El modelo de caracterización: describe la metodología utilizada para convertir los datos del ICV en indicadores de categoría.

Una vez aclarados los tres conceptos anteriores, se puede pasar a explicar lo que se hace en esta tercera

Tabla 1. Principales categorías de impacto ambiental contempladas por la SETAC

CATEGORIA DE IMPACTO AMBIENTAL		UNIDAD DE REFERENCIA (ECOINDICADOR)	FACTOR DE CARACTERIZACION
CALENTAMIENTO GLOBAL	Fenómeno observado en las medidas de la temperatura que muestra en promedio un aumento en la temperatura de la atmósfera terrestre y de los océanos en las últimas décadas.	Kg. Eq CO ₂ (CO ₂ eq)	Potencial de Calentamiento Global (PCG)
CONSUMO DE RECURSOS ENERGÉTICOS	Energía consumida en la obtención de las materias primas, fabricación, distribución, uso y fin de vida del elemento analizado.	MJ	Cantidad consumida
REDUCCIÓN DE LA CAPA DE OZONO	Efectos negativos sobre la capacidad de protección frente a las radiaciones ultravioletas solares de la capa de ozono atmosférica.	Kg. Eq. CFC-11	Potencial de Agotamiento de la Capa de Ozono (PAO)
EUTROFIZACIÓN	Crecimiento excesivo de la población de algas originado por el enriquecimiento artificial de las aguas de ríos y embalses como consecuencia del empleo masivo de fertilizantes y detergentes que provoca un alto consumo del oxígeno del agua.	Kg. Eq. NO ₃	Potencial de Eutrofización (PE)
ACIDIFICACIÓN	Pérdida de la capacidad neutralizante del suelo y del agua, como consecuencia del retorno a la superficie de la tierra, en forma de ácidos, de los óxidos de azufre y nitrógeno descargados a la atmósfera.	Kg. Eq SO ₂	Potencial de Acidificación (PA)
CONSUMO DE MATERIAS PRIMAS	Consumo de materiales extraídos de la naturaleza.	Tm	Cantidad consumida
FORMACIÓN DE OXIDANTES FOTOQUÍMICOS	Formación de los precursores que dan lugar a la contaminación fotoquímica. La luz solar incide sobre dichos precursores, provocando la formación de una serie de compuestos conocidos como oxidantes fotoquímicos (el ozono-O ₃ es el más importante por su abundancia y toxicidad).	Kg. Eq. C ₂ H ₄	Potencial de Formación de Oxidantes Fotoquímicos (PFOF)

etapa (EICV), que consiste en traducir los resultados de la etapa anterior (ICV) a **potenciales impactos medioambientales**. Para ello, la norma establece una serie de «subetapas» de carácter obligatorio:

1. Elección de una metodología, lo que implica la selección de un modelo de caracterización y de unas categorías de impacto. Se puede elegir entre métodos de efecto medio («*midpoint*») o de efecto final («*endpoint*»). Los primeros cuantifican el efecto ambiental del producto, proceso o sistema analizado sobre diversas categorías (por ejemplo, recursos naturales, calentamiento global, agotamiento del ozono estratosférico, etc.) mientras que los segundos tratan de identificar, definir y evaluar el daño (impacto) real producido como consecuencia de dichos problemas ambientales sobre el hombre, los recursos y los sistemas naturales.
2. Asignación de los resultados del ICV a las distintas categorías de impacto según el modelo de caracterización asignado, que es lo que se llama clasificación.
3. Cálculo de los resultados de cada categoría de impacto, que es lo que se denomina caracterización.

De estas tres subetapas, se obtienen los valores de los indicadores de categoría (o ecoindicadores), que constituyen, precisamente, los resultados de la etapa de EICV.

Opcionalmente, se pueden realizar otras tareas, como son las siguientes:

4. Normalización: vinculando los resultados a una unidad de referencia (zona geográfica, etc.).

5. Agrupación: que consiste en la asignación de distintas categorías de impacto en un determinado conjunto. Por ejemplo, reuniendo varias categorías que tengan influencia sobre distintos aspectos como la salud humana, la calidad del ecosistema o los recursos.
6. Ponderación: que convierte indicadores de distintas categorías a un único resultado (puntuación) en forma de índice global de impacto ambiental del sistema. La ponderación implica un juicio de valor, con la correspondiente subjetividad asociada y no tiene una base científica.

d) Interpretación

En esta fase se realiza el análisis de resultados del ICV y el EICV, de acuerdo al objetivo y alcance marcados inicialmente, para establecer las conclusiones del estudio.

Para completar los requerimientos que exige la metodología del ACV, se recomienda una revisión crítica, bien por parte de un experto externo o interno o por un panel de partes interesadas. La opinión de éste suele aportar siempre otro punto de vista o enfoque al estudio, ayudando a mejorar el ACV en forma y contenido.

Un ACV es un proceso iterativo, lo que significa que se puede comenzar con un conjunto de opciones y requisitos que se pueden ajustar o redefinir más tarde, cuando haya más información disponible (por ejemplo, a partir de los resultados preliminares). Es posible que algunos procesos y flujos que inicialmente se excluyen de los límites del sistema, deban incluirse después y viceversa. También puede suceder que los plazos de tiempo y las categorías de impacto considerados inicialmente deban ser revisados cuando hay más información disponible (figura 3).

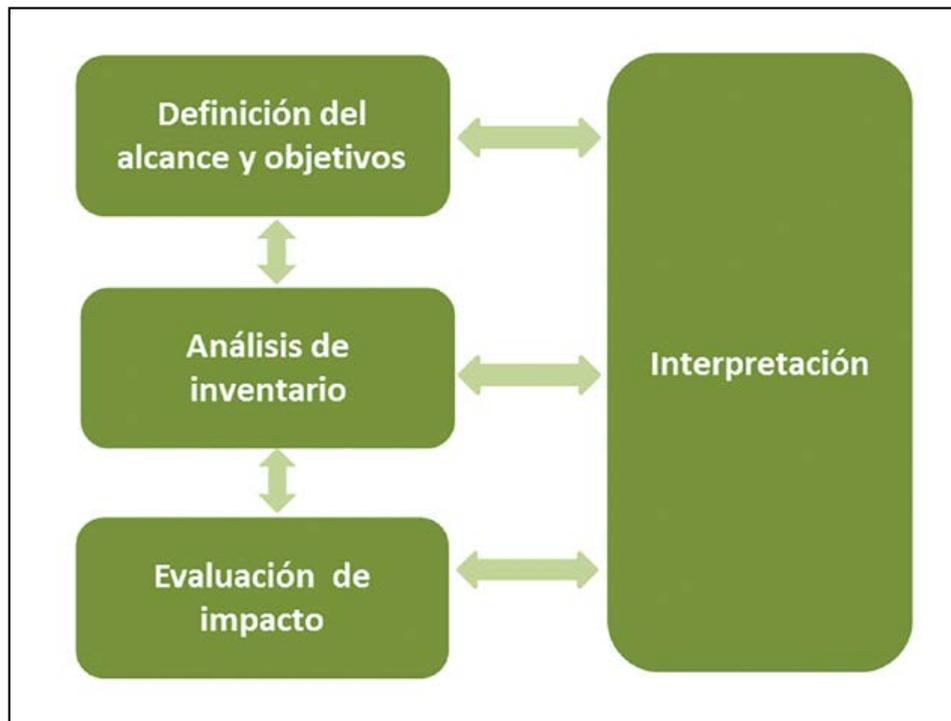


Figura 3. Etapas de un ACV desde una concepción holística. Fuente: Norma UNE-EN ISO 14040 (2006).

1.1.4. Usos

El ACV surge entonces como una metodología útil para el análisis objetivo, metódico, sistemático y científico de los diferentes impactos ambientales potenciales, asociados a cada una de las etapas del ciclo de vida completo de un bien, lo que ha dado en llamarse «de la cuna a la tumba».

Entre sus principales **usos** cabría destacar, por tanto, los siguientes:

- Mejorar su comportamiento ambiental a través de su diseño o rediseño.
- Compararlo ambientalmente con otros (*benchmarking*).
- Determinar el impacto del CV global del bien y de cada una de sus etapas.
- Identificar puntos de mejora, tales como reducción de emisiones, eficiencia energética, minimización de recursos, disminución de residuos generados, etc.
- Aumentar la cantidad de información disponible del bien y de su proceso.
- Incentivar la mejora continua de su comportamiento ambiental.

De esta forma, el ACV se constituye en el soporte técnico de diversas herramientas encaminadas a una producción y un consumo más sostenibles, como son las siguientes:

- El Ecodiseño (*Ecodesign*).
- Las Ecoetiquetas (*Ecolabelling*).
- Las Declaraciones Ambientales de Producto (DAP; *Environmental Product Declaration, EPD*).
- La Huella de Carbono (HC, *Carbon Footprint*)
- La Huella hídrica o de Agua (HH o HA, *Water Footprint, WF*)

- La Contratación o Compra Pública Verde (CCPV; *Green Public/Private Procurement, GPP*), también llamada Compra Pública Ecológica (CPE).

1.2. El análisis de costes de ciclo de vida

1.2.1. Definición

Cuando se adquiere un bien, siempre se paga un precio. Sin embargo, el precio de adquisición es sólo uno de los elementos de coste en el proceso completo de adquirir, usar y deshacerse de él.

En este contexto, se entiende por CCV el resultante del cálculo y la valoración de todos los costes asociados a un bien determinado, que son sufragados directamente por uno o varios agentes a lo largo de su CV completo, desde que se inicia la concepción de la idea hasta el final de su vida útil.

Es decir, habrían de incluirse, entre otros, los siguientes tipos de costes:

- De adquisición y otros asociados (como por ejemplo, reparto, instalación, seguros u otros).
- De operación o funcionamiento, incluyendo la energía, el combustible, el agua, los recambios y el mantenimiento.
- De fin de vida, tales como su desmantelamiento o su depósito en vertedero (descontando, si procede, su valor residual).

No obstante, es necesario tener en cuenta que un CCV no puede utilizarse para comparar bienes distintos ni tampoco para contrastar distintas alternativas de uno mismo que aporten diferentes niveles de beneficio a los usuarios. En consecuencia, el CCV sólo es aplicable a alternativas de un mismo bien donde los beneficios sean iguales para todos ellos.

1.2.2. Marco normativo

En relación con el CCV existen varias normativas que abordan este concepto, de entre las cuales se destacan las siguientes:

- a) UNE-EN 60300-3-3:2009. “Gestión de la confiabilidad. Parte 3-3: Guía de aplicación. Cálculo del coste del ciclo de vida”

Esta norma proporciona una introducción general al concepto del CCV y cubre todas sus aplicaciones. Contiene además una guía general para realizar un análisis de este tipo que incluye un desarrollo del modelo de CCV.

- b) UNE-EN 15643-4:2012. “Sostenibilidad en la construcción. Evaluación de la sostenibilidad de los edificios. Parte 4: Marco para la evaluación del comportamiento económico”

Esta norma europea plantea un análisis integral del ciclo de vida de los edificios desde el punto de vista de los denominados tres pilares del desarrollo sostenible: los componentes medioambiental, social y económico. La parte 4 regula las prestaciones económicas de los edificios en relación con sus características técnicas y funcionales, asumiendo que la evaluación económica es parte integrante de la evaluación de la sostenibilidad del edificio.

- c) ISO 15686-5:2008. “Edificaciones y bienes inmuebles construidos - Planificación de la vida útil. Parte 5: Coste del ciclo de vida”

Esta norma internacional establece los criterios adecuados para desarrollar el cálculo de CCV en el sector de la construcción con el objeto de predecir los costes de los bienes inmuebles construidos, de acuerdo con los requerimientos del promotor, en especial de las instituciones responsables de la gestión patrimonial de las administraciones públicas.

Esta norma relaciona los costes incluidos en el análisis, diferenciando los correspondientes al ciclo de vida que podría denominarse “elemental” (*LCC*), de los propios del ciclo de vida integral (*Whole-Life Cost*, *WLC*). Entre los primeros se incluyen los de la construcción, funcionamiento, mantenimiento y demolición del edificio; por su parte, el *WLC* incorpora desde los costes e inversiones externos al proceso constructivo, aunque imprescindibles para el funcionamiento del edificio, hasta los financieros y fiscales; incluye también los ingresos generados por el inmueble a lo largo de la vida útil, entre los que incorpora el valor residual del suelo al final de la misma, una vez desaparecido el edificio. La norma ISO, por último, propone pautas para la aplicación de técnicas estadísticas en la gestión de las variables de riesgo e incertidumbre para la estimación de situaciones futuras. Como suplemento a la norma ISO, el BCIS (*Building Cost Information Service*) británico publicó en el mismo año 2008 un método normalizado para la aplicación del análisis CCV en la contratación de obras de construcción, que no tiene el carácter de norma pero que es una referencia habitual en el sector en el Reino Unido.

1.2.3. Metodología para la realización de un CCV

Se puede decir que los elementos clave del análisis CCV son cuatro:

a) Determinación de los flujos financieros (costes y beneficios)

Las técnicas tradicionales de análisis de CCV más frecuentemente empleadas, tanto en el sector público como en el privado, se basan en una valoración puramente financiera en la que se analizan cuatro categorías de costes principales: inversión, explotación, mantenimiento y eliminación al final del CV, deduciéndose de éstos los ingresos que pudieran producirse.

Existen otros costes, más allá de los anteriormente citados, asumidos por terceros y que habría que tomar en consideración. Son los costes asociados a las «externalidades» debidas a los impactos medioambientales (como por ejemplo, los gases de efecto invernadero). En estos casos, el CCV se denomina «CCV ambiental».

b) El horizonte temporal del proyecto

La determinación del horizonte temporal constituye una de las decisiones más complejas del análisis CCV. Se trata de establecer la duración o vida económica del proyecto y de sus distintos elementos, cuestión fundamental en un método basado en el análisis económico de los efectos del transcurso del tiempo sobre el valor de los distintos flujos de costes y beneficios. Así por ejemplo, en el caso de la edificación, la norma ISO 15686-5 se limita a señalar que la vida útil del proyecto es un dato que forma parte del programa de necesidades del promotor del edificio, diferenciándolo del concepto de «periodo de análisis». Pero el problema no se limita a determinar la vida total del proyecto, porque también es preciso establecer la duración de cada uno de los elementos, equipos o sistemas de cara a su sustitución y renovación, cuestión relevante cuando se trata de comparar proyectos alternativos que plantean distintas soluciones constructivas y tecnológicas.

c) Las tasas de descuento o de actualización financiera aplicables

Al comparar los CCV de las distintas alternativas, en las que los costes se dan en diferentes instantes, no sería apropiado simplificar comparando la suma de los costes totales durante el periodo completo «N» sin tener en cuenta el momento temporal en el que se produce cada uno de ellos. Por ello, los costes se deben transferir a un momento común en el tiempo, generalmente el inicio del periodo de análisis, para permitir su comparación. Esto se consigue descontando al valor inicial ($n=0$) los sucesivos costes anuales « C_n » que se van sucediendo a lo largo del periodo considerado, dependiendo del factor «tasa de descuento», d , y del año n , en el que se produce.

En general, el resultado que se obtiene para cada una de las alternativas es un valor (expresado en una determinada unidad monetaria) a partir del «Valor Actualizado Neto» (VAN) del coste total de todos los flujos financieros del CV completo del bien. El CCV debe entenderse entonces como

un modelo en el que se introduce un conjunto de datos o valores de entrada y, tras una serie de cálculos, se obtiene el resultado en forma de VAN. No obstante, podrían emplearse otros indicadores de rentabilidad.

$$VAN = \sum_{n=0}^N \frac{C_n}{(1+d)^n} \quad [1]$$

d) El método de análisis de resultados

Hay dos enfoques posibles para la realización de un estudio de CCV: un planteamiento determinista o uno probabilista. Principalmente, se diferencian en la forma en que se considera la variabilidad y la incertidumbre asociada a los valores de los parámetros de entrada (costes, tasa de descuento y periodo del análisis, fundamentalmente).

Los métodos deterministas tradicionales parten de la base de que es posible tener datos fiables futuros. Pero la incertidumbre asociada a ellos, obliga a ir hacia modelos probabilísticos, que recojan la probabilidad de cambio en factores como el coste y la durabilidad. El modelo determinista exige datos concretos para todas las variables evaluando las incertidumbres mediante «análisis de sensibilidad», pero lo más realista es manejar rangos de valores, lo que conduce a horquillas o bandas variables de resultados (modelo probabilístico) abordando las incertidumbres mediante «análisis de riesgo».

1.2.4. Usos

Entre los usos que pueden darse a un CCV se encuentran los siguientes:

- Evaluar y comparar alternativas de diseño.
- Evaluar la estrategia económica de proyectos y productos.
- Identificar los costes relevantes y sus causantes y las mejoras potenciales.
- Información para la planificación financiera a largo plazo.
- La Contratación o Compra Pública Verde (CCPV).

1.3. integración de los aspectos medioambientales, económicos y sociales

Estos aspectos (ambiental, económico y social) constituyen los denominados tres pilares del desarrollo sostenible, concepto basado en los principios de la Agenda 21 de Río y en el Plan de Aplicación de las decisiones de la Cumbre Mundial sobre desarrollo sostenible de Johannesburgo 2002. La visión más completa de los enfoques ACV y CCV trata de integrar estos tres pilares para lo que su evaluación debe realizarse desde una perspectiva global de análisis de la sostenibilidad² en el CV (LCSA - *Life Cycle Sustainability Analysis*).

A pesar de ello, el estudio de los impactos y aspectos sociales como tales se encuentra en un grado menor de desarrollo frente a los otros dos pilares. Se ha de indicar

también que, hasta el momento, la mayor parte de los estudios de CCV no tienen en cuenta el desempeño ambiental de los procesos, es decir, no consideraban el coste de las llamadas «externalidades medioambientales».

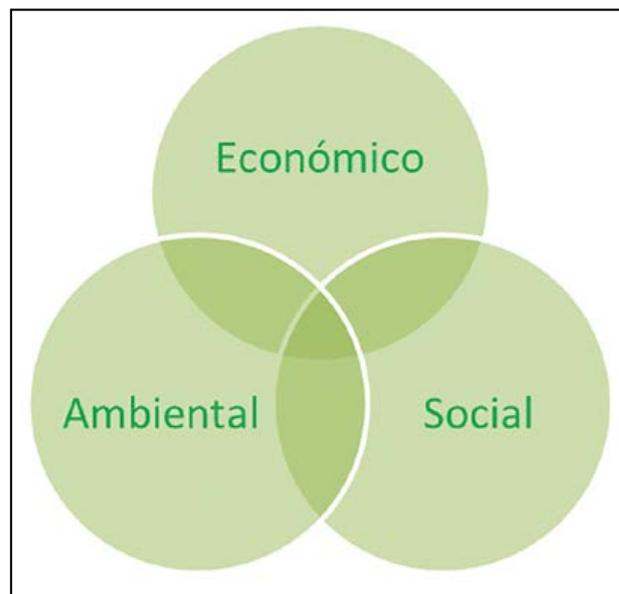


Figura 4. Tres pilares de la sostenibilidad.

No obstante, en los últimos años, se ha comenzado a tomar en consideración los verdaderos costes involucrados en la adquisición de un bien más allá de los costes convencionales y que son asumidos por terceros. En particular, introduciendo los costes externos debidos a los «impactos al medioambiente». Este planteamiento es el promovido, por ejemplo, por las nuevas Directivas europeas de Contratación Pública, en las que se pretende tomar en consideración todos los costes asociados al bien.

Uno de los enfoques prácticos posibles para esta integración es la evaluación y cuantificación de los impactos medioambientales mediante un estudio ACV y, tras su oportuna conversión en términos monetarios («monetización»), la inclusión de estas cantidades en los cálculos de CCV como costes de las «externalidades medioambientales» (figura 5). Ello permitiría tener en cuenta este tipo de costes formando parte de los totales reales de la alternativa, tal y como apuntan las Directivas mencionadas. Además, un inventario de datos utilizado para estudios ACV también puede ser utilizado en CCV, toda vez que se cuantifiquen económicamente tanto los impactos en términos energéticos (€/MJ) como los asociados a los materiales (€/kg).

Este proceso entraña notables dificultades, destacando entre otras, el hecho de que la información sobre los datos de costes y prestaciones se obtiene a partir de una multiplicidad de fuentes, predominantemente privadas, lo que conduce a resultados muy dispares. Hay que tener en cuenta, además, que la cuantificación en términos monetarios de los impactos ambientales está siempre sometida a una valoración con una cierta componente subjetiva. Por otro lado, es reseñable la falta de apoyo institucional a nivel de los distintos países, a pesar de lo cual, las directrices de la Unión Europea son claras, en el sentido de que «la adopción de una metodología del coste del ciclo de vida revela los verdaderos costes de un contrato», así como que «el uso de este método en la preparación de los criterios de adjudicación

² Sostenibilidad: desarrollo que satisface las necesidades de la generación presente sin comprometer la capacidad de las generaciones futuras para satisfacer sus propias necesidades (Cumbre para la Tierra, Río de Janeiro, 1992).



Figura 5. Integración de ACV y CCV.

mejorará tanto las prestaciones medioambientales como los aspectos financieros del proceso de contratación”, tal y como establece en su Manual sobre la contratación pública ecológica (2004).

No obstante, existen actualmente dos disposiciones normativas que introducen metodologías para «monetizar» las emisiones de GEI (Gases de Efecto Invernadero) y que constituyen un ejemplo práctico de cómo se pueden incluir las «externalidades medioambientales» en un CCV:

- La Directiva Europea 2009/33/CE relativa a la “Promoción de vehículos de transporte por carretera limpios y energéticamente eficientes”.
- El Reglamento Delegado (UE) N° 244/2012 relativo a la “Eficiencia energética de los edificios”.

2. APROXIMACIÓN A LOS FIRMES DE CARRETERA

2.1. Particularidades de la carretera

El sector de la carretera es uno de los más relevantes desde el punto de vista del consumo de recursos naturales y de las emisiones que genera, especialmente en la fase de uso de la infraestructura. Es por ello que resulta de gran interés su estudio desde la óptica del ACV y del CCV, de cara a conocer con precisión las entradas y salidas de los distintos sistemas que integran su CV, así como para la identificación de aspectos de mejora.

Sin embargo, existen algunas circunstancias específicas que hacen que el producto «carretera» sea sensiblemente diferente del resto y, por tanto, su estudio merezca una atención particularizada.

En primer lugar, las infraestructuras de carretera presentan una **alta ocupación del territorio**. Por ello, se podría decir que los efectos medioambientales y económicos superan el ámbito de la propia carretera, ya que, por un lado, los impactos afectan a zonas muy amplias y variadas del territorio y, por otro lado, su efecto socioeconómico es notable, pues actúan como un elemento vertebrador de las regiones, dinamizan la economía y permiten el acceso de la población a multitud de servicios (educativos, socio-sanitarios, etc.).

En segundo lugar, habría que destacar la **singularidad** de las carreteras. En general, cada proyecto de carreteras debe adaptarse a las particularidades para las que se diseña (intensidad de tráfico, localización geográfica, orografía, condiciones meteorológicas, etc.), lo que hace que cada carretera tenga que ser estudiada de forma casi individual.

Adicionalmente, hay que tener en cuenta que el producto carretera entraña una no desdeñable **complejidad**. El diseño, la construcción, explotación, uso y mantenimiento

(e hipotético fin de vida) de una carretera es el resultado de un elevado número de procesos, por lo que la mayor parte de los estudios existentes hasta la fecha se han limitado a la consideración de una serie de aspectos aislados, asumiendo determinadas hipótesis que no son reproducibles para todos los casos. Por todo ello, es difícil extrapolar conclusiones de carácter general y es preciso contextualizar de forma precisa los resultados de las distintas investigaciones llevadas a cabo hasta el momento.

Teniendo todo esto en cuenta, el ACV y el CCV de un firme se presenta, a priori, como una tarea más sencilla que el ACV y CCV de una carretera, ya que el firme es un componente o subconjunto de la misma. Aislar el firme de la carretera en este tipo de estudios permite enfocar mejor el análisis y anima, a la vez que propicia, que se generen recomendaciones específicas sobre éstos y sus características, como primer paso para lograr un enfoque global medioambiental y/o económico de la carretera en su conjunto.

2.2. El análisis de ciclo de vida de firmes (ACVF)

En primer lugar, es preciso definir las **fases de CV** que se pueden asociar al producto «firme». En este sentido, cabe destacar que puede haber distintos criterios a la hora de concretar las diferentes etapas y, ante todo, sobre su inclusión o no en su alcance.

En principio, se pueden considerar las siguientes (Santero, 2010):

- **Fase de producción de los materiales:** Incluye todas las fases seguidas en el proceso de fabricación de los materiales constitutivos del firme, desde la extracción de las materias primas (por ejemplo, piedra caliza), hasta su transformación en un material empleado en la construcción de un pavimento (por ejemplo, cemento). También incluye todos los transportes necesarios entre instalaciones, generalmente hasta su entrega a la «puerta» de la instalación de fabricación del firme.
- **Fase de construcción:** Incluye la totalidad de los procesos necesarios para la construcción del firme en la localización del proyecto; a veces también de las actividades correspondientes a los movimientos de tierras. Incluye, por lo tanto, la fabricación, el transporte y el empleo de equipos y maquinaria para su puesta en obra. En ocasiones, también los impactos debidos a los retrasos/congestiones del tráfico, así como a los desvíos durante la construcción.
- **Fase de uso o explotación:** Considera todas las actividades que se dan mientras el firme se mantiene

en servicio. Se trata principalmente de evaluar el impacto debido al tráfico rodado durante el horizonte temporal considerado. En ocasiones, también se consideran otros, como el asociado a la infraestructura (iluminación, actividades de vialidad invernal, etc.).

- **Fase de mantenimiento y rehabilitación:** Las actividades de conservación, mantenimiento, rehabilitación y reconstrucción tienen lugar a lo largo de la vida del firme e implican multitud de actuaciones que a lo largo del tiempo (bien acciones pequeñas de manera regular y periódica o actuaciones de más envergadura algo más espaciadas en el tiempo), deben realizarse en el contexto de la carretera para facilitar la circulación y su conservación en el mejor estado posible.

Uno de los factores más determinantes a la hora de la futura conservación de la infraestructura es la correcta ejecución de la puesta en obra de los materiales y el proceso de construcción de la sección, por lo que asignar de forma general a cada sección tipo objeto de estudio un tipo de mantenimiento es complejo y puede resultar en muchos casos subjetivo. De hecho, se puede decir que no existen dos conservaciones iguales, debido a gran cantidad de factores externos que hacen variar notablemente las condiciones finales del firme.

- **Fase de fin de vida:** Dependiendo de los límites del sistema que se establezcan, esta fase puede incluir la demolición, el depósito en vertedero, los procesos de reciclaje así como otras actividades que tengan lugar tras la retirada del servicio del firme.

El elevado número de elementos a considerar en las fases anteriormente enumeradas (figura 6) hace que, en general, la aproximación del ACV a los firmes se haga de forma sólo parcial, no considerando todas las fases y/o no abordando todas las actividades englobadas en las fases consideradas.

La gran mayoría de los estudios se centran en las dos primeras fases, posiblemente porque se cuenta con una mayor información para su estudio: la de **producción de materiales** (extracción de las materias primas y su transporte,

fundamentalmente) y la de **construcción** (fabricación y puesta en obra, principalmente). La de **mantenimiento/conservación/rehabilitación** también se suele considerar (al menos parcialmente), aunque no en tantas ocasiones como las dos fases anteriores. Se ha de tener en cuenta que la casuística relacionada con esta fase es tan variada que es difícil encontrar información precisa al respecto. Por el contrario, **las fases de explotación y de fin de vida** son las más omitidas, posiblemente debido a las dificultades para la obtención de datos así como por la complejidad y falta del suficiente conocimiento sobre estas etapas.

Por otro lado, **la elección de la UF** es otro de los elementos clave en la definición del alcance. La UF de un firme viene definida no sólo a partir de las características de su estructura (longitud, tipología, tipos de materiales, espesor de sus capas, etc.), sino también por otra serie de factores como son el tráfico que soporta, las condiciones ambientales y el periodo de análisis. Por estas razones, existe una **gran falta de consenso respecto a la elección de la UF**, pudiendo variar desde la tonelada de mezcla bituminosa puesta en obra al kilómetro de firme de autovía totalmente terminado.

Se presenta una problemática similar en cuanto a los **periodos de análisis**, que pueden variar desde los 25 hasta los 50 años, habiéndose identificado incluso algún estudio que emplea un horizonte temporal de 100 años (*Birgisdottir*, 2007). El periodo de análisis de un estudio de ACVF es un aspecto fundamental, sobre todo si es de tipo comparativo, estando asociado principalmente a la durabilidad (es decir, al deterioro) del firme y también a las actividades de la fase de mantenimiento-rehabilitación.

Ahondando un poco más en las propias metodologías para el cálculo del ACVF hay que poner de manifiesto la existencia de multitud de técnicas, con criterios distintos para la **caracterización y asignación de impactos**. En este sentido, los indicadores más comúnmente evaluados son el consumo energético total, el consumo de recursos (renovables y no renovables), la producción de residuos y las emisiones de CO₂. No obstante, centrarse únicamente en estas categorías de impacto genera un enfoque demasiado parcial, dejando de lado otro tipo de impactos ambientales que pudieran resultar relevantes y que normalmente no son valorados.



Figura 6. Fases del ciclo de vida de una carretera habitualmente consideradas.

En relación con este tema, se debe hacer referencia a la existencia de normas que establecen recomendaciones sobre las **categorías de impacto** a considerar. En el sector de la construcción cabe destacar la norma UNE-EN 15804:2012+A1:2014 sobre “Sostenibilidad en la construcción. Declaraciones ambientales de producto. Reglas de categoría de producto básicas para productos de construcción”, que propone un conjunto de indicadores medioambientales, clasificados en 6 de tipo medioambiental, 10 de recursos, 3 sobre residuos y 4 más sobre los flujos de salida. Igualmente, y de forma más específica, se puede destacar la reciente publicación en el campo de las infraestructuras de carreteras del documento CWA 17089:2016 “*Indicators for the sustainability assessment of roads*”, en el que se propone un conjunto de indicadores recomendados para su empleo en el estudio de la sostenibilidad de las carreteras y sugiere un procedimiento para su aplicación.

Frente a los beneficios que supone la aplicación de las metodologías de ACV y CCV, ya citados algunos de ellos en este artículo, existe una serie de **limitaciones** que, en cierta medida, suponen un contrapeso y pueden hacer perder efectividad a este tipo de análisis como herramienta de apoyo en la toma de decisiones.

Una de las de mayor relevancia es la fiabilidad de los datos empleados en los estudios. En efecto, los datos de entrada que un ACV requiere no están siempre disponibles (especialmente los relacionados con las tareas de mantenimiento a largo plazo). El proceso de recopilación de los numerosos datos necesarios para la realización de un estudio de ACV supone uno de sus puntos críticos, ya que es muy complicado y laborioso conseguir la información necesaria de forma completa, actualizada, real y fiable, de manera que puedan considerarse válidos. En ocasiones, estas restricciones obligan incluso a limitar el alcance del propio estudio. En otras, se asume sin fundamento científico datos de entrada que condicionan fuertemente el proceso y cuestionan la representatividad de los resultados que se obtienen. No se trata tanto de obtener datos sin más, sino de determinar aquellos que se ajusten a la realidad particular del estudio.

Otras limitaciones relevantes son:

- Se dan ciertas incertidumbres en las metodologías de ACV, principalmente en el proceso de evaluación de impactos, y debido, entre otros motivos, a los criterios subjetivos a la hora de realizar estos procesos según los modelos existentes.
- La realización de este tipo de estudios implica un coste elevado por el tiempo que se requiere para llevarlos a cabo.
- No se tiene en cuenta las escalas temporal y/o geográfica a la hora de evaluar la emisión de flujos (ya que la «suma» de flujos no considera el sitio y/o momento en que estos han tenido lugar).
- Supone una relación lineal entre impactos y cantidades de contaminantes liberadas, sin tener en consideración valores umbrales, sinergias, persistencia, resiliencia, etc.

Entrando ya a valorar el grado de impacto de cada una de las fases sobre el global del firme, y sin perder de vista lo anteriormente enunciado, se ha encontrado que

aquellas iniciativas que han completado todas las etapas del CV coinciden, generalmente, en que la fase causante de **mayor impacto ambiental** es la de **explotación**, sobre todo en carreteras con volúmenes de tráfico altos; siendo notablemente superiores que los de los del resto de las fases. Para tener una idea de la magnitud, señalar que, según el estudio de *Häkkinen et al.* (1996), se concluyó que las emisiones debidas al tráfico superaban en dos órdenes las generadas durante el resto de etapas. Por ello, los esfuerzos deberían dirigirse a reducir los impactos en la etapa de utilización.

En el caso de carreteras de baja intensidad de tráfico, parece que la fase de **obtención de materias primas** (producción y transporte) tendría un mayor peso relativo (CE, 2016).

No obstante, se debe destacar que un mayor o menor impacto de cualquiera de las fases del CV del firme, depende mucho de las decisiones tomadas en la fase de diseño de la infraestructura. En efecto, por ejemplo, características relacionadas con el trazado de la vía, con el tipo de tráfico (velocidad, distribución, etc.) o, en el caso de los firmes, con la tipología y características del firme (estructura, rugosidad, regularidad, etc.), que condicionan su durabilidad, repercutirán en el consumo de combustible de los vehículos y, por tanto, en las emisiones durante esta fase de uso.

Asimismo, las condiciones y estado del firme guardan relación directa con la fase de mantenimiento ya que condiciona los programas de conservación y/o rehabilitación a lo largo de su vida en servicio. También hay que tener en cuenta que una carga de tráfico más pesado requiere una mayor capacidad de soporte y también aumenta la necesidad de operaciones de mantenimiento, además de aumentar las emisiones de GEI en la fase de uso.

2.3. El análisis de costes de ciclo de vida de firmes (CCVF)

El CCV aplicado a los firmes es una técnica de evaluación económica para la toma de decisiones de inversiones, que permite cuantificar las implicaciones a largo plazo de las decisiones iniciales adoptadas en el proyecto del firme sobre los costes futuros de las actividades de conservación y rehabilitación necesarias para mantener un nivel de servicio mínimo preestablecido, en un periodo específico de tiempo (*Walls et al.*; 1998).

Por ello, el CCVF facilita una mejor y más fundamentada toma de decisiones sobre las inversiones. Se apoya en los principios de análisis económicos utilizados tradicionalmente para evaluar las inversiones de proyectos de carretera y otras obras públicas, poniendo un mayor énfasis en el largo plazo y considerando el CV completo del proyecto.

La metodología tiene en cuenta todos los costes relevantes a lo largo de su vida útil. Es decir, no se consideran únicamente los gastos iniciales (honorarios, impuestos, etc.), sino que también se incluyen los costes sobre los usuarios derivados de las actividades de construcción, mantenimiento, utilización y rehabilitación, así como los asociados al fin de vida (demolición, gestión de residuos y, en su caso, reutilización de los elementos recuperables). En consecuencia, la eficiencia de los CCVF depende en gran medida de la precisión a la hora de predecir el comportamiento

futuro del firme y, por tanto, de los calendarios de mantenimiento y sus costes. En la corriente de flujos opuestos, también han de contabilizarse los ingresos generados durante la vida útil, que realmente se producirán o serán susceptibles de producirse en el futuro.

Desde el punto de vista de la tipología de costes que intervienen en un CCVF según el agente que asume estos, la FHWA distingue entre tres: los de administración, los de usuario y los externos (de las «externalidades medioambientales», entre otros). Los primeros son los pagados directamente por el promotor del proyecto e incluyen el inicial (construcción-rehabilitación) y los costes futuros (mantenimiento del firme, etc.). Los costes de usuario son costes sociales asumidos por los usuarios de la carretera e incluyen los costes por retrasos durante las actividades de construcción, mantenimiento y rehabilitación. Las externalidades no tienen unos límites bien definidos, aunque los costes por contaminación y por ruido son buenos ejemplos de este tipo de costes, que se suelen caracterizar por no tener precio de mercado.

Cabe señalar que la magnitud de los costes de usuario y de los medioambientales supera los de administración a partir de un cierto volumen de tráfico, aunque este límite viene influenciado por el carácter subjetivo inherente a la cuantificación económica («monetarización») del tiempo y de los accidentes, en los primeros, y de los impactos ambientales, en los segundos.

Las etapas básicas necesarias para desarrollar un CCVF, tal y como tradicionalmente lo ha venido realizando la FHWA, son las siguientes:

1. Establecimiento de las alternativas de diseño del firme para el periodo de análisis.
2. Determinación de los periodos de funcionamiento y del calendario de actividades.
3. Estimación de los costes (de administración y de usuario).
4. Cálculo del coste total actualizado (VAN) en el periodo de análisis.
5. Estudio de las alternativas y re-evaluación de las estrategias de diseño.

De esta forma, pueden compararse distintos tipos de firmes (siempre que el nivel de beneficios que se obtenga con las distintas alternativas sea el mismo), permitiendo seleccionar la alternativa óptima, teniendo en cuenta los costes totales durante la vida útil y, entre ellos, costes de difícil cuantificación como son, entre otros, los riesgos de construcción, el mantenimiento, la congestión, la seguridad, e incluso las «externalidades medioambientales».

En cuanto a las **limitaciones** de los CCVF son similares a las ya señaladas para los ACVF; tales como la fiabilidad e incertidumbre de los datos de entrada y su validación (también las incertidumbres inherentes a las propias metodologías y su coste elevado). No obstante, para el caso de los CCVF, estas limitaciones lo son en menor medida, al menos para los costes de administración. Ello es debido, fundamentalmente, a que el análisis de este tipo de costes de administración tiene mayor recorrido y aplicación en el tiempo, por lo que cuenta con bases de datos de costes más desarrolladas.

2.4. Integración en los firmes de los tres pilares de la sostenibilidad

A día de hoy, se puede decir que aún queda pendiente la integración de los aspectos ambientales con los sociales y económicos del firme, si bien se están produciendo algunos avances. Este reto se considera de gran importancia si realmente se pretende alcanzar la sostenibilidad en los procesos de toma de decisiones relacionadas con el diseño, la construcción y la gestión de los firmes.

Las iniciativas para integrar las consideraciones ambientales, sociales y económicas asociadas al CV de los firmes se están planteando principalmente según dos enfoques distintos.

Por un lado, está el «**CCV ambiental**» de los firmes, en el que se incluyen las «externalidades ambientales» como otro elemento más del CCVF, aunque se dejan fuera los aspectos sociales (si bien es también cierto que algunos de ellos pueden integrarse, principalmente los costes de usuario, dentro de la categoría de consideraciones sociales).

Las metodologías de ACVF y CCVF tienen su base en el mismo enfoque de CV del firme y deberían, por tanto, ser susceptibles de complementarse de alguna manera. Sin embargo, aún no ha sido desarrollada la herramienta que combine ambos enfoques con una calidad y fiabilidad suficiente.

Se trata, principalmente, de estimar los costes medioambientales externos (concretamente los costes de daños por contaminación) y, mediante un modelo, combinarlos con los costes de agencia y usuario extraídos de los CCVF. Aunque, tal y como ya se ha indicado, esta integración, no exenta de dificultades, pasaría por la «monetarización» de estas «externalidades».

Por otro lado, esta integración también se puede abordar a partir de lo que se denomina como «**evaluación de la sostenibilidad**», que consiste en la estimación de diversos indicadores que tratan de evaluar los impactos ambientales, los sociales o los de tipo económico, a lo largo del CV del firme.

En esta línea, hay que destacar los nuevos enfoques normativos que se están desarrollando en el seno de los comités dedicados a la evaluación de la sostenibilidad en la construcción. Los primeros desarrollos normativos sobre esta cuestión apuntaron hacia el campo de la edificación, por lo que es en este ámbito en el que se ha avanzado más. No obstante, a nivel de obra civil ya se está trabajando en la definición de métodos para la evaluación de la sostenibilidad de las infraestructuras, planteando su análisis integral del CV desde el punto de vista del desempeño medioambiental, social y económico.

De esta forma, a nivel internacional el comité ISO TC 59 SC17 está desarrollando una serie de normas para la evaluación de la sostenibilidad de las obras civiles, destacando las siguientes:

- La norma ISO/TS 21929-2 “*Sustainability in buildings and civil engineering works - Sustainability indicators - Part 2: Framework for the development of indicators for civil engineering Works*”, y
- la ISO/DIS 21930 “*Sustainability in buildings and civil engineering works -- Core rules for environmental declaration of construction products and services used in any type of construction works*”.

Así mismo, a nivel europeo, en el comité CEN TC 350 se está elaborando también una serie de documentos para el estudio de la sostenibilidad en la obra civil. Entre ellos, cabe destacar:

- La norma UNE-EN 15804 “Sostenibilidad en la construcción. Declaraciones ambientales de producto. Reglas de categoría de producto básicas para productos de construcción”,
- el proyecto prEN 15843-5, “Sustainability assessment of buildings and civil engineering works - Part 5: Framework for the assessment of sustainability performance of civil engineering works”, y
- el proyecto prEN 15643-5, “Sustainability of construction works — Sustainability assessment of buildings and civil engineering works — Part 5: Framework on specific principles and requirement for civil engineering works”.

A través de estas referencias, se puede apreciar que existen distintas iniciativas para proporcionar sustento normativo al aspecto de la sostenibilidad en la obra civil.

3. APLICACIONES

3.1. Del ACV: EL etiquetado ambiental

Además de los usos ya citados anteriormente del ACV (mejora del producto, *benchmarking*, etc.), se puede decir que una de las aplicaciones más inmediatas del ACV es el **etiquetado y la certificación ambiental de productos**. Las metodologías de ACV son elementos fundamentales en los mecanismos que se emplean para organizar y certificar el comportamiento ambiental de las empresas y de los productos y/o servicios, teniendo en cuenta el concepto de ciclo de vida.

El etiquetado ambiental está “constituido por un conjunto de herramientas voluntarias que intentan estimular la demanda de productos y servicios con menores cargas ambientales, ofreciendo datos relevantes sobre su ciclo de vida para satisfacer la demanda de información ambiental de los compradores” (definición según UNE-EN ISO 14020:2002

sobre “Etiquetas ecológicas y declaraciones ambientales. Principios generales”).

En concreto, la información del ACV se emplea para las llamadas Etiquetas Ecológicas Tipo III o Declaraciones Ambientales de Producto (DAP; por sus siglas en inglés, *EPD, Environmental Product Declaration*), estando los principios y procedimientos para su desarrollo establecidos en la norma UNE-EN ISO 14025:2010 sobre “Etiquetas y declaraciones ambientales. Declaraciones ambientales tipo III. Principios y procedimientos”.

Una DAP no es simplemente un símbolo o un logotipo, se trata de un informe detallado con información muy técnica. La DAP, por tanto, se define como un inventario de datos medioambientales cuantificados de un producto con unas categorías de parámetros prefijadas, basados en las normas UNE-EN ISO 14040 y UNE-EN ISO 14044, referentes a ACV, aunque ello no excluye información medioambiental adicional exigida dentro de un programa de declaración medioambiental de tipo III. Cualquier información contenida en una DAP debe ser verificable. De hecho, las DAP son validadas y otorgadas por una tercera parte imparcial, que ejerce como entidad verificadora, y constan de un proceso de consulta abierta con las partes interesadas.

Las DAP se elaboran y verifican conforme a las Reglas de Categoría de Producto (RCP; por sus siglas en inglés, *PCR, Product Category Rules*) particulares. Estas reglas establecen los criterios comunes para considerar el ACV y el contenido de la DAP de un grupo de productos con funciones equivalentes. Dentro del sector de la construcción, un importante impulso para avanzar en esta línea ha sido el Reglamento europeo 305/2011 de productos de construcción (RPC), pues indica en su consideración 56 que “para la evaluación del uso sostenible de los recursos y el impacto medioambiental de las obras de construcción deben utilizarse, cuando estén disponibles, las DAPs” (figura 7).

Así mismo, la industria de los productos y servicios de construcción cuenta con la ya citada norma UNE-EN 15804:2012+A1:2014, que establece unas reglas básicas comunes para el sector de los productos de construcción. Esta norma no establece el procedimiento de cálculo para obtener una DAP, sino que es una guía para elaborar las RCP.

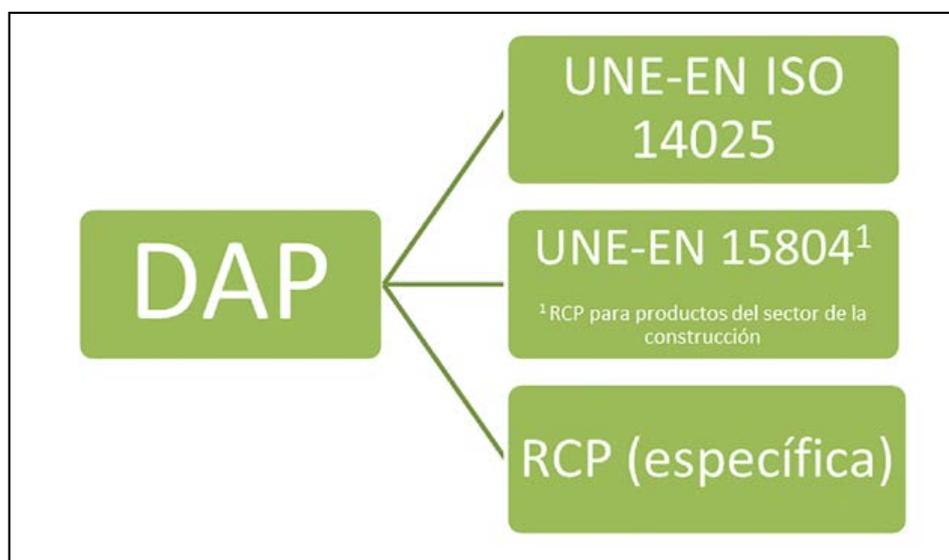


Figura 7. Marco normativo para elaboración de una DAP en el sector de la construcción.

3.2. Del CCV: la compra y contratación pública verde

La Compra y Contratación Pública Verde (CCPV; por sus siglas en inglés, *GPP*, *Green Public Procurement*) es la adquisición o contratación de bienes y servicios por parte de cualquier administración pública teniendo en cuenta no sólo los criterios económicos o técnicos de los productos, servicios u obras a contratar, sino también su comportamiento ambiental a lo largo de su CV completo.

Ya en 2008, una Comunicación de la Comisión Europea titulada “Contratación pública para un medioambiente mejor” señala a la construcción como el primer sector prioritario para la aplicación de políticas de esta naturaleza, implantando la estrategia *GPP*, en la que se propone la metodología *CCV* como una herramienta básica de análisis. Reforzando estas posturas, en un estudio sobre la contratación sostenible realizado en 2007 por el *Öko-Institut*, por encargo de la propia Comisión Europea, se concluyó que la adquisición de productos y servicios sostenibles no es necesariamente más onerosa para las Administraciones Públicas contratantes que la de sus «equivalentes» no sostenibles, siempre que el proceso de contratación se lleve a cabo mediante el cálculo de *CCV*. Su aplicación dentro de las políticas públicas de contratación permiten demostrar que “*si bien los bienes y servicios social y medioambientalmente preferibles pueden tener unos costes de inversión iniciales superiores, se convierten en la opción más rentable si se tiene en cuenta el ciclo de vida integral de los proyectos, suponiendo ahorros sustanciales tanto durante su vida útil como en el proceso de eliminación cuando ésta llega a su final*” (IISD, 2010).

En la actualidad, a nivel de la UE, el marco de contratación de los Estados miembros viene definido por tres nuevas Directivas, que entraron en vigor en 2014, para compras y contratos por encima de un cierto umbral (por debajo de ese umbral son de aplicación las leyes nacionales)³. Dos de las nuevas Directivas acuden a la utilización del cálculo del *CCV* en el proceso de contratación de bienes públicos, haciéndolo además de una forma idéntica.

Como principales novedades «ambientales» de la Directiva 2014/24/UE, que es la que se refiere a contratación pública con carácter general, cabe destacar que apoya la *CCPV*, ya que muestra su preferencia por priorizar, entre otros, la calidad, las consideraciones medioambientales, los aspectos sociales o la innovación de las ofertas por encima del criterio único basado en el precio. Además, introduce, por primera vez en el ámbito legislativo comunitario, el uso del *CCV*, así como el de las «externalidades» del proceso de producción para la determinación de la «Oferta Económicamente Más Ventajosa» (OEMV).

De la nueva Directiva cabe destacar también que establece que, aunque ahora mismo no hay métodos armonizados a nivel de la UE para determinar el *CCV*, en el momento en el que los haya serán de aplicación obligatoria para los Estados miembros.

³ Estas Directivas están en proceso de transposición a nuestro ordenamiento jurídico (el plazo expiraba el 18 de abril de 2016) a través de un nuevo Proyecto de Ley de Contratos del Sector Público (LCSP). La situación, en el momento de escribir este artículo, es que el Consejo de Ministros acordó, el viernes 25 de noviembre de 2016, remitir a las Cortes Generales el Proyecto de LCSP por el que tendrá efecto tal transposición.

La aplicación de la «compra verde» (también llamada compra ecológica, *CPE*) no es inmediata. Se debe saber de qué forma se pueden introducir los criterios ambientales en las licitaciones y además se debe hacer de forma «equitativa» en todos los países de la UE (es decir, respetando los principios básicos de publicidad y transparencia; no discriminación; proporcionalidad; objetividad y mutuo reconocimiento). Es por ello que, desde el año 2008, la Comisión ha desarrollado más de 20 criterios comunes para la *CCPV*. Estos criterios se han elaborado para ayudar a los órganos de contratación a identificar y contratar productos, servicios y obras más ecológicos así como para que puedan, de forma voluntaria, incorporarlos (todos los criterios o solamente algunos) directamente en sus documentos de licitación. También incluyen información sobre los métodos de verificación.

En concreto, en 2016 la Comisión (a través del *JRC*, *Joint Research Centre*) ha publicado un documento de trabajo que recoge los “Criterios de contratación pública ecológica para el diseño, la construcción y el mantenimiento de carreteras”, junto a una guía para facilitar su aplicación. El uso de estos criterios, que incluyen las fases de selección del adjudicatario, las especificaciones técnicas, el uso de la carretera, el mantenimiento y explotación y el fin de la vida útil de la infraestructura, es voluntario. En los documentos elaborados por la Comisión se explica cómo incluirlos en los pliegos de licitación. Para facilitar su inclusión, divide un mismo criterio en dos categorías: esencial y general. La primera de ellas, permite una aplicación sencilla de los criterios de Compra Pública Verde, concentrándose en áreas claves del rendimiento medioambiental del producto y en mantener los costes administrativos de las compañías bajos. La segunda va más allá, al tener en cuenta mayores niveles de rendimiento ambiental.

Por su impacto, influencia y relevancia sobre la economía y hábitos de la sociedad en su conjunto, la *CCPV* nos permite en consecuencia tomar conciencia de la importancia que tiene la consideración de los costes asociados al CV de un producto o servicio de construcción.

4. NECESIDADES Y RETOS

La Unión Europea, a la vista de los retos del cambio climático, lanza un mensaje claro estableciendo un marco político para avanzar en la senda del desarrollo sostenible (Comunicación de la Comisión de 13 de diciembre de 2005 relativa a la revisión de la Estrategia para un desarrollo sostenible [COM (2005) 658 final]). Entre las medidas que contempla, y en relación con el tema que nos ocupa, merece la pena destacar la promoción de modos de producción y de consumo más sostenibles.

Los instrumentos para la consecución de este y otros objetivos relacionados con el desarrollo sostenible se centran fundamentalmente en la llamada sociedad del conocimiento, para lo que se ha de hacer hincapié en el ámbito de la educación y la formación del mayor número posible de ciudadanos, fomentando así mismo, la innovación científica. Otro instrumento que se revela de gran utilidad es de carácter económico, contribuyendo a la creación de un mercado con productos y servicios menos contaminantes y modificando el comportamiento de los consumidores. Para ello, entre otras medidas, los precios deberían reflejar los costes ambientales y sociales.

La Comisión Europea, consciente del impacto económico que tiene el gasto de los Estados en «bienes» (entiéndase como servicios, productos y obras)⁴, ha puesto su foco en la contratación y compra pública «verde», propiciando la adquisición de «bienes» con un reducido impacto ambiental, como mecanismo que incentive el desarrollo de productos y servicios verdes y que en definitiva contribuyan a la consecución de los objetivos de sostenibilidad que se han fijado.

Las Administraciones, por tanto, adquieren un rol fundamental y deben contribuir de forma activa en la materialización del desarrollo sostenible, elaborando estrategias nacionales, estableciendo medidas reglamentarias y haciendo uso de incentivos e instrumentos basados en el mercado para favorecer el desarrollo sostenible.

Surgen, pues, nuevas necesidades y retos asociados a la inclusión de las consideraciones ambientales en las políticas públicas que la Administración debe abordar de forma progresiva. Algunas de ellas, de carácter general, se refieren a continuación:

1. Concienciación

Dado lo reciente y novedoso de la utilización de las metodologías de ACV y CCV en nuestro país, dentro de los distintos órganos de la Administración no se tiene conciencia, a menudo, del verdadero potencial que representa su utilización. Igualmente, se ha de tomar conciencia de que el empleo de este tipo de metodologías por parte de la Administración es un utensilio que se muestra muy eficaz para que el sector privado adopte, como consecuencia, medios y estrategias de uso eficiente de los recursos, a la vez que respetuosos con el medioambiente.

2. Información

A esta necesidad de concienciación, se le añade la de conocimiento e información, por parte de las Administraciones Públicas, sobre qué metodologías emplear y cómo hacerlo adecuadamente, así como sobre la oportunidad o no de su empleo. Resultaría también muy conveniente que las Administraciones Públicas, a su vez, habiliten los canales de información necesarios para que el mercado conozca con la suficiente anticipación cuáles son las nuevas reglas de juego. Ello contribuiría a la necesaria adaptación del sector a los nuevos procedimientos.

3. Intercambio de conocimiento, colaboración, coordinación y apoyo

Estas necesidades de información y de concienciación tienen parte de su solución con la creación de formas de colaboración e intercambio de experiencias tanto entre Administraciones como entre éstas y el sector privado. Para ello resultaría de gran ayuda la creación, dentro de la Administración, de órganos horizontales de apoyo, asesoramiento y coordinación a nivel nacional en cada uno de los sectores de la actividad económica. Estos órganos

estarían formados por grupos multidisciplinares de expertos en las materias involucradas y, en particular, de las de carácter medioambiental.

Otro aspecto a tener en cuenta es la adecuada formación del personal público implicado en el uso de estas metodologías y de los datos sobre los que se sustentan, mediante jornadas y cursos. También a través de la elaboración de documentación y útiles específicos (guías, manuales, reglamentos, herramientas, campañas de difusión, etc.); incluyendo además textos dirigidos específicamente al sector privado.

Esta ayuda ya se está brindando en alguna medida y desde hace tiempo por la propia Comisión Europea a través de su página *web*⁵. No obstante, es fundamental que se refuerce desde las Administraciones de mayor ámbito, para dar un impulso a la implantación de estas metodologías en las Administraciones con menos recursos y capacidades, sobre todo ante «bienes» de notable entidad como son los del sector de la Construcción.

4. Elaboración y perfeccionamiento de metodologías

La realización de un estudio de ACV o CCV podría implicar un coste elevado por el tiempo y los recursos que requiere para llevarlo a cabo. Esto se debe en parte a la carencia inicial de metodologías y de procedimientos normalizados, si bien es cierto que a medida que se avance en su estudio y uso, la facilidad de aplicación se incrementará en gran medida. Sería por lo tanto aconsejable que desde los poderes públicos se promueva el desarrollo de herramientas específicas adecuadas que pudieran aplicarse en los casos requeridos. A ser posible, avanzando en la línea de la integración de las metodologías ACV y CCV y, en particular, incorporando más impactos en los costes de las externalidades.

5. Elaboración y perfeccionamiento de bases de datos

Igualmente, es fundamental disponer de bases de datos suficientemente fiables, actualizados, precisos y representativos para su utilización en las herramientas de ACV o CCV. Cabe destacar que diversas empresas, instituciones, organismos así como entidades públicas de la UE vienen alimentando sus bases de datos a partir de su serie histórica así como de investigaciones y estudios realizados al efecto.

No obstante, la adquisición y validación de estos datos no es fácil en sectores como el de las infraestructuras, en el que interviene, en la fase de construcción, una gran cantidad de diferentes materiales y procesos interrelacionados, además, entre sí, por lo que la disponibilidad así como la exactitud de los datos puede ser limitada. En otras etapas del ciclo de vida, como por ejemplo en la de mantenimiento, son necesarios datos a largo plazo, por lo que en ocasiones ni siquiera se dispone de ellos. En estos casos, ha de recurrirse a bases de datos específicas disponibles en el mercado aunque suponiendo un coste adicional no desdeñable.

En cualquiera de los casos, para el aseguramiento de la calidad de los datos a emplear, será indicada la intervención

⁴ El gasto de los gobiernos en obras, bienes y servicios representa en torno al 14% del PIB de la UE - EC (2015). "Public Procurement Indicators 2013".

⁵ <http://ec.europa.eu/environment/gpp/lcc.htm>.

de expertos en la materia, tanto en una potencial creación y/o alimentación continuada de una base de datos propia como en la actualización y validación de la información incorporada. Otro aspecto destacable en el que considerar su participación es en la potencial adaptación de la información obtenida de bases de datos externas a la realidad y circunstancias específicas particulares del proyecto.

6. Revisión crítica de los resultados

Otro aspecto a destacar es la necesidad de proceder a un análisis y revisión crítica posterior a la aplicación práctica de estas metodologías que vayan teniendo lugar, de forma detallada, periódica y continua; principalmente comparando los resultados reales con los que se estimaron o bien realizando análisis de sensibilidad de los parámetros que generen incertidumbre. De esta forma se podrá refinar, perfeccionar y actualizar tanto las metodologías como las herramientas y bases de datos que las pondrán en práctica. Estas tareas también suelen necesitar de la intervención de expertos.

A la vista de estas necesidades y retos, se quiere señalar que el CEDEX, como Organismo Público Autónomo de investigación, dedicado principalmente a tareas de asistencia técnica y multidisciplinar de alto nivel, a la investigación aplicada y el desarrollo tecnológico en el ámbito de la ingeniería civil, la edificación y el medio ambiente, estaría capacitado para asumir el papel de «experto» en el apoyo técnico a las Administraciones Públicas españolas en las materias de ACV y CCV en el ámbito de la ingeniería civil, y en su aplicación específica a sus procedimientos de contratación.

En concreto, el CEDEX estaría en disposición de ofrecer asistencia técnica especializada para apoyar y asistir a las entidades públicas en las siguientes tareas:

- Organizando campañas, jornadas y cursos de formación así como elaborando documentos y útiles específicos (guías, manuales, reglamentos, herramientas, etc.) como instrumentos de concienciación, asesoramiento, instrucción, información y divulgación destinados a los distintos agentes implicados, públicos y privados, en función de sus necesidades específicas.
- Actuando como órgano de coordinación y de intercambio de experiencias entre Administraciones de los distintos ámbitos territoriales.
- Dando apoyo técnico en el desarrollo de normativa y metodologías.
- Participando en la aplicación práctica de estas metodologías (metodología a emplear, cómo hacerlo, si procede utilizarla, etc.).
- Elaborando, manteniendo y actualizando la Base de Datos de Inventario y/o adaptando la información obtenida de bases externas a las circunstancias específicas particulares locales.
- Asistiendo y/o participando en el proceso de adjudicación como personal independiente y multidisciplinar no integrado en el Órgano de Contratación.
- Analizando y revisando los procedimientos que vayan teniendo lugar para seguir perfeccionando metodologías, herramientas, bases de datos, etc.

En el campo de los firmes de carretera, el Centro de Estudios del Transporte (CET) del CEDEX está coordinando un grupo de trabajo de la Asociación Técnica de la Carretera, representante español de la AIPCR, constituido de forma expresa para la evaluación de estas cuestiones, en el que participa tanto la Administración como distintos representantes del sector privado. Dentro de este grupo, se está ultimando una Monografía que recopila el estado del arte actual de las diferentes metodologías y aplicaciones informáticas existentes para el cálculo de ACVF y del CCVF, así como sus principales aplicaciones en el sector de la carretera: el etiquetado y la certificación ambiental y la contratación y compra pública verde (CCPV). Como resultado de estos trabajos iniciales, se pone también de manifiesto que, aunque hay mucho hecho, queda un largo camino por recorrer y que, para avanzar en la introducción de las consideraciones ambientales en la construcción, mantenimiento y explotación de las carreteras, se debería comenzar por proponer una metodología adaptada a la realidad española, consensuada con los principales actores del sector, que sea de aplicación por las Administraciones Públicas.

5. BIBLIOGRAFÍA

Asociación Española de Normalización y de Certificación (AENOR):

- UNE-EN ISO 14020 (2002). *Etiquetas ecológicas y declaraciones ambientales. Principios generales (ISO 14020: 2000)*. AENOR. Octubre de 2002.
- UNE-EN ISO 14040 (2006). *Gestión ambiental. Análisis del ciclo de vida. Principios y marco de referencia (ISO 14040:2006)*. AENOR. Diciembre de 2006.
- UNE-EN ISO 14044 (2006). *Gestión ambiental. Análisis del ciclo de vida. Requisitos y directrices (ISO 14044:2006)*. AENOR. Diciembre de 2006.
- UNE-EN 60300-3-3 (2009). *Gestión de la confiabilidad. Guía de aplicación. Cálculo del coste del ciclo de vida*. AENOR. Mayo de 2009.
- UNE-EN ISO 14025 (2010). *Etiquetas y declaraciones ambientales. Declaraciones ambientales tipo III. Principios y procedimientos (ISO 14025:2006)*. AENOR. Octubre de 2010.
- UNE-EN 15643-4 (2012). *Sostenibilidad en la construcción. Evaluación de la sostenibilidad de los edificios. Parte 4: Marco para la evaluación del comportamiento económico*. AENOR. Noviembre de 2012.
- UNE-EN 15804 (2012)+A1 (2014). *Sostenibilidad en la construcción. Declaraciones ambientales de producto. Reglas de categoría de producto básicas para productos de construcción*. AENOR. Febrero de 2014.

Birgisdottir, H., Bhandar, G., Hauschild, M., y Christensen, T. (2007). *Life cycle assessment of disposal of residues from municipal solid waste incineration: Recycling of bottom ash in road construction or landfilling in Denmark evaluated in the ROAD-RES model*. Dinamarca. 2007.

Comisión Europea (UE):

- ¡Compras ecológicas! Manual sobre la contratación pública ecológica (2004). Unión Europea. 2004.

- Comunicación de la Comisión al Consejo y al Parlamento Europeo (2005), relativa a la *Revisión de la Estrategia para un desarrollo sostenible. Plataforma de acción*. COM (2005) 658 final. Unión Europea. 13 de diciembre de 2005.
- Comunicación de la Comisión al Parlamento Europeo, al Consejo, al Comité Económico y Social Europeo y al Comité de las Regiones (2008), relativa a la *Contratación pública para un medio ambiente mejor*. COM (2008) 400 final. Unión Europea. 16 de julio de 2008.
- Comunicación de la Comisión (2010). *Europa 2020. Una estrategia para un crecimiento inteligente, sostenible e integrador*. COM (2010) 2020 final. Unión Europea. 3 de marzo de 2010.
- Reglamento Delegado (UE) N° 244/2012 (2012), de la Comisión Europea, relativo a la *Eficiencia energética de los edificios*. Unión Europea. 16 de enero de 2012 (DOUE - Diario Oficial de la UE de 21 de marzo de 2012).
- “Public Procurement Indicators 2013” (2015). *DG GROW G4 - Innovative and e-Procurement*. Unión Europea. 17 de Junio de 2015.
- Documento de trabajo de los servicios de la Comisión (2016). Criterios de contratación pública ecológica para el diseño, la construcción y el mantenimiento de carreteras. SWD(2016) 203 draft. Unión Europea. 10 de junio de 2016.

Comité Europeo de Normalización (CEN):

- prEN 15843-5 (2016). *Sustainability assessment of buildings and civil engineering works - Part 5: Framework for the assessment of sustainability performance of civil engineering works*. CEN. 2016.
- FprEN 15643-5 (2016). *Sustainability of construction works — Sustainability assessment of buildings and civil engineering works — Part 5: Framework on specific principles and requirement for civil engineering works*. CEN. 2016.
- CWA 17089:2016 (2016). Indicators for the sustainability assessment of roads. CEN/WS SUSTINROADS. *Sustainability assessment of roads*. CEN. 2016

Garbarino, E., Rodríguez, R., Donatello, S., Gama, M., y Wolf, O. (2016). Revision of Green Public Procurement Criteria for Road Design, Construction and Maintenance. *Technical report and criteria proposal*. Joint Research Centre (JRC). Junio de 2016.

García-Erviti, F., Armengot-Paradinas, J., y Ramírez-Pacheco, G. (2015). El análisis del coste del ciclo de vida como herramienta para la evaluación económica de la edificación sostenible. Estado de la cuestión. *Revista Informes de la Construcción*, Vol. 67 (n° 537), e056. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Centro Superior de Investigaciones Científicas (CSIC).

Häkkinen, T., y Mäkele, K. (1996). *Environmental adaptation of concrete – Environmental impact of concrete and asphalt pavements*. VTT Research notes 1752. Finlandia.

International Organization for Standardization (ISO):

- ISO 15686-5 (2008). *Edificaciones y bienes inmuebles construidos - Planificación de la vida útil. Parte 5: Coste del ciclo de vida*. ISO. Junio de 2008.
- ISO/TS 21929-2 (2015). *Sustainability in buildings and civil engineering works - Sustainability indicators - Part 2: Framework for the development of indicators for civil engineering Works*. ISO. Marzo de 2015.
- ISO/DIS 21930 (2016). *Sustainability in buildings and civil engineering works -- Core rules for environmental declaration of construction products and services used in any type of construction works*. ISO.
- Parlamento y Consejo Europeo (UE):
- Directiva 2009/33/CE (2009), del Parlamento Europeo y del Consejo, relativa a la “Promoción de vehículos de transporte por carretera limpios y energéticamente eficientes”. Unión Europea. 23 de abril de 2009 (*DOUE - Diario Oficial de la UE* de 15 de mayo de 2009).
- Reglamento (UE) N° 305/2011 (2011), del Parlamento Europeo y del Consejo, por el que se establecen condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción. Unión Europea. 9 de marzo de 2011 (*DOUE - Diario Oficial de la UE* de 4 de abril de 2011).
- Directiva 2014/24/UE (2014), del Parlamento Europeo y del Consejo, relativa a la “Contratación Pública”. Unión Europea. 26 de febrero de 2014 (*DOUE - Diario Oficial de la UE* de 28 de marzo de 2014).

Perera, O. (2010). *Procuring Green in the Public Sector: A check-list pfor getting started*. International Institute for Sustainable Development (IISD). Septiembre de 2010.

Rüdenauer, I., et al. (2007). *Costs and Benefits of Green Public Procurement in Europe. General Recommendations*. DG ENV.G.2/SER/2006/0097r - *Final Report*. Öko-Institut e.V. & (ICLEI), Friburgo (Alemania). 26 de julio de 2007.

Sánchez, A., y Perelli, M. (2016). Cálculo del Coste del Ciclo de Vida (CCV) en la contratación pública. Reflexiones desde las Administraciones públicas. *Revista Carreteras*, n° 205, pp. 38-51.

Santero, N., Masanet, E., y Horvath, A. (2010). *Life Cycle Assessment of Pavements: A Critical Review of Existing Literature and Research*. Portland Cement Association, Stokie, Illinois (EE UU), 24 de agosto de 2010.

Walls, J., y Smith, M. R. (1998). Life-Cycle Cost Analysis in Pavement Design. - In Search of Better Investment Decisions. *Pavement Division Interim Technical Bulletin*. Publication n°. FHWA-SA-98-079. Federal Highway Administration (FHWA) (EE UU). Septiembre de 1998.

Walls, J., y Smith, M. R. (1998). Life-Cycle Cost Analysis in Pavement Design. - In Search of Better Investment Decisions. *Pavement Division Interim Technical Bulletin*. Publication n°. FHWA-SA-98-079. Federal Highway Administration (FHWA) (EE UU). Septiembre de 1998.

Comportamiento mecánico de las rocas volcánicas

Mechanical Behaviour of Volcanic Rocks

Áurea Perucho Martínez^{1*}

Resumen

En este artículo se presentan algunos aspectos relevantes relacionados con el comportamiento mecánico de las rocas volcánicas, basados principalmente en resultados de ensayos de laboratorio realizados en testigos de rocas procedentes de las islas Canarias. Se presentan algunos rangos de variación de los parámetros geotécnicos más relevantes desde el punto de vista del comportamiento mecánico de las rocas, así como algunas correlaciones entre parámetros. En especial, se consideran los piroclastos volcánicos de baja densidad, cuyo comportamiento mecánico es muy singular. Para ellos se ajusta un criterio de rotura empírico a un extenso conjunto de resultados de ensayos de laboratorio.

Palabras clave: Rocas volcánicas, Piroclastos, Criterios de rotura.

Abstract

Some relevant aspects related to the mechanical behavior of volcanic rocks are considered, mainly based on laboratory tests performed on rocks from the Canary Islands. Ranges of variation of the most relevant geotechnical parameters from the point of view of mechanical behavior and some correlations are given for different types of rocks. More attention is paid to the analysis of pyroclastic rocks, as their mechanical behavior is more peculiar. An empirical yield criterion for low density pyroclasts is adjusted to test results.

Keywords: Volcanic Pyroclasts, Rock Failure Criterion, Volcanic Rocks.

1. INTRODUCCIÓN

Las rocas volcánicas se pueden dividir en los dos grandes grupos siguientes:

- Rocas procedentes de coladas volcánicas de lava, como basaltos, traquitas o fonolitas.
- Rocas procedentes de coladas u oleadas piroclásticas, o bien piroclastos de caída, que forman el grupo de los piroclastos volcánicos.

El comportamiento mecánico de las rocas de cada uno de estos grupos es muy diferente. El primer grupo lo forman materiales de mucha mayor densidad y resistencia que el segundo. Los piroclastos volcánicos están formados generalmente por materiales muy fragmentados, de diferentes texturas y tamaños de partículas, y que presentan casi siempre porosidades muy elevadas y densidades muy bajas. A menudo son materiales muy alterables, de muy baja resistencia y elevada deformabilidad, a excepción del grupo de las ignimbritas, que presentan resistencias mayores y se han incluido en este trabajo dentro del primer grupo.

Estos dos tipos de rocas aparecen frecuentemente alternados y entremezclados, lo cual afecta de manera primordial al comportamiento global del macizo rocoso (fig. 1).

En el laboratorio de Geotecnia del CEDEX se han llevado a cabo varios estudios de rocas volcánicas de las islas

Canarias en los últimos quince años. Algunos resultados de estos estudios se han publicado en los congresos internacionales sobre rocas volcánicas que se han venido celebrando desde hace algo más de una década (congresos de Madeira: Serrano, Olalla y Perucho, 2002a y b; Azores: Serrano, Olalla, Perucho y Hernández, 2007; Tenerife: Serrano, Perucho y Conde, 2010; e Ischia: Perucho, 2015, Serrano, Perucho y Conde, 2015a, b y c), y en alguna revista (Serrano, Perucho y Conde, 2016). Asimismo, se ha realizado una tesis doctoral sobre la caracterización geotécnica de los piroclastos de baja densidad (Conde, 2013).

En este artículo se presentan los aspectos más relevantes relativos al comportamiento mecánico de los dos grandes grupos de rocas volcánicas que se han indicado, en relación a su roca matriz y a partir de resultados de ensayos de laboratorio realizados en los trabajos en los que la autora ha participado.

2. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS ROCAS PROCEDENTES DE COLADAS DE LAVA

2.1. Introducción

Las rocas procedentes de flujos de lava generalmente presentan buenas propiedades resistentes, si bien su comportamiento mecánico viene muy condicionado por las familias de discontinuidades existentes, al igual que en otros macizos rocosos. Es más, a menudo estas rocas se presentan alternando con niveles mucho más débiles escoriáceos o piroclásticos o bien con cavidades, formando masas de roca muy anisótropas y discontinuas. Generalmente, los principales problemas que presentan se deben a su

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

¹ Ingeniera de Caminos. Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

heterogeneidad espacial, tanto en dirección vertical como horizontal, que es la que causa frecuentemente problemas de inestabilidad y colapso.

Estos son aspectos sin duda muy importantes que, no obstante, no se van a tratar aquí, ya que este trabajo se centra en el comportamiento mecánico de la roca matriz. El tema de las discontinuidades en macizos rocosos volcánicos es tratado abundantemente por numerosos autores. Por citar algunos, González de Vallejo, Hijazo, Ferrer y Seisdedos (2007) proporciona abundantes datos de valores típicos de discontinuidades en estos materiales, así como valores de los índices RMR y Q de flujos de lavas basálticas; Muñiz Menéndez y González-Gallego (2010) resaltan la gran dificultad de aplicar esquemas de clasificación geomecánica a las rocas volcánicas; Barton (2010) realiza indicaciones acerca de cómo estimar los valores del índice Q en basaltos columnares.

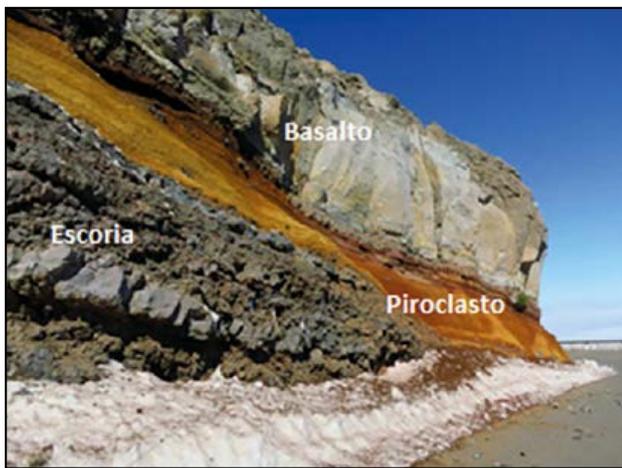


Figura 1. Niveles de basaltos, piroclastos y escoria (La Palma).

2.2. Resistencia y deformabilidad de la matriz rocosa

Rodríguez-Losada et al. (2007) presentan una clasificación de las rocas volcánicas Canarias basada en criterios litológicos, texturales y de porosidad, definiendo los 12 litotipos indicados en la tabla 1. Pretende ser una clasificación sencilla, de uso práctico, que clasifique a los materiales en grupos de comportamiento geomecánico semejante.

Tabla 1. Litotipos definidos (Rodríguez Losada et al. 2007)

Litotipo	Descripción
BAFM	Basalto afanítico masivo
BAFV	Basalto afanítico vacuolar
BES	Basalto escoriáceo
BOPM	Basalto olivínico piroxénico masivo
BOPV	Basalto olivínico piroxénico vacuolar
BPLM	Basalto plagioclásico masivo
BPLV	Basalto plagioclásico vacuolar
FON	Fonolitas
IGNS	Ignimbrita no soldada
IGS	Ignimbrita soldada
TRQ	Traquitas
TRQB	Traquibasalto

Posteriormente Hernández Gutiérrez (2014) reduce el número de litotipos a 10, eliminando tanto el denominado BES, muy poco abundante en las islas Canarias, y el denominado TRQB, cuyo comportamiento mecánico es muy similar al del BAFM, por lo cual se puede unir a ese grupo.

En la fig. 2 se presentan fotografías de los 10 litotipos. Con todos estos tipos de rocas se realizó un extenso estudio, basado en resultados de ensayo con 369 probetas con el objetivo principal de definir sus propiedades geotécnicas. Hernández Gutiérrez (2014) da una detallada descripción de los trabajos llevados a cabo para el muestreo, del origen de cada muestra y de los resultados de los ensayos.

Los ensayos geotécnicos que se realizaron en probetas en laboratorio fueron principalmente los siguientes: pesos específicos real, aparente y seco, porosidades abierta y total, absorción, velocidades de onda ultrasónica (similar a la velocidad de ondas longitudinales), carga puntual, ensayo brasileño de tracción, resistencia a compresión simple y triaxial hasta presiones de confinamiento de 10 MPa. También se realizaron medidas de dureza en bloques con el martillo Schmidt y se realizó un estudio petrográfico con láminas delgadas y un análisis geoquímico con análisis de óxidos, carbonatos, sulfatos y haluros.

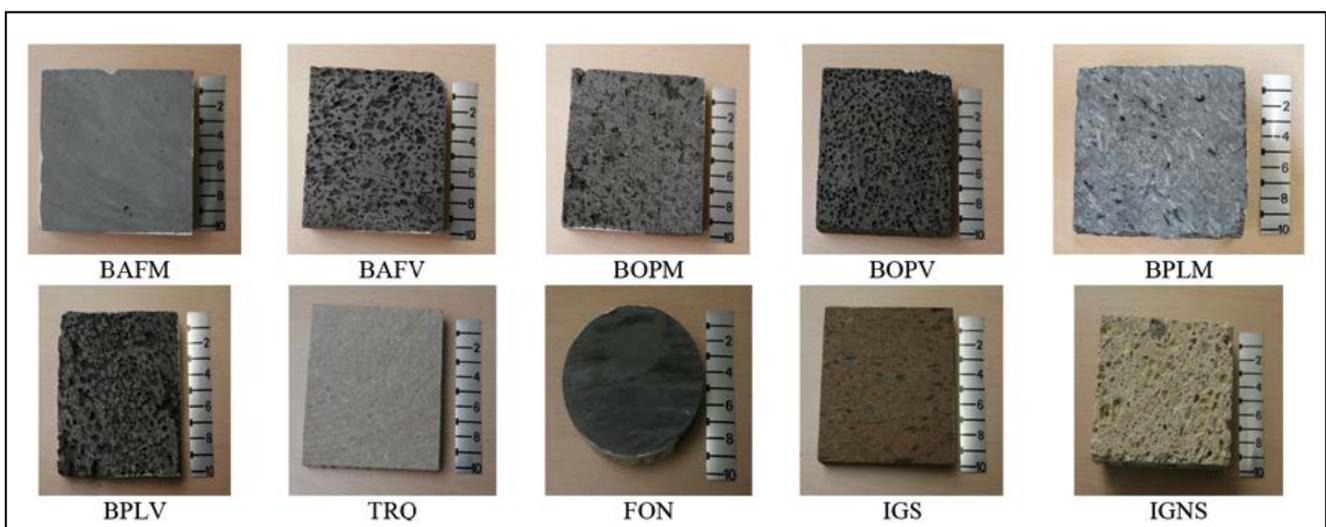


Figura 2. Algunos de los litotipos definidos en la tabla 1 (fotografías de Hernández Gutiérrez, 2014).

Algunos de estos datos han sido publicados previamente (Rodríguez Losada et al., 2007 y 2009). En la tabla 2 se adjunta un resumen de los resultados más relevantes desde el punto de vista mecánico. Los gráficos de caja adjuntos en las fig. 3 a la fig. 8 muestran los rangos de variación de los diferentes parámetros para cada litotipo. Estas cajas representan el rango intercuartílico (50% de los datos) mientras que la línea marcada señala la mediana de los datos y la cruz el valor medio. Los histogramas de estos datos se recogen en la fig. 10.

Con estos resultados se obtuvieron numerosas correlaciones, algunas de las cuales se muestran más adelante. En

los gráficos de la fig. 9 se pueden apreciar visualmente las variables que correlacionan entre sí.

En la tabla 2 se pueden ver los rangos que se obtienen para los coeficientes de variación. Sin considerar las ignimbritas no soldadas, que aunque se han incluido en este grupo son piroclastos y presentan coeficientes más elevados, los rangos de los coeficientes de variación obtenidos han sido: 0,02-0,21 para el peso específico seco, 0,17-0,26 para la velocidad ultrasónica, 0,41-0,75 para la compresión simple, 0,19-0,57 para la resistencia a tracción y 0,37-0,62 para el módulo de Young.

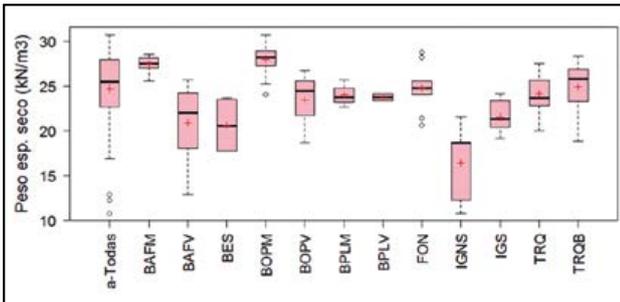


Figura 3. Rangos de variación del peso específico seco.

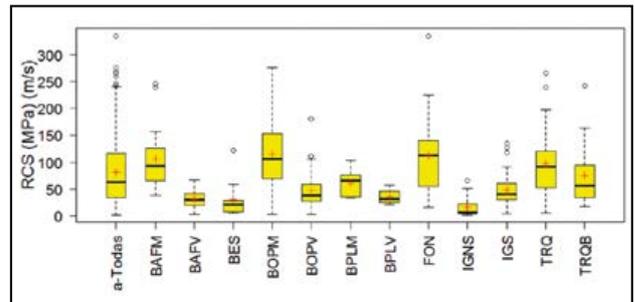


Figura 6. Rangos de variación de la resistencia a compresión simple.

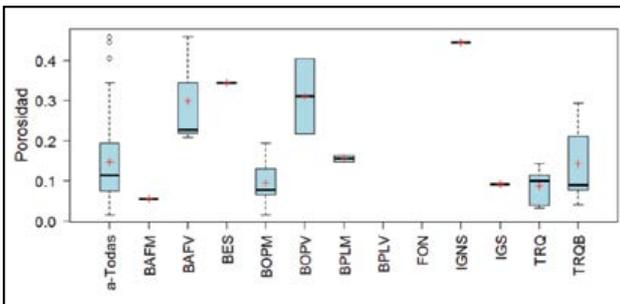


Figura 4. Rangos de variación de la porosidad total.

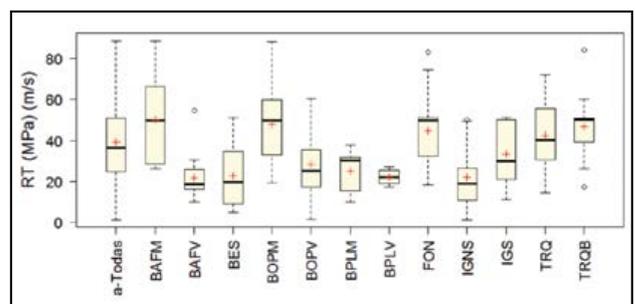


Figura 7. Rangos de variación de la resistencia a tracción.

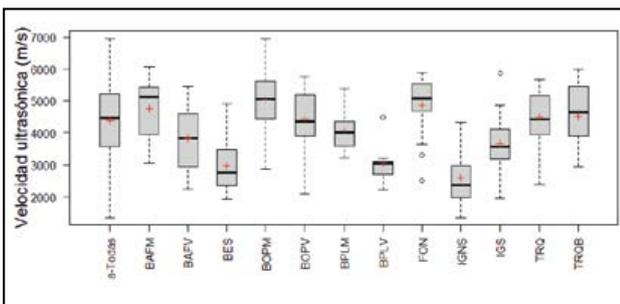


Figura 5. Rangos de variación de la velocidad ultrasónica.

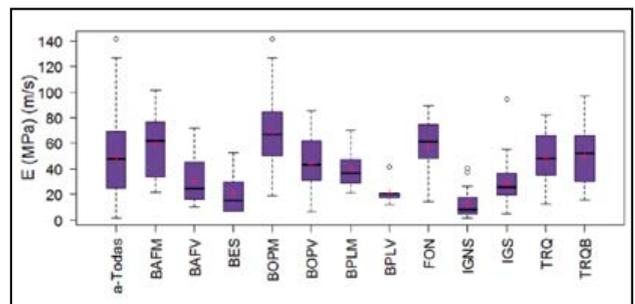


Figura 8. Rangos de variación del módulo de Young.

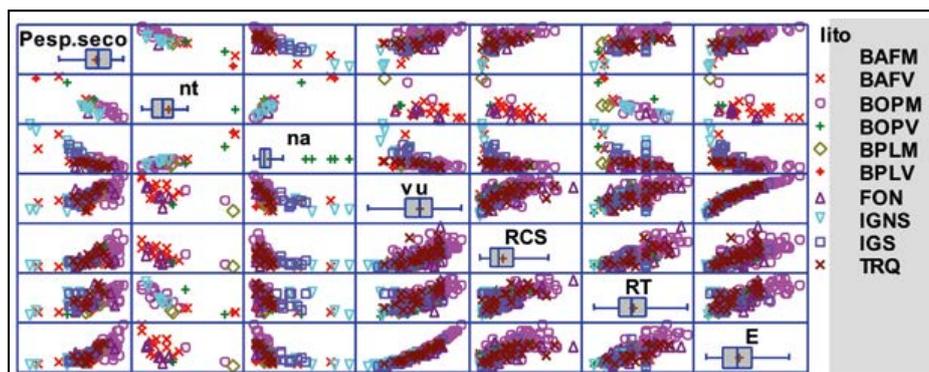


Figura 9. Visualización de las correlaciones entre variables (en los gráficos de caja la línea es la mediana y la cruz la media).

Tabla 2. Resumen de resultados obtenidos de rocas volcánicas canarias: valores medios

Litotipo		γ_d (kN/m ³)	nt (%)	na (%)	vu (m/s)	RCS (MPa)	RT (MPa)	E (GPa)
BAFM	Media	27,4	5,5	3,6	4752	106,5	50,3	59,9
	Desv. est.	1,0		0,9	975	54,9	21,3	24,7
	Cov.	0,04		0,24	0,21	0,52	0,42	0,41
	n	7	1	7	21	23	13	21
BAFV	Media	20,9	29,8	11,0	3824	31,3	21,7	30,6
	Desv. est.	4,4	13,9	10,1	980	16,0	11,4	18,9
	Cov.	0,21	0,47	0,92	0,26	0,51	0,52	0,62
	n	8	3	8	21	22	14	21
BOPM	Media	28,0	9,6	4,1	5040	115,1	47,9	69,5
	Desv. est.	1,4	5,1	2,3	843	59,8	16,3	25,4
	Cov.	0,05	0,54	0,56	0,17	0,52	0,34	0,37
	n	40	15	40	109	113	86	110
BOPV	Media	23,4	31,1	8,3	4435	47,7	28,2	44,0
	Desv. est.	3,2	13,2	7,0	901	35,7	16,1	20,5
	Cov.	0,14	0,43	0,85	0,20	0,75	0,57	0,47
	n	5	2	5	31	31	23	31
BPLM	Media	24,0	15,6	4,9	4071	60,9	25,0	40,1
	Desv. est.	1,5	1,1	1,1	739	27,9	11,7	16,7
	Cov.	0,06	0,07	0,22	0,18	0,46	0,47	0,42
	n	3	2	3	7	7	5	7
BPLV	Media	23,7		3,3	3053	36,1	22,1	21,5
	Desv. est.	0,6		3,1	713	14,8	4,2	9,5
	Cov.	0,02		0,94	0,23	0,41	0,19	0,44
	n	2		2	7	7	4	7
FON	Media	24,8		3,0	4858	113,1	44,8	57,7
	Desv. est.	2,7		1,4	910	73,7	17,2	21,1
	Cov.	0,11		0,48	0,19	0,65	0,38	0,37
	n	9		9	24	24	21	24
IGNS	Media	16,4	44,4	26,6	2592	16,5	22,0	13,1
	Desv. est.	4,6		10,8	897	19,5	18,1	12,4
	Cov.	0,28		0,41	0,35	1,18	0,82	0,95
	n	5	1	5	15	15	9	15
IGS	Media	21,5		13,3	3650	48,0	33,5	28,9
	Desv. est.	1,7		5,6	738	29,4	14,4	15,4
	Cov.	0,08		0,42	0,20	0,61	0,43	0,53
	n	14		13	48	48	38	48
TRQ	Media	24,1	8,9	4,6	4485	97,3	42,4	48,5
	Desv. est.	2,2	4,4	2,3	887	62,8	17,7	20,9
	Cov.	0,09	0,49	0,51	0,20	0,64	0,42	0,43
	n	15	6	15	31	33	21	31
Todas	Media	24,7	14,7	7,3	4377	81,1	39,3	49,3
	Desv. est.	3,8	11,4	7,4	1107	61,3	18,7	27,8
	Cov.	0,16	0,77	1,01	0,25	0,76	0,48	0,56
	n	122	37	121	338	348	253	340

(γ_d : peso específico seco; nt: porosidad total; na: porosidad abierta; vu: velocidad ultrasónica; RCS: resistencia a compresión simple; RT: resistencia a tracción (ensayo brasileño); E: Módulo de Young).

González de Vallejo et al. (2007) indica los valores recogidos en la tabla 3 para matriz rocosa de basalto, acordes con los recogidos en las tablas anteriores.

Se realizaron más de 100 ensayos triaxiales en célula Hoek con presiones de confinamiento de hasta 10 MPa. Sin embargo, no ha sido posible obtener parámetros

representativos de los litotipos, ya que los resultados presentan una gran dispersión, principalmente debida a las diferencias de densidades de las probetas de un mismo litotipo. No obstante, como muestra la fig. 11, se puede observar una clara relación entre la resistencia de la roca y su peso específico si se observan conjuntamente los resultados

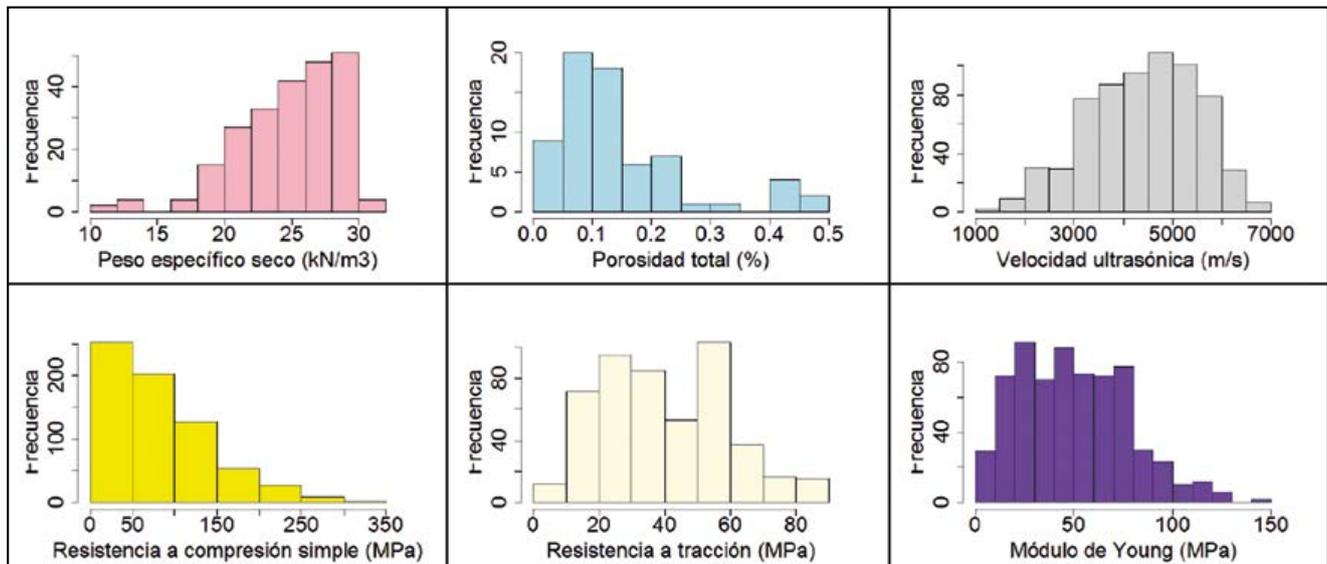


Figura 10. Histogramas de los parámetros mostrados en la tabla 2.

de todas las probetas ensayadas, independientemente del litotipo.

Tabla 3. Datos de basaltos e ignimbritas (González de Vallejo et al., 2007)

	γ_d (kN/m ³)	RCS (MPa)
Basalto (más frecuente)	15-31 (23-28)	25-160 (40-80)
Basalto vesicular	15-23	< 40
Basalto masivo	> 28	> 80
Ignimbritas	13-20 en ocasiones >20	15-70 < 5 si alteradas

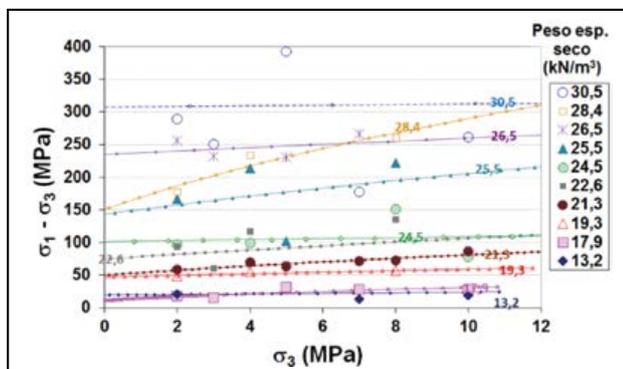


Figura 11. Resultados de ensayos triaxiales en rocas volcánicas.

2.3. Correlaciones

Con los datos recabados se obtienen correlaciones, algunas de las cuales se muestran en las figuras siguientes. La fig. 12 muestra la relación entre el valor medio del índice de carga puntual ($I_{s(50)}$) y la resistencia a compresión simple para cada litotipo. Considerando todas las muestras, no solo los valores medios de los litotipos, se obtiene una relación de $RCS = 15 \cdot I_{s(50)}$; si sólo se consideran los basaltos, entonces se obtiene $RCS = 14 \cdot I_{s(50)}$. Mesquita Soares, Dinis da Gama y Reis e Sousa (2002) también obtienen esta última relación con basaltos del complejo volcánico de Lisboa.

Sin embargo, la relación no es constante, sino que se incrementa con la resistencia de la roca, como se muestra en la fig. 13.

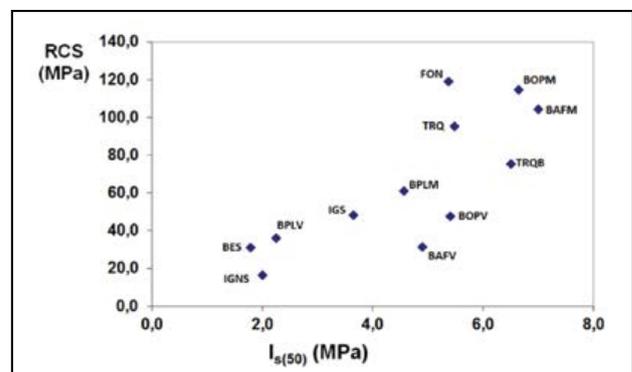


Figura 12. Relación entre el Índice de carga puntual, I_s , y la RCS (datos de Hernández Gutiérrez).

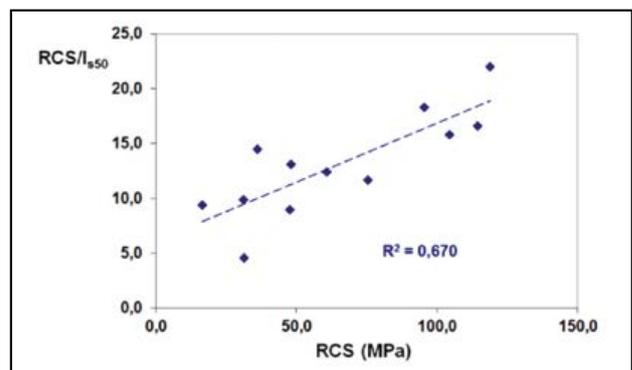


Figura 13. Relación entre RCS/I_s , y la RCS (Hernández Gutiérrez).

Karaman (2014) recopila una amplia variedad de relaciones proporcionadas por diferentes autores y para distintos tipos de roca. La mayoría son relaciones lineales del tipo $RCS = 12$ a $14 I_s$ y unas pocas son no lineales (exponenciales o potenciales). El citado autor estudia esta relación para piroclastos y concluye que probablemente es una relación no lineal y que se requiere una mayor investigación para comprobar si esta relación es también no lineal para todas las rocas blandas. Es muy probable que la relación sea no lineal para todos los tipos de roca, no sólo las blandas.

Por otra parte, Rodríguez Losada et al. (2007) recomiendan incrementar un 18% la resistencia a compresión

deducida del martillo Schmidt para estimar la resistencia a compresión simple:

$$RCS = 1,18 * RCS_{Schmidt}$$

La fig. 14 muestra la relación entre la resistencia a compresión simple (RCS) y la resistencia a tracción (RT, ens. brasileño) para los valores medios de cada litotipo. Si se consideran todos los resultados, se obtiene una relación igual a $RCS = 2,2 * RT$; si sólo se consideran los basaltos, entonces se obtiene $RCS = 2,4 * RT$.

En la fig. 15 se muestra el módulo relativo obtenido para estas muestras, con un valor en torno a 500 y un rango de 250 a 1250.

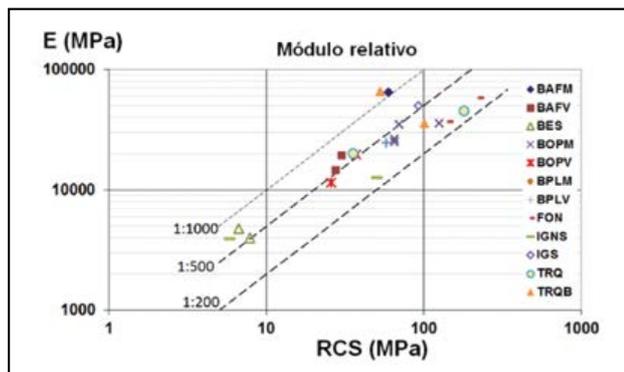


Figura 15. Módulo relativo en rocas volcánicas canarias.

En las fig. 16 y fig. 17 se muestra la relación entre el peso específico seco de estas rocas y la resistencia a compresión simple y el módulo de Young, respectivamente.

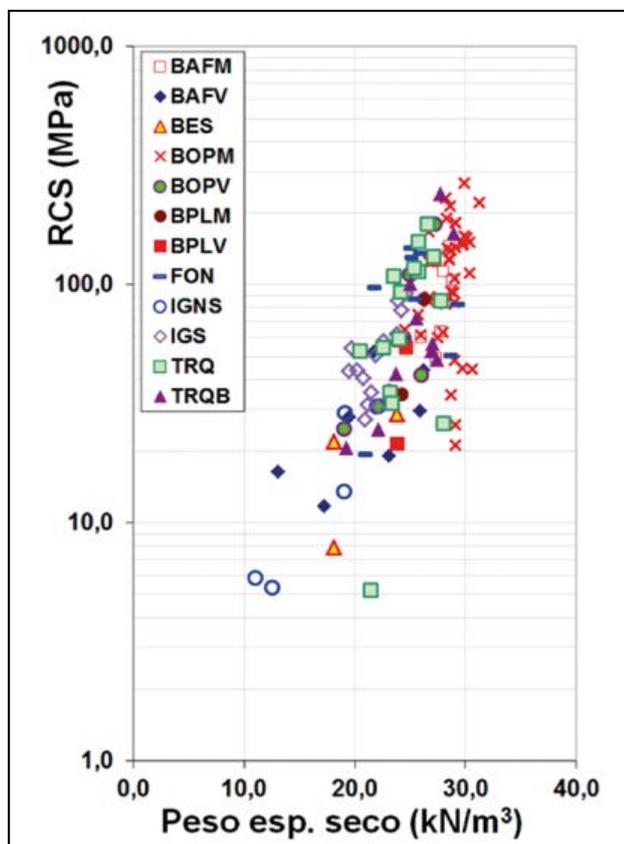


Figura 16. RCS versus peso específico seco en rocas volcánicas canarias procedentes de lavas.

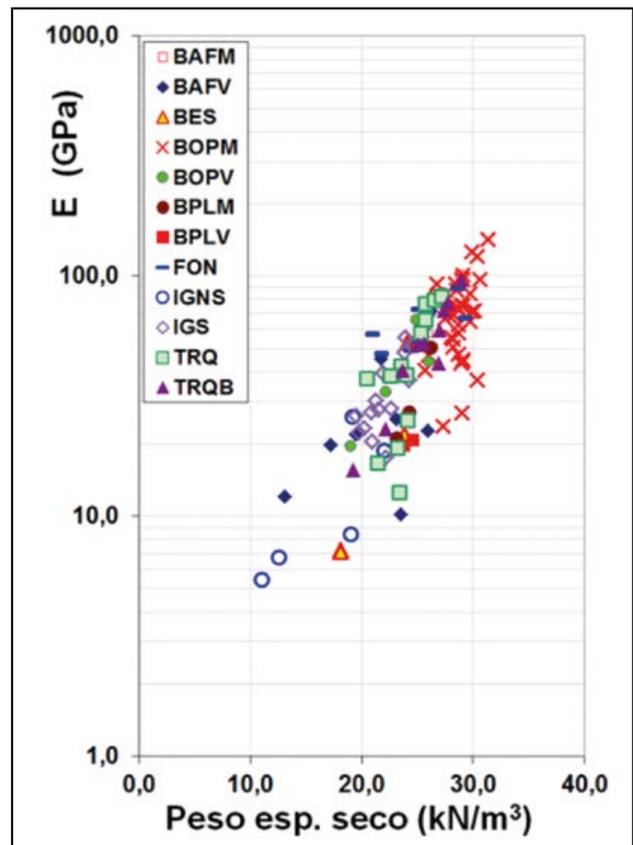


Figura 17. Módulo de Young versus peso específico seco en rocas volcánicas canarias procedentes de lavas.

3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS PIROCLASTOS VOLCÁNICOS DE BAJA DENSIDAD

3.1. Introducción: algunos aspectos relevantes

Al contrario que las masas de lava, los piroclastos volcánicos se ven generalmente poco afectados por discontinuidades. Por tanto, su comportamiento mecánico viene determinado principalmente por el de la roca matriz.

Estas rocas tienen un comportamiento peculiar: a bajas presiones se comportan como una roca, con módulos de elasticidad elevados y bajas deformaciones, mientras que para presiones por encima de un determinado umbral, su estructura se rompe y su deformabilidad aumenta enormemente, pasando a comportarse entonces como un suelo. Este fenómeno es conocido como colapso mecánico, y los materiales que los sufren son rocas mecánicamente colapsables.

No existen muchos datos publicados relacionados con su comportamiento mecánico, a pesar de la abundancia de estudios llevados a cabo en diferentes lugares del mundo desde los años 70 del siglo pasado (e.g.: España: Uriel y Bravo 1971, Uriel y Serrano 1973 y 1976, Serrano 1976, Uriel 1976, Serrano et al. 2002a y b, 2007 y 2010; Lomoschitz Mora-Figueroa 1996; Peiró Pastor 1997; González de Vallejo et al. 2006, 2007 y 2008; Rodríguez-Losada et al. 2007 y 2009; Conde 2013; Hernández-Gutiérrez 2014); Italy: Pellegrino 1970, Aversa et al. 1993 Aversa y Evangelista 1998, Evangelista y Aversa 1994, Cecconi y Viggiani 1998, 2001 and 2006, Cecconi 1998, Tommasi y Ribacchi 1998, Rotonda et al. 2002, Cecconi et al. 2010, Tommasi et al. 2015); Japan: Adachi et al. 1981; New Zealand: Moon 1993).

De hecho, es difícil obtener valores fiables de los ensayos de resistencia debido a varias causas, como las siguientes:

- Por una parte, es difícil obtener buenas probetas de estos materiales, ya que con frecuencia presentan fragmentos muy angulosos, que tienden a romperse al tallarlas. Además, suelen presentar paredes muy rugosas. En especial, los piroclastos poco soldados o cementados, cuanto más débiles son más difíciles resultan de tallar adecuadamente. Como consecuencia, se tiene una importante dispersión de resultados, lo que hace necesaria la realización de un gran número de ensayos para poder tener datos y conclusiones fiables.
- Por otra parte, debido a la rugosidad de las paredes de las probetas, se produce con gran frecuencia la rotura de las membranas utilizadas en los ensayos triaxiales, en especial cuando se aplican presiones de confinamiento altas, lo que dificulta la obtención de valores de presiones isotrópicas de colapso, o valores de resistencia al corte con elevadas presiones de confinamiento.

Además, estas rocas suelen ser muy heterogéneas e incluso cuando los testigos se tallan de un mismo bloque suelen presentar diferencias de densidad que influyen enormemente en su resistencia y deformabilidad.

En los siguientes apartados se va a describir el comportamiento mecánico observado en un gran número de muestras y se va a ajustar un criterio de rotura propuesto por Serrano (2012) para definir la superficie de fluencia de estos materiales. Previamente se comentarán algunos aspectos relevantes relacionados con su macroporosidad, así como otros aspectos relativos a la fabricación de muestras artificiales (“*piroclasto ideal*”), la preparación de probetas y la clasificación utilizada para designar las muestras ensayadas.

3.1.1. Macroporosidad

Es bien sabido que la estructura de estos materiales tiene una gran influencia en su resistencia, tal y como han venido señalando numerosos autores desde hace tiempo (e.g.: Pellegrino 1970, Serrano 1976 y 1997, Leorueil y Vaughan 1990, Aversa y Evangelista 1998, Serrano et al. 2007, Conde 2013, Tommasi et al. 2015). En los estudios llevados a cabo en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX desde 2002 (CEDEX, 2007 y 2013), la macroporosidad de los piroclastos se ha venido estudiando con detalle mediante la observación al microscopio, en algunos casos tras sumergir las muestras en resinas coloreadas para facilitar la visualización de los poros (fig. 18).

A partir de estos estudios se definieron cuatro tipos principales de macroporosidad (fig. 19):

- Porosidad reticular, para definir la estructura formada por partículas cementadas en sus puntos de contacto de unas con otras y rodeadas de macroporos; se observa en muestras de pumitas no alteradas.
- Porosidad vacuolar, que se presenta cuando una masa vítrea más o menos homogénea presenta un gran número de vacuolas pseudo-esféricas en su interior; se observa en escorias.
- Porosidad mixta, se presenta cuando se observan las dos porosidades anteriores, de tipo reticular entre las

partículas y de tipo vacuolar en las mismas; se observa en muestras de lapilli no alteradas.

- Porosidad matricial, caracterizada por la presencia de un material fino rellenando los macroporos que rodean a las partículas; se observa en muestras alteradas tanto de lapilli como de pumitas. Es más, se puede definir como el tipo de porosidad de las cenizas también, ya que, debido al pequeño tamaño de sus poros, no presentan macroporos.



Figura 18. Muestra de piroclasto inmersa en resina coloreada para observar mejor su macroestructura.

3.1.2. Fabricación de probetas: “Piroclasto ideal”

Uriel y Bravo (1971) encontraron un comportamiento mecánicamente colapsable en hormigones porosos, que fue ajustado posteriormente por Serrano (1976, Serrano et al. 2002) a un modelo energético definido para piroclastos de baja densidad. Con este precedente y también debido a la gran dificultad de obtener resultados de ensayos de resistencia, así como a la gran heterogeneidad de las muestras, se hizo un intento en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX de fabricar artificialmente un material de estructura parecida a la de los piroclastos reales, pero que pudiera ser más homogéneo y fácil de ensayar. Es decir, un “*piroclasto ideal*”, que pudiera ser útil para encontrar la forma del criterio de rotura de este tipo de rocas.

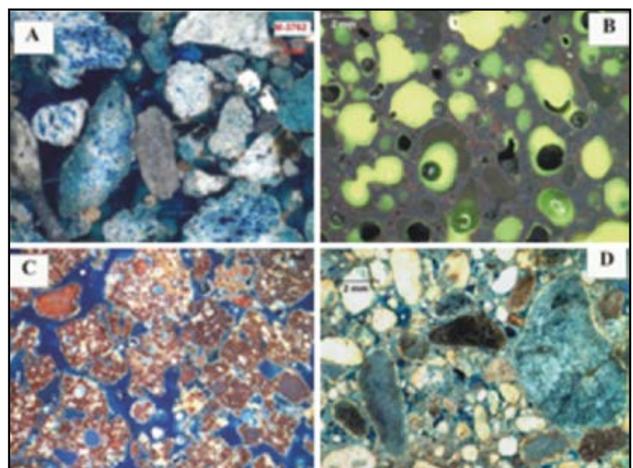


Figura 19. Microfotografías de varios piroclastos con los cuatro tipos de estructura macroporosa definida (A-Reticular; B-Vacuolar; C-Mixta; D-Matricial) (CEDEX 2007; Santana, Santiago, Perucho y Serrano, 2008).

Así, se fabricaron dos tipos de estructuras, simulando las porosidades reticular y vacuolar, respectivamente (fig. 20). Se probaron muchas combinaciones diferentes, utilizando básicamente cemento, bentonita, partículas de arlita y pequeñas partículas esféricas de porexpan en diferentes proporciones. La bentonita se añadió para disminuir la resistencia del cemento. La porosidad reticular se simuló combinando los cuatro elementos mencionados (fig. 21 y fig. 23), mientras que la porosidad vacuolar se simuló combinando cemento y bentonita con partículas de porexpan (fig. 22 y fig. 23). Las partículas de arlita se usaron para simular las partículas de pumita, de baja densidad, y en ambos casos se añadieron partículas de porexpan para simular la elevada porosidad de los piroclastos. Se realizaron numerosas pruebas hasta que se obtuvieron valores de resistencia a compresión simple e isotropa similares a los de las muestras reales. Este procedimiento se describe extensamente en CEDEX (2013) y Conde (2013).

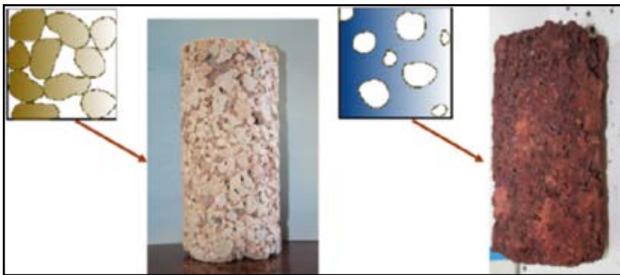


Figura 20. Izquierda: Piroclasto de porosidad reticular (pumita); Derecha: Piroclasto de porosidad vacuolar (escoria).



Figura 21. "Piroclasto ideal", con estructura reticular.



Figura 22. "Piroclasto ideal", con estructura vacuolar.

Sin embargo, a pesar de los esfuerzos realizados por obtener muestras homogéneas, la dispersión de resultados que se obtuvo en los ensayos de resistencia no fue inferior a la obtenida en los piroclastos reales, sino del mismo orden de magnitud. No obstante, el estudio permitió definir la mejor forma de realizar los ensayos triaxiales en estos materiales.

3.1.3. Preparación de probetas de piroclastos reales

Después de probar diferentes métodos, se comprobó que la mejor forma de obtener probetas de calidad a partir de los bloques era congelándolos a -20°C previamente, en especial, en el caso de los piroclastos más débiles, que siempre acababan rompiéndose durante el tallado. Aún congeladas, las muestras más débiles se tallaban cuidadosamente a mano (fig. 24). Cecconi y Viggiani (1998) estudian el efecto de la congelación de una roca blanda piroclástica comparando sus velocidades de onda antes y después del congelado, y concluyen que tras el mismo la reducción de la velocidad de onda es sólo del orden de un 6%. No parece, por tanto, que la congelación produzca una reducción significativa en la resistencia.

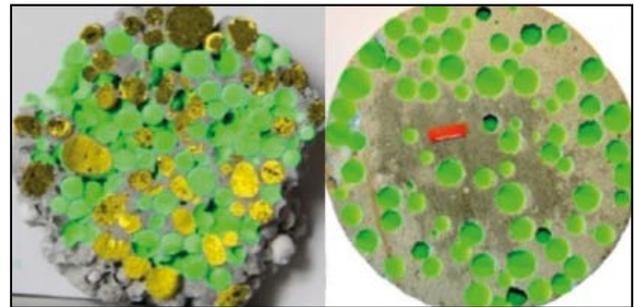


Figura 23. "Piroclasto ideal" con estructura reticular (izquierda) y vacuolar (derecha). Los huecos (simulados por esferas de porexpan) están coloreados en verde y las partículas (piezas redondeadas de arlita) en amarillo.



Figura 24. Tallado manual de una muestra de pumita.

Por otra parte, a fin de asegurar el paralelismo de las bases de las probetas y, en algunos casos, también para suavizar las irregularidades de las paredes, se usó escayola (fig. 25). Finalmente, para suavizar las irregularidades de las paredes, la mayoría de las veces se optó por cubrir lateralmente las probetas con tejido tipo hule, por encima de tres membranas impermeables de uso común en los ensayos

triaxiales (fig. 26). De esta forma se consiguió que no se rompiera la impermeabilización lateral de las muestra durante los ensayos. Esta protección puede producir un pequeño incremento de rigidez en las muestras, pero no un cambio relevante en los resultados de los ensayos.



Figura 25. Algunas probetas cubiertas total o parcialmente por escayola para asegurar el paralelismo de las bases y para suavizar la rugosidad de las paredes.



Figura 26. Membranas impermeables (izquierda) y tejido tipo hule usado para los ensayos de compresión isotrópica y triaxiales.

3.1.4. Clasificación de piroclastos

Hernández Gutiérrez y Rodríguez Losada definieron en 2007 la clasificación geotécnica mostrada en la tabla 4, como resultado de un extenso estudio llevado a cabo por el Departamento de Infraestructuras del Gobierno de Canarias (CEDEX 2007; Consejería de Obras Públicas y

Transportes del Gobierno de Canarias 2011). Es una clasificación cualitativa que define unos litotipos de piroclastos de baja densidad desde el punto de vista de su composición magmática, su tamaño de partículas y su grado de soldadura, independientemente de su origen. Los piroclastos a los que se va a hacer referencia en los siguientes apartados están clasificados en los cinco grupos principales indicados en la segunda columna de la tabla, sin indicación de su grado de soldadura. Así, los piroclastos serán clasificados como lapilli, pumita, escoria y cenizas basálticas o sálicas.

Tabla 4. Litotipos definidos en la clasificación de Hernández Gutiérrez y Rodríguez Losada (CEDEX 2007; Consejería de Obras Públicas y Transportes del Gobierno de Canarias 2011)

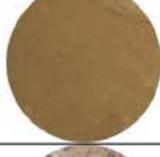
Piroclastos basálticos	Lapilli (LP)	Suelto (S)	LPS
		Soldado (T)	LPT
	Escoria (ES)	Suelto (S)	ESS
		Soldado (T)	EST
Cenizas basálticas (CB)	Suelto (S)	CBS	
	Soldado (T)	CBT	
Piroclastos sálicos	Pumita (PZ)	Suelto (S)	PZS
		Soldado (T)	PZT
	Cenizas sálicas (CS)	Suelto (S)	CSS
		Soldado (T)	CST

Tamaños de partícula: Lapilli (2-64mm); Escoria (>64mm); Cenizas (<2mm); Pumita (>2mm).

Conde (2013) y Conde, Serrano y Perucho (2015) proponen una nueva clasificación derivada de ésta (fig. 27), con la aportación fundamental de definir unos litotipos nuevos dentro de los cinco grupos principales, para distinguir los piroclastos que presentan porosidad matricial, en la forma definida anteriormente. Su principal rasgo característico es que éstos piroclastos tienen un material fino rellenando los poros, y cuyo origen podría ser diverso, pudiendo proceder bien de la alteración de las partículas o bien de depósitos de fluidos, por ejemplo. Como se verá más adelante en las curvas de tensión-deformación, la presencia de matriz en los macroporos influye de forma crucial en el comportamiento mecánico de los piroclastos, por lo que se hace necesario distinguir aquellos que la tienen de los que no. Estos materiales con porosidad matricial probablemente corresponden a los denominados “*tobas*” por muchos autores.

Aparte de los materiales mencionados, se podrían añadir los aglomerados volcánicos y brechas, formados por fragmentos de diferentes tamaños, y no incluidos en estas clasificaciones.

A pesar de que es una tarea difícil, dada la complejidad de estos materiales, sería muy conveniente establecer una única clasificación universal, que permitiera realizar comparaciones más claras entre el comportamiento de materiales ensayados en diferentes lugares del mundo.

	Descripción	Tamaño de partículas (mm)	Matriz	Foto (Escala: diámetro círculo = 7±0.5cm)	Soldadura o litificación	Litotipo
BASÁLTICOS	Cenizas basálticas (Toba cinerítica) (BA)	<2mm	NO**		Litificado	BA-L
					Débilmente litificado	BA-SL
					Suelto	BA-Lo
	Cenizas basálticas con partículas de diferente naturaleza (BA)	Matriz:<2mm Partículas: diferentes tamaños	SI		Litificado	BA-L-P
	Lapilli (LP)	2-64mm	NO		Soldado	LP-W
					Débilmente soldado	LP-SW
			SI		Litificado	LP-L-M
	Escoria (Bombas, Bloques, Brechas) (SC)	>64mm	NO		Soldado	SC-W
					Débilmente soldado	SC-SW
Suelto					SC-Lo	
SÁLICOS	Cenizas sálicas (Toba cinerítica) (SA)	<2mm	NO**		Litificado	SA-L
					Débilmente litificado	SA-SL
					Suelto	SA-Lo
	Cenizas sálicas con partículas de diferente naturaleza (SA)	Matriz:<2mm Partículas: diferentes tamaños	SI		Litificado	SA-L-MP
	Pumitas (Depósitos de flujo de pumitas) (PM)	>2mm	NO		Soldado o Litificado	PM-W/L
					Débilmente soldado/litificado	PM-SW/SL
SI				Litificado	PM-L-M	

*La nomenclatura se refiere a composición y tamaño (primeras dos letras), seguidas de la unión entre partículas (litificado/soldado/suelto) y donde resulta apropiado, la presencia de matriz (M) o matriz con partículas (MP). Se ha preferido mantener la nomenclatura de las siglas en inglés. ** Dado el pequeño tamaño de partícula de las cenizas por lo que, pese a carecer de matriz, su porosidad se puede considerar de tipo matricial.

Figura 27. Litotipos definidos en la clasificación de Conde, Serrano y Perucho (2015).

3.2. Resistencia y deformabilidad de los piroclastos

3.2.1. Factores más influyentes

El comportamiento mecánico de los piroclastos volcánicos de baja densidad depende principalmente de los siguientes factores (Serrano et al. 2002):

1. Compacidad global.
2. Cementación o soldadura de las partículas.
3. Imbricación de las partículas.
4. Resistencia intrínseca de las partículas.
5. Alteración.

Los tres primeros factores definen la estructura y generalmente están asociados entre sí: en general, cuanto más imbricadas y soldadas están las partículas, mayor es su compacidad y densidad. Por otra parte, también se da el caso de algunos piroclastos muy compactos pero muy friables, cuando las partículas no presentan una buena unión o soldadura.

La compacidad global es el factor más influyente, vital para estimar la resistencia de la roca matriz. La gran importancia del peso específico de la roca, mostrada ya en las rocas volcánicas densas procedentes de lavas, en las que se ha visto que es incluso más influyente que el litotipo, se da también en los piroclastos de baja densidad, como se mostrará más adelante.

3.2.2. Caracterización mecánica experimental

3.2.2.1. Ensayos realizados

En los estudios llevados a cabo en los últimos años en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, se han ensayado unas 250 probetas a compresión simple, triaxial e isotrópica. Se han incluido los cinco tipos principales de piroclastos definidos: lapilli, pumita, escoria y cenizas basálticas y sálicas. Todos ellos procedentes de piroclastos de caída, con la posible excepción de las cenizas, cuyo origen es incierto, ya que podrían proceder también de flujos piroclásticos.

Los ensayos se realizaron en muestras secadas en estufa y en todos los casos se midieron las deformaciones axiales. En los ensayos de compresión isotrópica también se midieron deformaciones volumétricas, mediante el volumen de agua expulsado de la célula durante los ensayos.

La magnitud de las deformaciones volumétricas así medidas puede no ser muy precisa, pero las curvas de deformación volumétrica fueron muy útiles para ayudar a situar los puntos de fluencia en las curvas de tensión-deformación, cuando éstos no estaban muy claros. Los ensayos triaxiales e isotrópicos se llevaron a cabo en una célula triaxial con presiones de confinamiento hasta 3.5 MPa.

Todas las probetas fueron de unos 5 cm de diámetro (7 en algunos casos para compresión simple) y entre 10 y 13 cm de altura, salvo unas pocas que fueron más cortas y se ensayaron a compresión simple, realizando la corrección de resistencia sugerida por la ISRM en relación a la esbeltez de las probetas.



Figura 28. Algunas probetas, antes de ensayarse.

Para cada probeta se determinaron las presiones de fluencia a partir de los resultados de todos estos ensayos de compresión, buscando un criterio de resistencia que pudiera definir la superficie de fluencia para estos materiales. Además de estos ensayos de resistencia se realizaron otros ensayos de identificación, principalmente: peso específico aparente y real, humedad, carbonatos, sulfatos, difracción y fluorescencia por rayos X.

3.2.2.2. Resumen de los resultados obtenidos

En la tabla 5 se incluye un resumen de los resultados más relevantes desde el punto de vista mecánico. Se pueden ver los rangos que se obtienen para los coeficientes de variación, que son los siguientes: 0,10-0,31 para el peso específico seco, 0,02-0,06 para el peso específico de las partículas, 0,68-1,32 para la compresión simple, 0,39-0,46 para la presión isotrópica de colapso y 0,32-1,21 para el módulo de Young.

En los gráficos de la fig. 29 se pueden apreciar visualmente las variables que correlacionan entre sí. Se han incluido resultados de ensayos anteriores con litotipos sin identificar (Campitos, Ariñez y C. Silva).

Tabla 5. Resumen de resultados en piroclastos de baja densidad

Litotipo		γ_d (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	n	RCS (MPa)	Def. RCS (%)	p_c (MPa)	Def. p_c (%)	E (MPa)
Pumita PM-W/L y PM-SW/SL	Media	5,2	23,5	0,78	0,27	1,1	0,22	0,6	16,2
	Desv. est.	0,6	0,7	0,03	0,33	0,5	0,09	0,3	5,1
	Cov.	0,11	0,03	0,04	1,22	0,45	0,39	0,56	0,32
	n	28	28	28	11	11	17	17	9
Pumita alterada (con matriz) PM-L-M	Media	9,7	24,3	0,60	0,94	1,0	-	-	139,9
	Desv. est.	0,9	1,0	0,04	0,64	0,3	-	-	101,7
	Cov.	0,10	0,04	0,07	0,68	0,31	-	-	0,73
	n	13	13	13	13	13	-	-	13
Lapilli LP-W y PM-SW	Media	10,6	29,1	0,64	1,43	0,9	1,4	0,8	270,4
	Desv. est.	2,9	1,7	0,10	1,56	0,7	0,6	0,4	309,0
	Cov.	0,27	0,06	0,15	1,09	0,75	0,46	0,50	1,14
	n	57	47	47	39	39	19	19	33
Lapilli alterado (con matriz) LP-L-M	Media	12,8	28,0	0,55	1,28	1,2	-	-	176,5
	Desv. est.	2,4	0,9	0,07	0,87	0,4	-	-	199,3
	Cov.	0,19	0,03	0,13	0,68	0,32	-	-	1,13
	n	14	14	14	14	14	-	-	12
Escoria SC-W y SC-SW	Media	10,0	28,4	0,58	1,58	0,7	1,4	0,9	242,5
	Desv. est.	2,2	0,6	0,02	1,16	0,5	-	-	117,9
	Cov.	0,22	0,02	0,03	0,73	0,62	-	-	0,49
	n	6	3	3	5	5	1	1	4
Cenizas*	Media	12,3	26,4	0,54	2,31	0,9	-	-	327,9
	Desv. est.	3,9	1,5	0,14	3,04	0,3	-	-	397,8
	Cov.	0,31	0,06	0,27	1,32	0,27	-	-	1,21
	n	12	9	9	12	12	-	-	12
Todas	Media	9,7	26,8	0,65	1,33	1,0	0,9	0,7	215,8
	Desv. est.	3,5	2,7	0,11	1,61	0,5	0,8	0,4	272,8
	Cov.	0,36	0,10	0,18	1,22	0,54	0,92	0,54	1,26
	n	130	114	114	94	94	37	37	83

* Se han considerado conjuntamente todos los litotipos de las cenizas.

γ_d : peso específico seco; γ_s : peso específico de las partículas (G: peso esp. relativo); n: porosidad; RCS: resistencia a compresión simple; Def. RCS: deformación en rotura en el ensayo de RCS; p_c : presión isotrópica de colapso; Def. p_c : deformación en rotura en el ensayo de colapso; E: Módulo de Young (parte lineal de la curva).

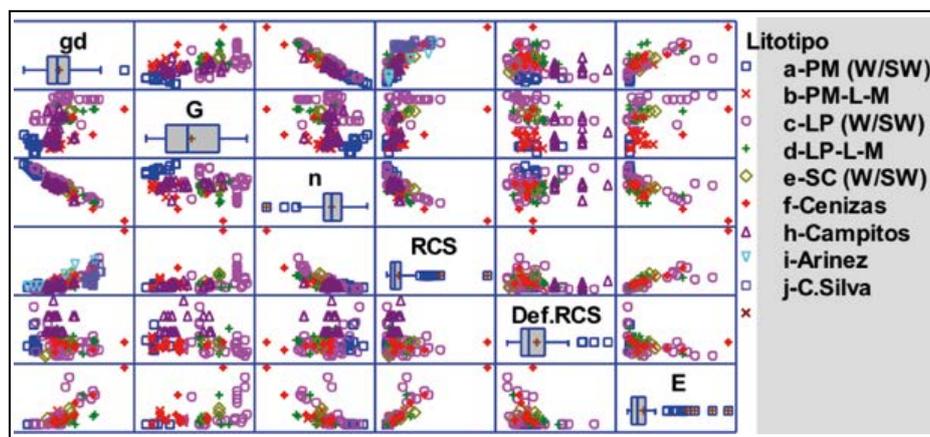


Figura 29. Visualización de las correlaciones entre variables (en los gráficos de caja la línea es la mediana y la cruz la media; Campitos, Arinez y C. Silva con litotipos sin identificar).

Los gráficos de caja adjuntos en las fig. 30 a fig. 35 muestran los rangos de variación de los diferentes parámetros para cada litotipo. Estas cajas representan el rango intercuartílico (50% de los datos) y la línea marcada señala la

mediana de los datos y la cruz el valor medio. Los histogramas de estos datos se recogen en la fig. 36. Con estos resultados se obtuvieron numerosas correlaciones, algunas de las cuales se muestran más adelante.

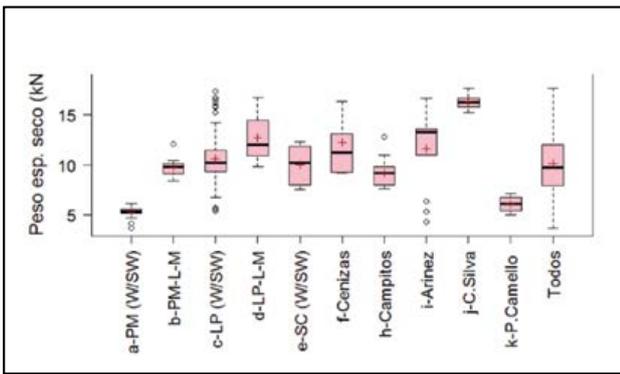


Figura 30. Rangos de variación del peso específico seco.

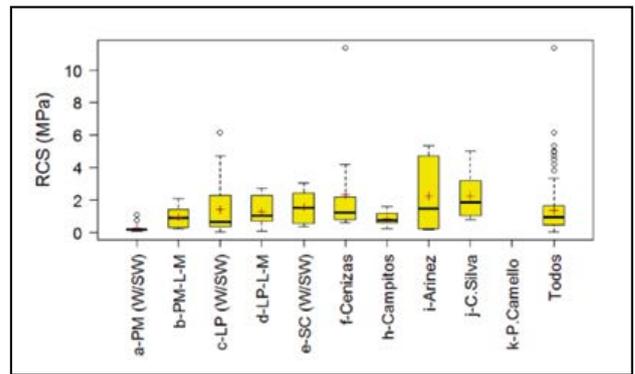


Figura 33. Rangos de variación de la RCS.

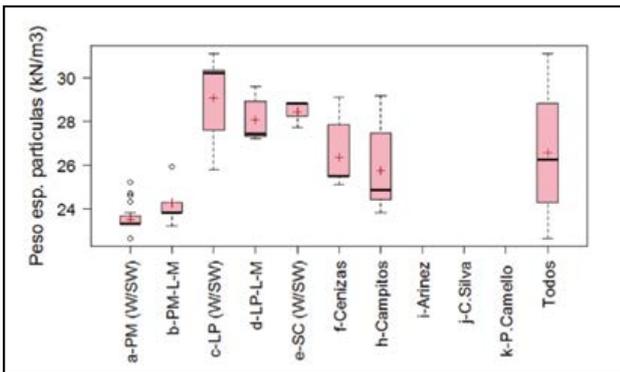


Figura 31. Rangos de variación del peso específico de las partículas.

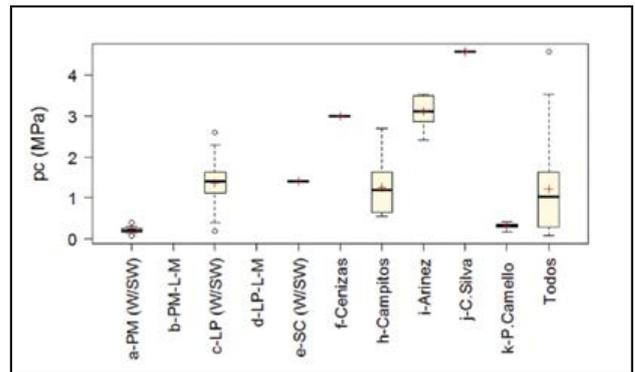


Figura 34. Rangos de variación de la presión isotrópica de colapso.

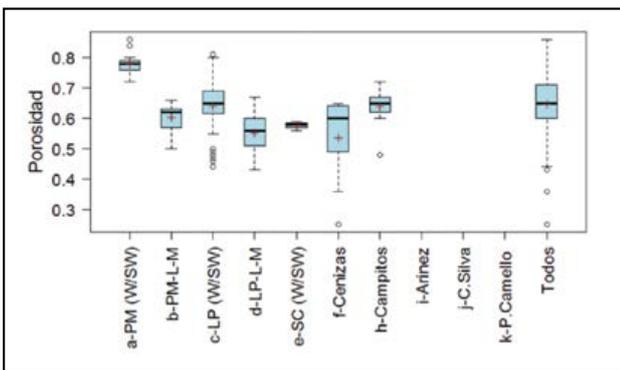


Figura 32. Rangos de variación de la porosidad.

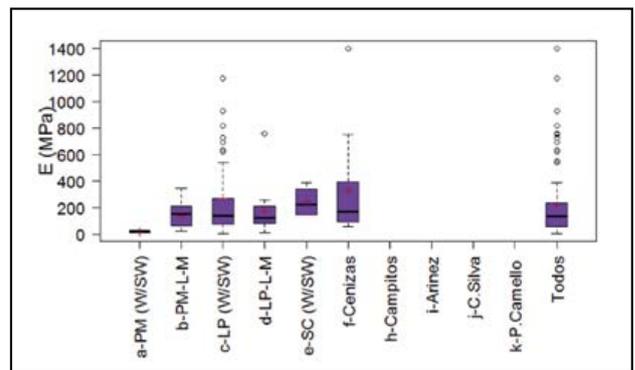


Figura 35. Rangos de variación de módulo de Young.

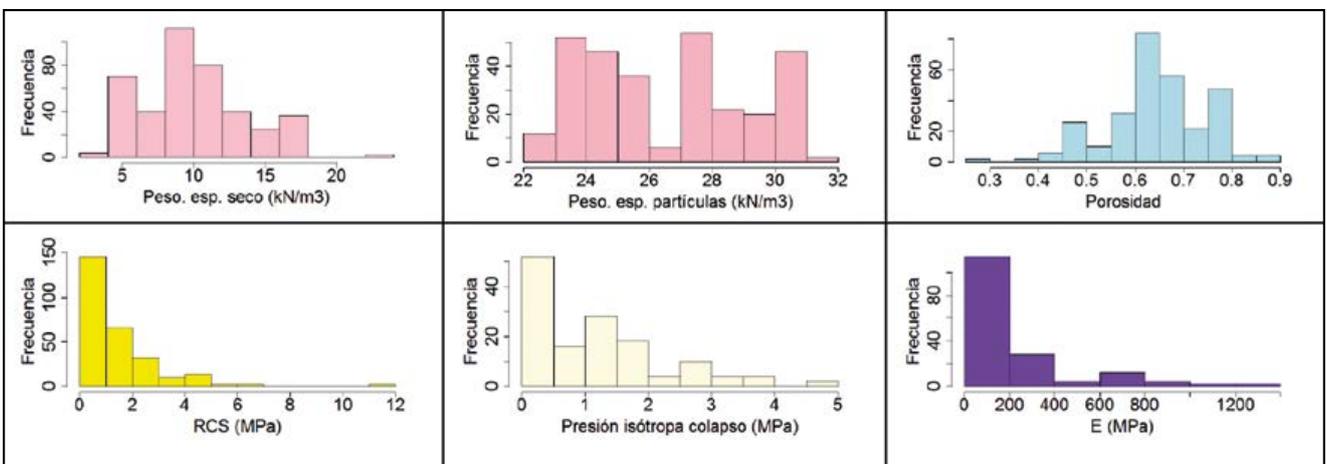


Figura 36. Histogramas de los parámetros mostrados en la tabla 5.

3.2.2.3. Comportamientos mecánicos observados

Los resultados de los ensayos muestran una gran influencia de la estructura de la roca. Algunos ejemplos ilustrativos del comportamiento mecánico en los ensayos se adjuntan en las fig. 37 a fig. 47.

En las fig. 37 a fig. 39 se muestran curvas representativas del comportamiento a compresión simple de pumitas, lapilli y cenizas, respectivamente. En la fig. 37 se observa que en las pumitas la rotura a compresión simple produce curvas de tensión-deformación suaves y reflejan un comportamiento elástico antes de la rotura. En cambio, las curvas que se producen en los lapilli (fig. 38) muestran formas mucho más irregulares, y a menudo un comportamiento no lineal antes de la rotura. Sin embargo, en los lapilli alterados, con porosidad matricial, las curvas tienden a suavizarse (fig. 40). Pola et al. (2010) estudian la relación entre la porosidad y las propiedades mecánicas de rocas volcánicas alteradas y también encuentran curvas más suavizadas para grados de alteración elevados.

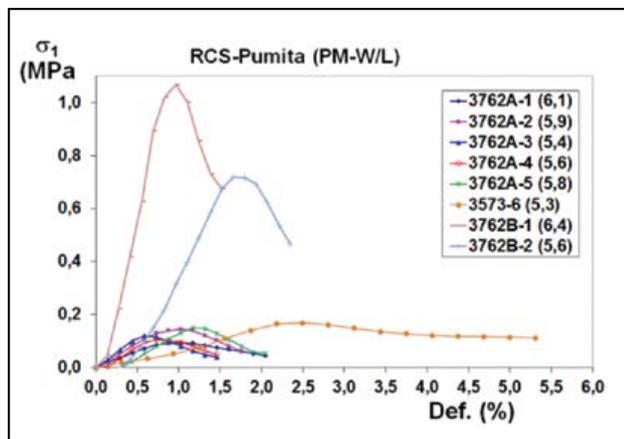


Figura 37. Ejemplo de curvas de ensayos de RCS en pumitas litificadas (en la leyenda se indica entre paréntesis el peso específico de cada una en kN/m^3 , junto con el número de probeta).

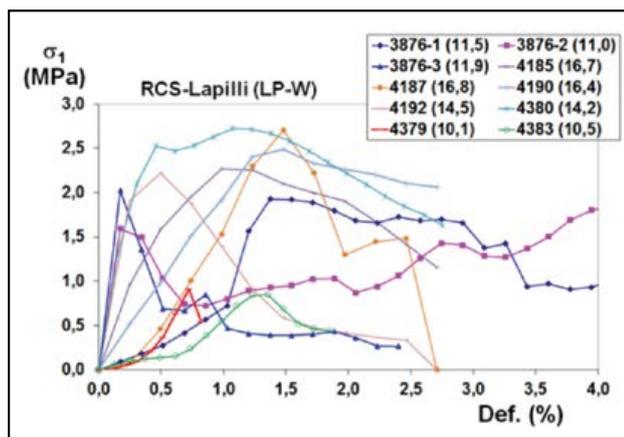


Figura 38. Ejemplo de curvas de ensayos de RCS en lapilli soldados (en la leyenda se indica entre paréntesis el peso específico de cada una en kN/m^3 , junto con el número de probeta). Muestras ensayadas en el CEDEX.

En la compresión simple la rotura se produce principalmente a través de los contactos de las partículas, observándose cómo los planos de rotura pasan entre ellas. La unión entre estos contactos es más débil en las pumitas y en los

lapilli alterados que en los lapilli sanos, lo que produce que las curvas sean más suaves en los dos primeros.

Por otra parte, en la fig. 39 se muestran curvas de compresión simple en cenizas, que presentan formas suaves, en general, por la misma razón.

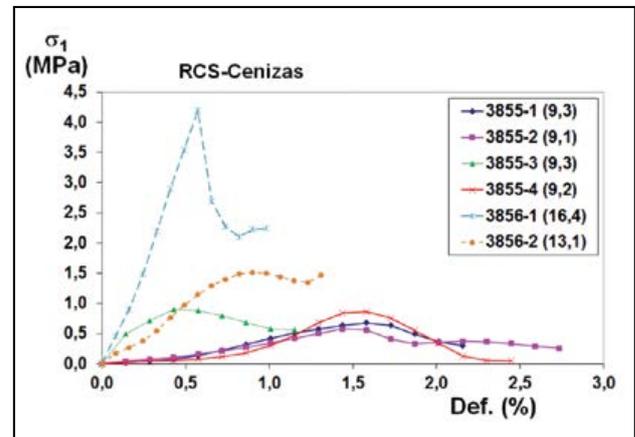


Figura 39. Ejemplo de curvas de ensayos de RCS en cenizas litificadas (en la leyenda se indica entre paréntesis el peso específico de cada una en kN/m^3 , junto con el número de probeta).

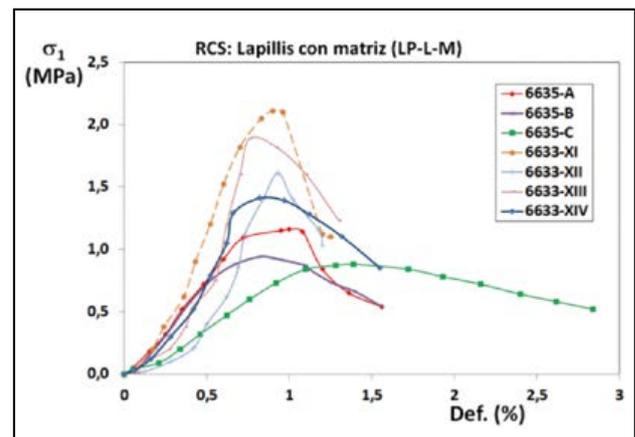


Figura 40. Ejemplo de curvas de ensayos de RCS en lapilli alterados (porosidad tipo matricial).

En el caso de las lapilli la resistencia es debida principalmente a la soldadura mientras que en las pumitas y cenizas es más debida a la litificación, ya que debido a su baja densidad cuando se depositan están ya bastante enfriadas. Asimismo, en todos los casos se observa una gran influencia de la densidad de las muestras en la resistencia a compresión simple, lo cual es esperable y se produce también en los demás tipos de roca dado que, entre otras razones, la densidad de las rocas disminuye al aumentar su alteración.

En la fig. 41 se muestran algunas curvas representativas de los resultados de los ensayos triaxiales, para muestras ensayadas con presiones de confinamiento inferiores a su presión de colapso isótropo. El comportamiento que se observa es aproximadamente elástico lineal hasta presiones próximas a las de rotura. Asimismo, se observa una disminución de la fragilidad con presiones de confinamiento elevadas, como ocurre en otras rocas.

Sin embargo, en las rocas ensayadas con presiones de confinamiento superiores a la de colapso isótropo y, por tanto, ya colapsadas al aplicar el desviador, se observa un comportamiento diferente, como puede verse en la fig. 42.

Se observa un comportamiento elasto-plástico con endurecimiento y la rotura se alcanza para deformaciones axiales muy elevadas (mayores de un 30% a veces).

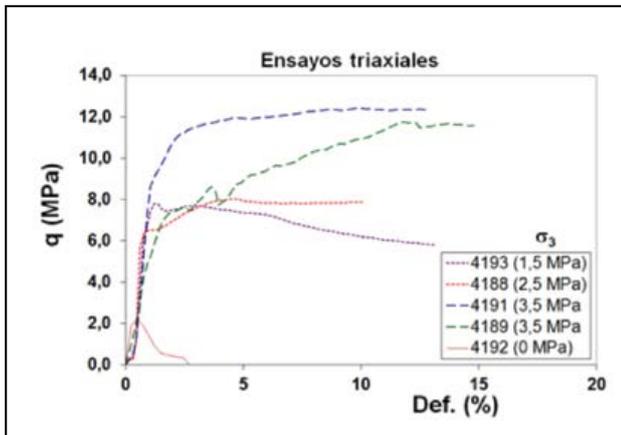


Figura 41. Ejemplo de curvas de ensayos de compresión triaxial (lapilli). Presiones de confinamiento (entre paréntesis) inferiores a las de fluencias.

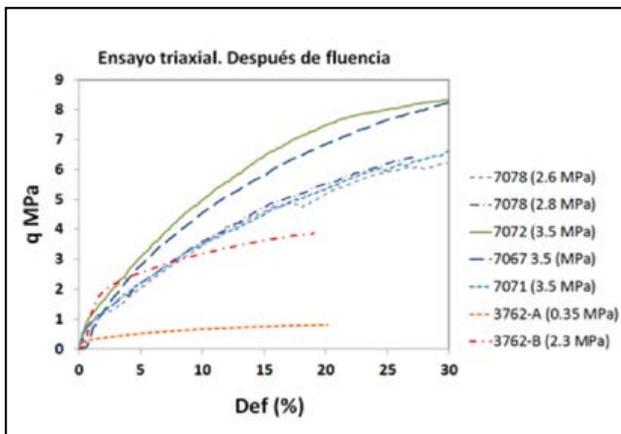


Figura 42. Ejemplo de curvas de ensayos de compresión triaxial. Presiones de confinamiento (entre paréntesis) superiores a las de fluencias.

En la fig. 43 se muestra un ejemplo de curvas de deformación volumétrica. Aunque la medida de la deformación en sí no es muy precisa, las curvas muestran la variación producida en las deformaciones volumétricas cuando se produce la fluencia.

En las fig. 44 a fig. 47 se muestran algunas curvas representativas del comportamiento tensión-deformación de estos materiales en compresión isotrópica.

Mesri y Vardhanabhuti (2009) estudian la compresión de materiales granulares y concluyen que la mayoría de los datos existentes de compresión primaria en suelos granulares muestran un comportamiento que se puede resumir en tres tipos, denominados A, B y C. Puesto que los piroclastos están formados por fragmentos granulares unidos entre sí se les puede suponer un comportamiento similar. En las fig. 44 y fig. 45 se muestran unos resultados típicos de lapilli y pumita, que muestran en ambos casos un comportamiento similar al descrito por estos autores como tipo A, en el cual hay una primera etapa en la que el módulo de deformación es ligeramente creciente o constante, seguida de una segunda etapa en la que el módulo decrece. En algunos casos, se observa una tercera etapa,

en la que el módulo crece de nuevo. El crecimiento del módulo de la primera etapa se puede atribuir a un cierre de la estructura, debido a la aproximación entre partículas. En las fig. 48 y fig. 49 se muestran algunas fotografías de microscopio de pumitas y lapilli, respectivamente, donde, aparte de los macroporos, se observan espacios entre partículas, que tenderán a cerrar cuando la muestra se someta a compresiones.

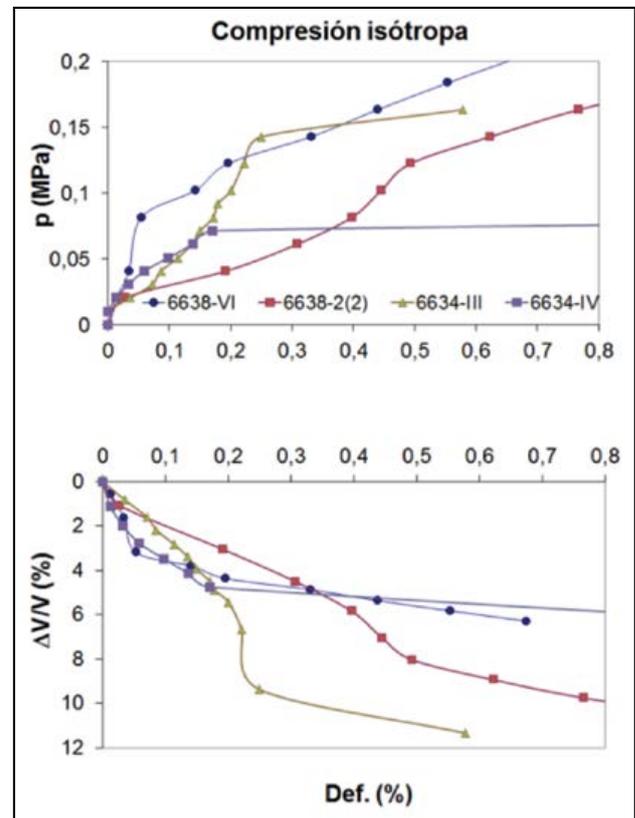


Figura 43. Ejemplo de curvas de ensayos de compresión isotrópica y deformación volumétrica (los valores de deformación no son precisos).

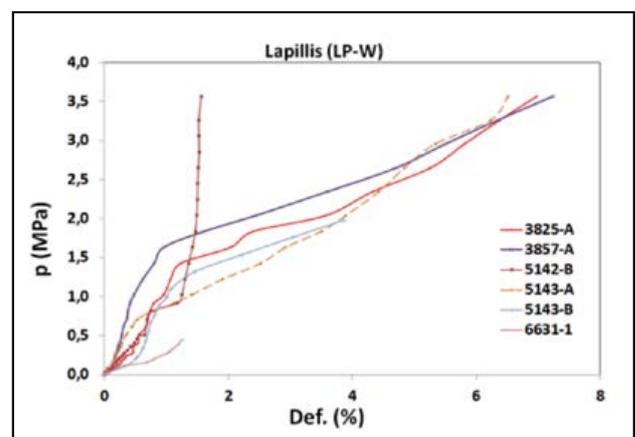


Figura 44. Ejemplo de curvas de compresión isotrópica de lapillis soldados (p: presión isotrópica media; Def.: deformación axial).

El valor de la presión que separa el comportamiento de la primera etapa del de la segunda es el de la presión isotrópica de fluencia o colapso. Los valores que se obtienen son superiores en los lapilli, con frecuencia en el rango de 1.09-1.54 MPa e inferiores en las pumitas, en el rango de 0.18-0.26 MPa (intervalos de confianza del 95%).

Tommasi et al. (2015) encuentran también un comportamiento tipo A en un piroclasto poco cementado procedente de un depósito de flujo, conocido localmente como “pozzolana”.

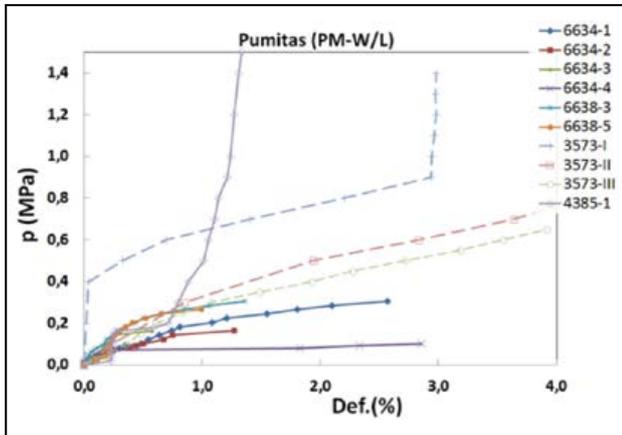


Figura 45. Ejemplo de curvas de compresión isotrópica de pumitas litificadas (p: presión isotrópica media; Def.: deformación axial).

De acuerdo con Mesri y Vardhanabhuti (2009), en la primera etapa de los materiales con comportamiento tipo A se producen algunos movimientos de las partículas que favorecen su imbricación, y se pueden producir daños de nivel I y II, es decir, abrasión o molido de las asperezas de la superficie y rotura o aplastamiento de las esquinas de las partículas, respectivamente. En la segunda etapa se produce daño de nivel III en las partículas, es decir, fracturación, división y aplastamiento y hay un colapso de la estructura del conglomerado que soporta la carga. Cuando se ha producido la mayor parte de las roturas se produce la tercera etapa, durante la cual hay un incremento en el módulo debido a la mayor imbricación y compacidad a que se ha llegado.

En cambio, en pumitas y lapillis alterados se observa un comportamiento diferente. En éstos, los macroporos se encuentran rellenos de un material de grano fino, por lo que presentan una porosidad de tipo matricial. En la fig. 46 se muestran algunos resultados típicos del comportamiento isotrópico de estas muestras. Se observa un comportamiento tipo B, de acuerdo con Mesri y Vardhanabhuti (2009), con una primera etapa en la que el módulo de deformación crece gradualmente, seguida de una segunda etapa en la que permanece constante. Podría existir una tercera etapa en la que el módulo aumentara de nuevo, pero en los ensayos realizados no se ha observado, bien porque se pararon antes de alcanzarla o bien porque no se produce. En la primera etapa se producen daños tipo I y II en las partículas, mientras que en la segunda se producen daños de tipo III en las mismas, que son contrarrestados por la mayor compacidad conseguida, por lo que no se produce colapso y la deformabilidad permanece constante. Desde el punto de vista de la ingeniería civil estos piroclastos alterados con porosidad tipo matricial son mucho menos peligrosos, ya que no sufren colapso mecánico o, si lo sufrieran, sería a presiones y deformaciones mucho mayores.

En la fig. 47 se muestran curvas de compresión isotrópica típicas de cenizas. Se observa un comportamiento tipo B, similar al de los piroclastos alterados, por lo que tampoco sufren colapso mecánico, al menos a los niveles de carga ensayados.

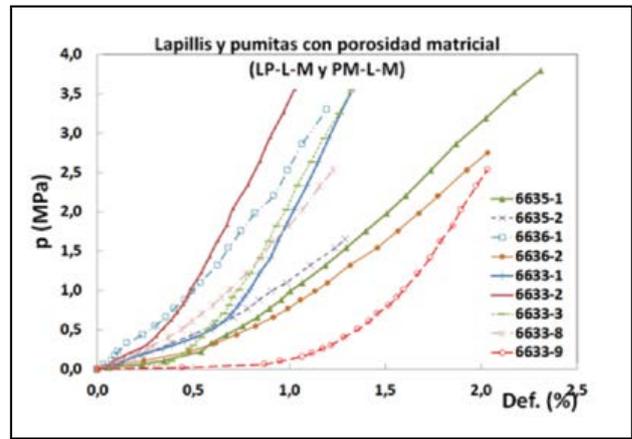


Figura 46. Ejemplo de curvas de compresión isotrópica de piroclastos alterados (lapilli y pumitas con porosidad matricial) (p: presión isotrópica media; Def.: deformación axial).

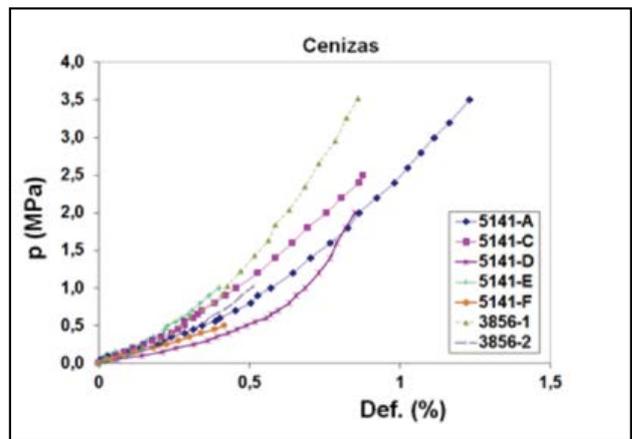


Figura 47. Ejemplo de curvas de compresión isotrópica de cenizas litificadas (p: presión isotrópica media; Def.: deformación axial).

De acuerdo con Conde (2013), parece que en compresión isotrópica el colapso es más gradual en muestras de pumitas y más brusco en los lapilli. Las fig. 44 y fig. 45 parecen corroborar esa tendencia, aunque algunas muestras de pumitas también sufren colapso brusco.

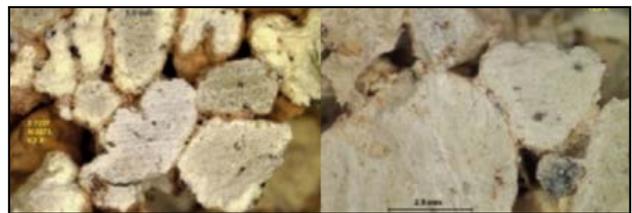


Figura 48. Fotografías de microscopio de probetas de pumita. Se observan macroporos y espacios entre las partículas (porosidad reticular).



Figura 49. Fotografías de microscopio de probetas de lapilli. Se observan macroporos y espacios entre las partículas, así como poros internos en las mismas (porosidad mixta).

La fig. 50 muestra la relación entre el módulo de deformación antes y después del colapso isótropo en diferentes muestras. En general, hay mayor variación del módulo en muestras de lapilli, con una relación entre 3 y 12, que en pumitas, con una relación entre 2 y 4.

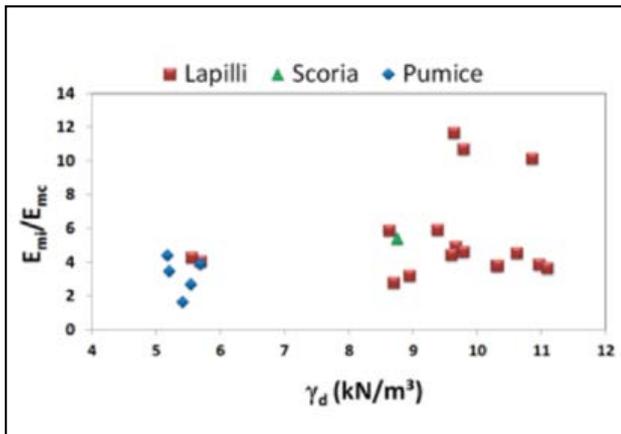


Figura 50. Relación entre los módulos de deformación antes (E_m) y después (E_{mc}) del colapso en compresión isótropa (Conde 2013).

3.2.3. Criterio de fluencia o colapso

3.2.3.1. Comportamiento a bajas presiones

Para bajas presiones el criterio de rotura triaxial de Hoek y Brown (1980) se puede ajustar a estos materiales. (fig. 51). Sin embargo, en los piroclastos de baja densidad incluso a presiones de confinamiento bajas se puede observar que el criterio tiende a cerrarse en la zona de mayores presiones, como se observa en la fig. 52 y se verá más adelante.

Igual que ocurre con las rocas procedentes de lava, más densas y resistentes, la densidad influye notablemente en la resistencia de estos materiales.

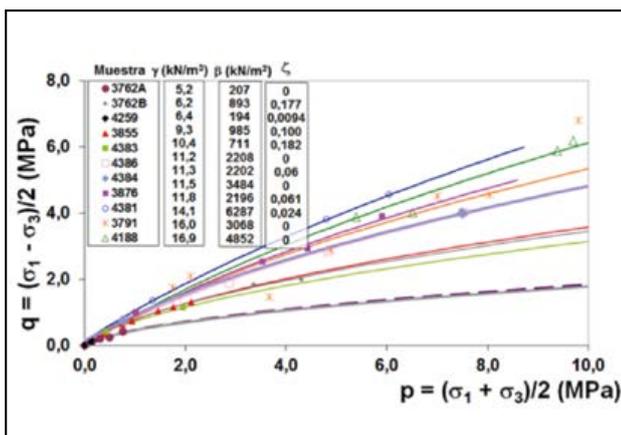


Figura 50. Ejemplo de ajuste del criterio de rotura de Hoek y Brown a piroclastos de baja densidad para presiones de confinamiento bajas. Nótese la gran influencia del peso específico (γ) en la resistencia (β y ζ son los parámetros resistentes de Serrano y Ollala) (Serrano et al. 2007).

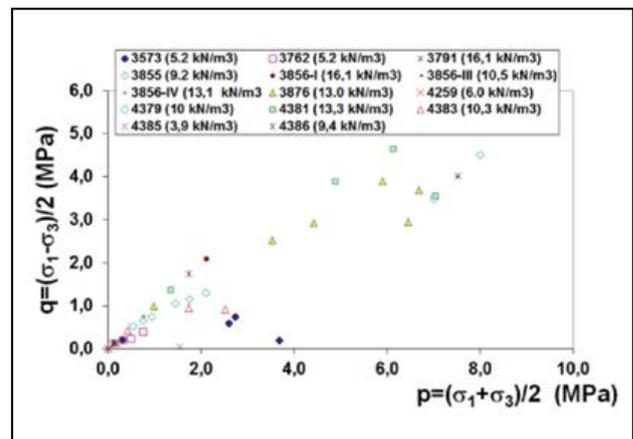


Figura 51. Resultados de ensayos de piroclastos de baja densidad (CEDEX 2007).

3.2.3.2. Colapso mecánico

Algunos autores como Serrano (1976), Adachi et al. (1981), Aversa y Evangelista (1998) y Serrano et al. (2002, 2007, 2010) han desarrollado diferentes ecuaciones tratando de obtener la superficie de fluencia de los materiales piroclásticos.

Se han planteado fundamentalmente dos tipos de modelo para reproducir el colapso mecánico:

- Modelos teóricos, de los que pueden señalarse los modelos estructurales (e.g. Uriel y Bravo 1971, Uriel y Serrano 1973) y modelos energéticos (E.G. Serrano 1976, Aversa y Evangelista 1998, Serrano et al. 2002);
- Modelos empíricos (e.g. Serrano et al. 2015a y 2016).

Por otra parte, Del Olmo y Serrano (2010) trataron de modelizar el colapso de los materiales macroporosos como medios discretos.

En los siguientes apartados se indican algunos rasgos de estos modelos.

a. Modelos energéticos de colapso mecánico

De acuerdo con Serrano (1976), se puede establecer el patrón de comportamiento indicado en la fig. 53, en el espacio de tensiones efectivas (q, p), definidos según la notación de Cambridge:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}; \quad q = \sigma_1 - \sigma_3$$

Hay un dominio que contiene el origen, dentro del cual el material se comporta de forma elástica en un proceso de carga normal. Para tensiones dentro de ese dominio el piroclasto se comporta como una roca. La frontera de ese dominio elástico es referida como la línea de colapso inferior. Cuando las tensiones alcanzan esta línea, la estructura del material comienza a verse afectada, mientras que cuando alcanzan la línea superior de colapso es totalmente destruida. La rotura ocurre en esta zona de transición definida entre las líneas de colapso inferior y superior. Una vez su estructura ha sido totalmente destruida el material se comporta como un suelo, pudiendo tener una resistencia de pico y otra residual. El comportamiento podrá ser estable o inestable según el punto que se alcance en la línea de colapso superior.

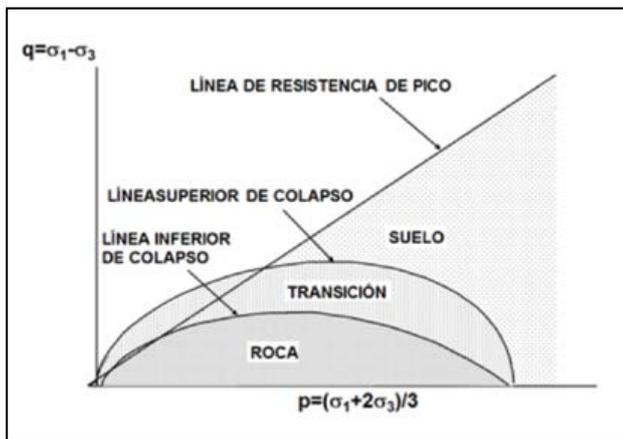


Figura 53. Dominios de comportamiento (Serrano 1976).

Para materiales homogéneos ambas líneas coinciden y la zona de transición desaparece. Estas líneas, que de hecho no son más que las fronteras de los dominios de comportamiento, dependen de la trayectoria de tensiones seguida.

Se consideran cuatro trayectorias de tensiones posibles, cuyas leyes tensión-deformación dependen de la trayectoria tensional (fig. 54):

- Ensayos de compresión isotrópica (curva 1). Algunos ejemplos de este tipo de leyes tensión-deformación se vieron en las fig. 44 (lapilli) y fig. 45 (pumita).
- Ensayos con presión de confinamiento elevada (curva 2). En la fig. 55 se muestra un ejemplo de este tipo de curva para un lapilli.
- Ensayos con presión de confinamiento intermedia (curva 3). En la fig. 55 también se muestra alguna curva de este tipo.
- Ensayos con presión de confinamiento baja (curva 4). Estos tipos de curva se vieron en las fig. 37 a fig. 40.

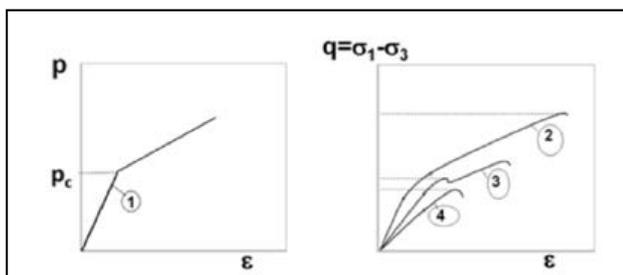


Figura 54. Leyes tensión-deformación indicadas en la fig. 56.

En la fig. 56 se pueden ver las zonas correspondientes a estas trayectorias, con indicación del tipo de rotura.

El modelo matemático desarrollado por Serrano (1976; Serrano et al. 2002) adopta la ley de consumo propuesta por Roscoe y Burland (1968) para arcillas blandas, si bien ligeramente modificada por un factor $l(h)$, que depende de la uniformidad y anisotropía del material en relación a la trayectoria de tensiones impuesta. La ley propuesta para rocas macroporosas es:

$$F^* = \lambda(\eta) \sqrt{\psi^2 + M^2}$$

y teniendo en cuenta la teoría de estabilidad local de Drucker (1959), expresada de un modo más general por

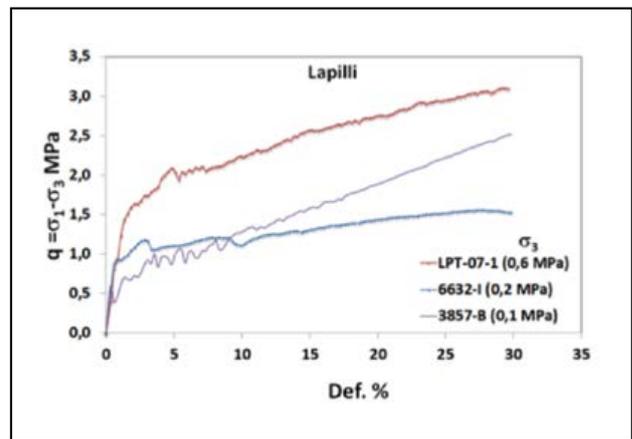


Figura 55. Ejemplos de curvas tipo 2 y tipo 3 indicadas en la fig. 54.

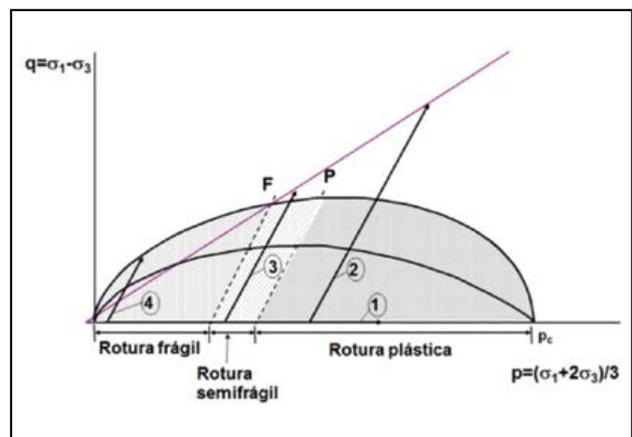


Figura 56. Tipos de rotura (Serrano et al. 2002).

Wong y Mitchel (1975) la ecuación diferencial de las líneas de colapso es:

$$p \frac{d\eta}{d\psi} + \psi + \eta - \alpha = 0$$

donde η es la oblicuidad de las tensiones, $\eta = q/p$, y es la relación de dilatación plástica, $\psi = dv_p/d\gamma_p$ (siendo v_p y γ_p las deformaciones plásticas volumétrica y de corte, respectivamente), M es un parámetro friccional y α un parámetro, que para flujo asociado es igual a cero. Wong y Mitchel (1975) encontraron un valor constante de $\alpha \approx 0.25$ para arcillas cementadas sensitivas y Serrano (1976) obtuvo valores entre 0 y 0.4 para aglomerados volcánicos si se supone que $\lambda=1$ y $M=0.6$ (fig. 57). Según Serrano, la suposición de $\lambda=1$ se deriva simplemente de la falta de conocimiento de su valor, que debería estudiarse para cada material.

Aversa y Evangelista (1998) obtienen un buen ajuste a resultados de ensayo de una toba volcánica a una curva de fluencia derivada de la Cam-Clay modificada, como se muestra en la fig. 58.

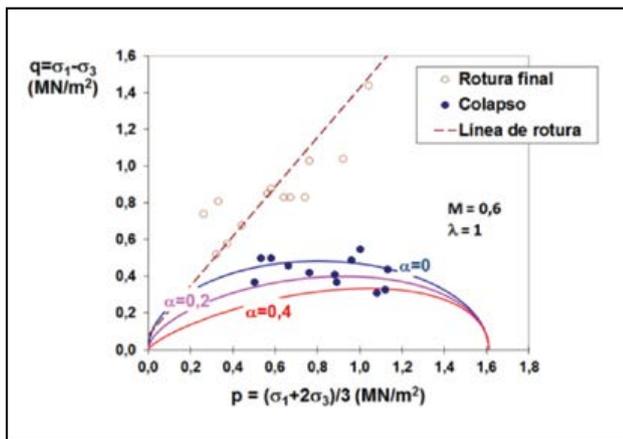


Figura 57. Ajuste del modelo energético a muestras de piro-clastos (Serrano et al. 2002).

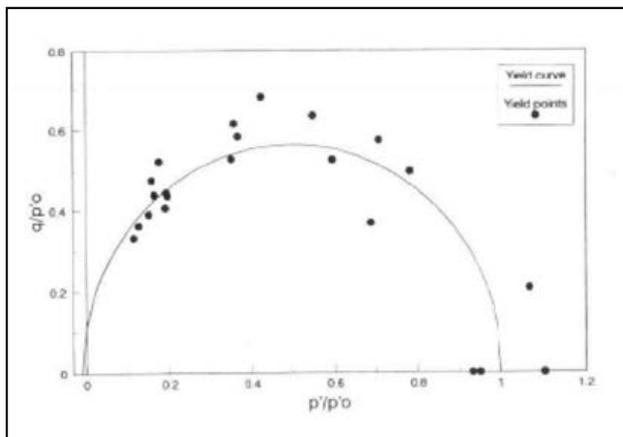


Figura 58. Curva de fluencia propuesta y presiones de fluencia medidas en una toba volcánica (Aversa y Evangelista 1998).

b. Modelos empíricos: modelo de colapso unificado (Serrano 2012)

A partir del estudio experimental llevado a cabo en el CEDEX en los últimos años, Serrano (2012) propone un criterio de rotura unificado de la forma siguiente (fig. 59):

$$\varphi(q) = Mf(p_0)$$

con

$$\varphi(q) = q^{(k+1)} + 2kq$$

$$f(p_0) = p_0 \left(1 - \frac{p_0}{p_{c0}}\right)^\lambda$$

donde:

- M es un parámetro friccional;
- k es un coeficiente indicando la ley de resistencia a bajas presiones: si k=0 el criterio es de tipo parabólico colapsable, representando una evolución del criterio de Mohr-Coulomb (fig. 60); si k=1 el criterio es de tipo elíptico colapsable, representando una evolución del criterio de Hoek y Brown (fig. 61);
- λ es un coeficiente que cumple que 0<λ<1;
- q y p son las tensiones desviadora y media respectivamente, definidas de acuerdo a la notación de Cambridge y adimensionalizadas al ser divididas por un módulo resistente,

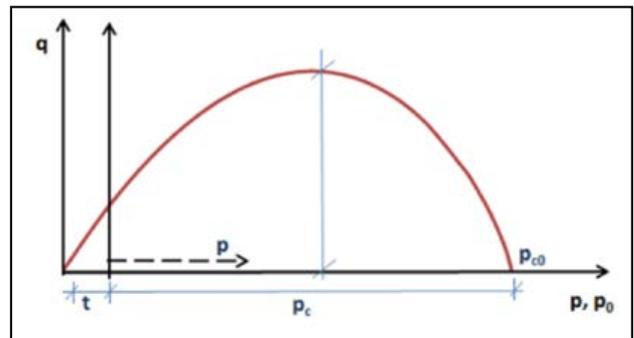


Figura 59. Criterio de fluencia unificado en variables de Cambridge (Serrano 2012).

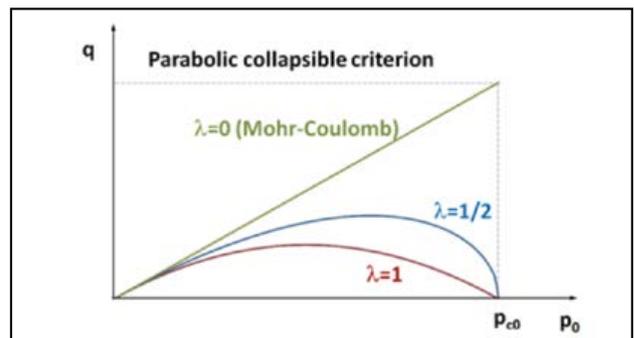


Figura 60. Criterio colapsable parabólico (Serrano 2012).

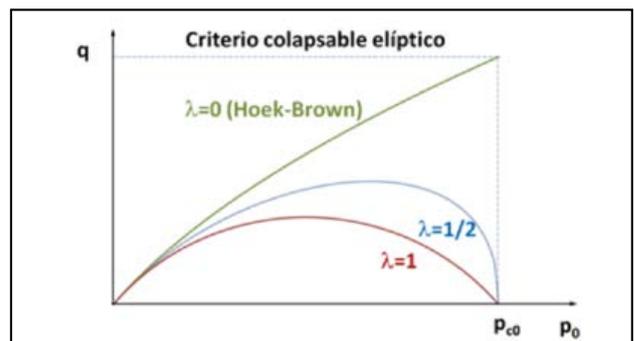


Figura 61. Criterio colapsable elíptico (Serrano 2012).

β, y p₀ es la variable dimensional p referida a un eje q trasladado (ver fig. 59), de modo que:

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\beta} ; p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3\beta}$$

$$p_0 = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3\beta} + \frac{t}{\beta}$$

siendo t la resistencia isotrópica de tracción del material; -p_{c0} es la presión isotrópica de colapso adimensionalizada y referida al eje q trasladado, de modo que:

$$p_{c0} = \frac{p_c + t}{\beta}$$

Ambos criterios se pueden expresar de la forma simple siguiente:

$$q = Mp_0 \left(1 - \frac{p_0}{p_{c0}}\right)^\lambda : \text{Criterio colapsable parabólico}$$

$$q^2 + 2q = 6p_0 \left(1 - \frac{p_0}{p_{c0}}\right)^\lambda : \text{Criterio colapsable elíptico}$$

En el caso del criterio elíptico el coeficiente M debe ser igual a 6 para coincidir con el criterio de Hoek y Brown a bajas presiones (fig. 51). Este criterio depende de cuatro parámetros: dos explícitos, λ y p_{c0} , y dos implícitos, β y t .

En el caso del criterio parabólico si se elige como módulo de resistencia, β , para adimensionalizar la presión el valor $\beta=p_{c0}$, se simplifica de la forma siguiente:

$$q = Mp_0(1 - p_0)^\lambda$$

Este criterio depende de cuatro parámetros: dos explícitos, M y λ , y dos implícitos, p_{c0} y t .

Ambos modelos se ajustaron a la extensa base de datos obtenida a partir de las muestras ensayadas en el CEDEX, así como a algunos datos publicados, obteniéndose un buen ajuste en los dos casos (CEDEX 2013, Conde 2013). No obstante, con el fin de obtener los parámetros de las muestras ensayadas se eligió el modelo parabólico, por ser más simple. En las fig. 62 a fig. 65 se muestran algunos ajustes a diferentes tipos de piroclastos. La fig. 62 muestra un buen ajuste a muestras de pumitas y lapilli. Una vez más, se observa una marcada influencia de la densidad en la resistencia. La fig. 63 muestra el ajuste a muestras alteradas de pumita y lapilli. En estos casos se observa un buen ajuste a los resultados de los ensayos, si bien no se han obtenido

valores de cargas isotropas de colapso o cercanos a ellas en los ensayos. Por tanto, la parte derecha de estas curvas se debería comprobar. Por su parte, la fig. 64 muestra un buen ajuste a muestras de cenizas basálticas y sálicas. Finalmente, la fig. 65 muestra también un ajuste muy bueno a datos de diferentes piroclastos de coladas italianas. Como se puede ver (fig. 62 a fig. 65), en casi todos los casos se obtienen valores del parámetro λ muy próximos a la unidad. Por tanto, se ha definido un criterio parabólico simplificado, adoptando un valor de $\lambda=1$, viéndose que se ajusta también muy bien e los resultados obtenidos. En la tabla 6 se muestran los rangos de parámetros obtenidos para las muestras ensayadas. En Serrano et al (2015a y 2016) se pueden encontrar más detalles sobre los ajustes realizados.

Como puede verse, hay una similitud en la forma de las curvas del modelo energético y del modelo empírico de colapso. Los autores están trabajando en la forma de obtener los parámetros para ambos modelos a partir de los resultados empíricos y la relación entre ellos, buscando la base teórica que subyace al modelo empírico.

De este criterio se deduce una relación entre la presión isotropa de colapso y la resistencia a compresión simple, que no es constante, ya que depende de otros parámetros. En Serrano et al. (2015b) se pueden ver el desarrollo de esa relación.

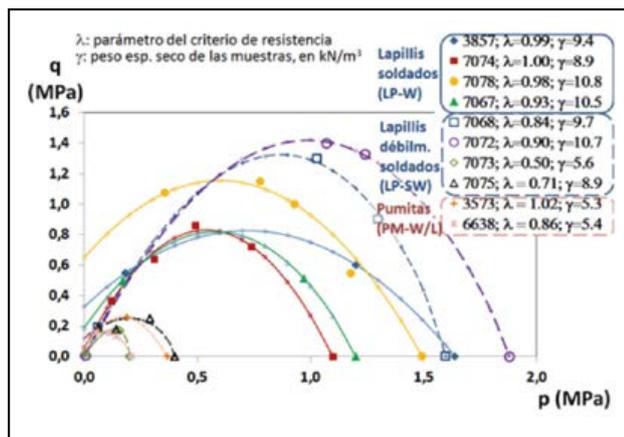


Figura 62. Ajuste del criterio parabólico colapsable de Serrano a muestras de pumitas litificadas y lapilli soldadas (modificado de CEDEX 2013 y Conde 2013).

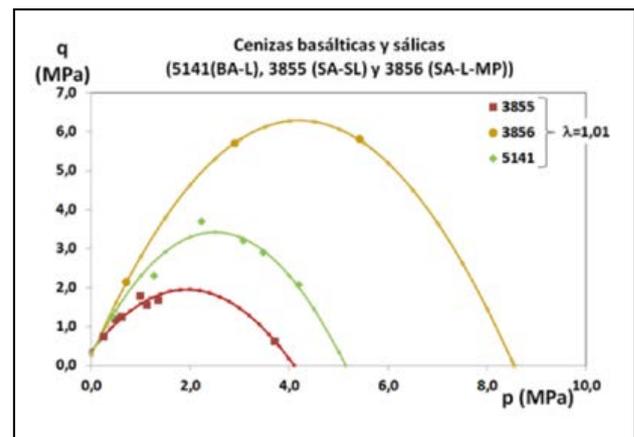


Figura 64. Ajuste del criterio parabólico colapsable de Serrano a muestras de cenizas de piroclastos litificadas (modificado de CEDEX 2013 y Conde 2013).

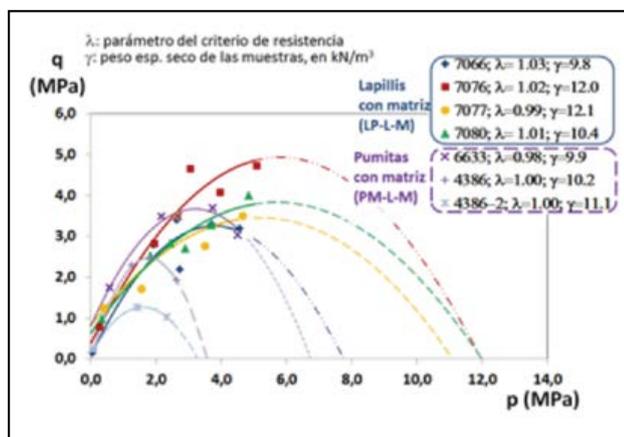


Figura 63. Ajuste del criterio parabólico colapsable de Serrano a muestras alteradas de pumitas y lapilli (modificado de CEDEX 2013 y Conde 2013).

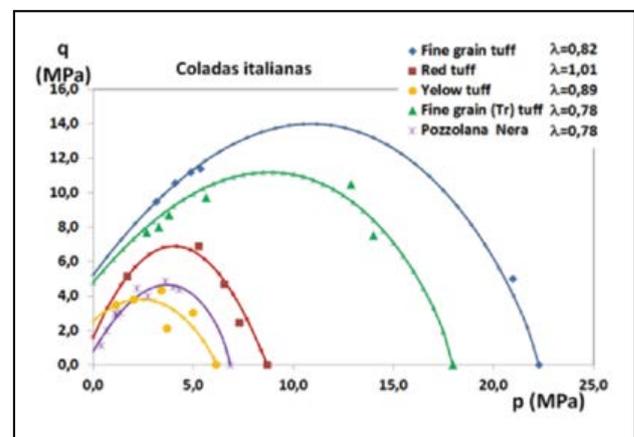


Figura 65. Ajuste del criterio parabólico colapsable de Serrano a datos publicados de tobas italianas (datos de Aversa et al. 1993, Evangelista et al. 1998, Aversa y Evangelista 1998, Tommasi y Ribachi 1998, Cecconi y Viggiani 1998 y 2001).

Tabla 6. Rangos de parámetros obtenidos en las muestras ensayadas

Muestra ⁽¹⁾	γ_d (kN/m ³)	n (%)	RCS (MPa)	λ	p_c (MPa)	M	t (kPa)	Modelo simplificado: $\lambda=1$		
								p_c (MPa)	M	t (kPa)
LP-W	9,0-10,8	65-70	0,37-1,07	0,93-1,00	1,1-1,6	1,8-3,0	19-315	1,1-1,6	1,8-3,0	14-314
LP-SW	5,6-10,7	61-80	0,01-0,19	0,50-0,90	0,2-1,9	1,7-2,9	0,3-84	0,2-1,9	2,3-4,7	0-25
LP-L-M	10,5-12,8	76-78	0,16-1,23	0,99-1,03	7,8-12,0 ⁽³⁾	1,2-1,7	42-766	7,8-16,3 ⁽³⁾	1,0-1,7	84-706
PM-L/W	5,2-5,3	56-67	0,16-0,17	0,86-1,02	0,2-0,4	2,1-2,7	22-69	0,2-0,4	2,6-2,7	24-46
PM-L-M	9,2-10,8	57-59	0,24-1,76	0,98-1,00	3,3-6,7 ⁽³⁾	1,5-2,7	9-422	3,3-6,7 ⁽³⁾	1,5-2,8	1-42
SA-SL	9,2	63	0,75	1,01	4,2 ⁽³⁾	1,8	210	4,1 ⁽³⁾	1,8	243
SA-L-MP	11,5	44	2,14	1,01	8,5 ⁽³⁾	2,9	90	8,1 ⁽³⁾	3,2	26
BA-L	11,5	57	1,26	1,01	5,1 ⁽³⁾	2,6	116	5,1 ⁽³⁾	2,6	88

(1) Nomenclatura según la clasificación de la fig. 27.

(2) γ_d : peso específico seco; n: porosidad; RCS: resistencia a compresión simple; p_c : presión isotrópica de colapso; t: resistencia a tracción isotrópica; l y M: parámetros del modelo colapsable.

(3) Presión deducida del ajuste del modelo, no de ensayos.

Tabla 7. Ejemplo de profundidades de colapso para diferentes tipos de piroclastos

Muestra ⁽¹⁾	γ_d (kN/m ³)	λ	M	p_c (MPa)	t (kPa)	p_{co} (MPa)	$\xi=t/p_{co}$ (%)	h (m)
LP-W	9,9	1	2,4	1,4	167	1,5	11,009	149
LP-SW	8,2	0,8	2,3	1,1	12,5	1,1	1,176	146
LP-L-M	11,5	1	1,5	10,0	500	10,5	4,762	688
PM-W/L	5,3	0,9	2,5	0,3	30	0,3	9,091	63
PM-L-M	10,0	1	2,5	5,0	20	5,0	0,398	524
BA-L	11,5	1	2,6	5,0	88	5,1	1,730	443
SA-SL	9,2	1	1,8	4,0	210	4,2	4,988	391

(1) Nomenclatura según la clasificación de la fig. 27.

(2) γ_d : peso específico seco; l, M y z: parámetros del modelo colapsable; p_c : presión isotrópica de colapso; t: resistencia a tracción isotrópica; h: profundidad de terreno colapsado.

Con este criterio de colapso se puede deducir una profundidad teórica de terreno colapsado debido a que las tensiones internas producidas por el propio peso del terreno han alcanzado el valor de la presión de fluencia del material. A modo de ejemplo, en la tabla 7 se muestran los valores de las profundidades de colapso para diferentes materiales, adoptando para los parámetros unos valores intermedios de los deducidos de los ensayos de laboratorio realizados e indicados en la tabla 6, y suponiendo una relación de tensiones, k_0 , igual a 0,5. Esto significa que en esas profundidades el terreno se encuentra colapsado. Este hecho puede ser de gran interés para la construcción de túneles o cavernas subterráneas en estos materiales, ya que el terreno ya colapsado es menos peligroso desde el punto de vista ingenieril.

En Serrano et al. (2015c) se detalla la forma de obtener dicha profundidad de colapso.

3.3. Correlaciones

Se han obtenido algunas correlaciones con los resultados de los ensayos. Algunas de ellas sido publicadas anteriormente (Serrano et al. 2007) se han ampliado con nuevos datos.

La fig. 66 muestra la relación entre el peso específico seco y la resistencia a compresión simple para diferentes litotipos y para otras muestras de litotipo desconocido, todas ellas ensayadas en el CEDEX. Las siguientes figuras

muestran una tendencia diferente para piroclastos de caída y para piroclastos de coladas entre la resistencia a compresión (simple e isotrópica) y el peso específico seco o la porosidad (fig. 67 a fig. 70). Finalmente, en la fig. 71 se presentan los valores obtenidos de los módulos relativos. Se obtiene un valor medio de 160, es decir, $E=160 \cdot RCS$, con un coeficiente de correlación elevado ($R^2=0,85$).

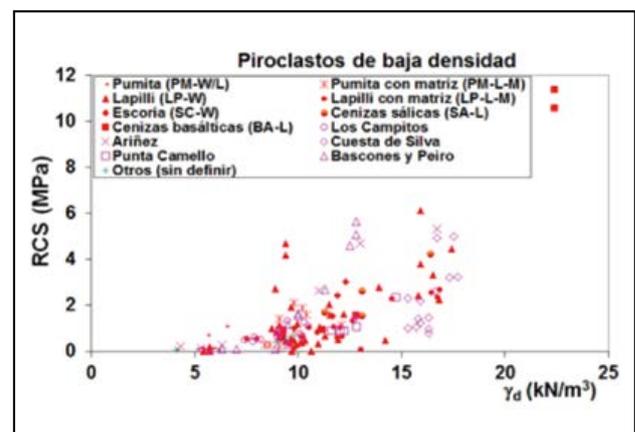


Figura 66. RCS en función del peso específico seco (γ_d) en 149 datos de piroclastos de caída baja densidad.

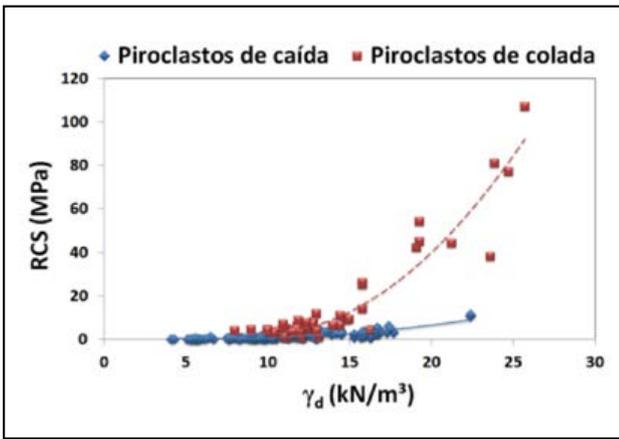


Figura 67. RCS en función del peso específico seco (γ_d) en piroclastos de caída y de coladas (Conde 2013).

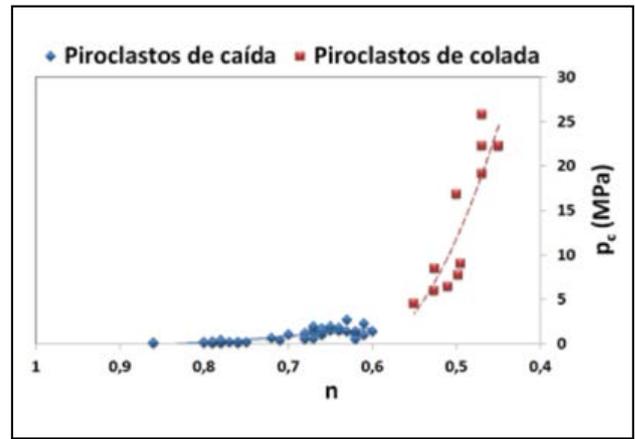


Figura 70. Presión isotrópica de colapso en función de la porosidad (n) en piroclastos de caída y de coladas (Conde 2013).

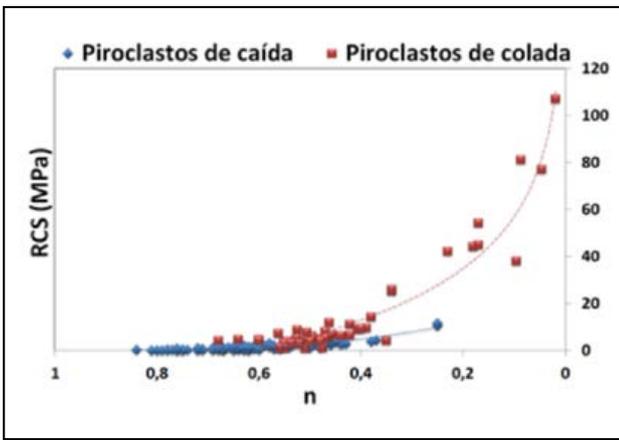


Figura 68. RCS en función de la porosidad (n) en piroclastos de caída y de coladas (Conde 2013).

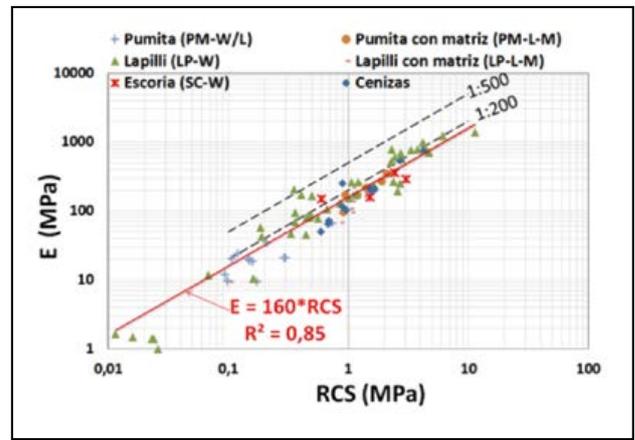


Figura 71. Módulo relativo en piroclastos de baja densidad.

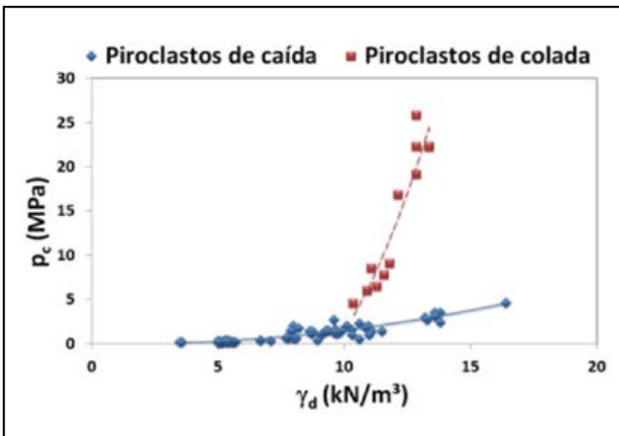


Figura 69. Presión isotrópica de colapso en función del peso específico seco (γ_d) en piroclastos de caída y de coladas (Conde 2013).

3.3.1. Otros aspectos destacados

En ingeniería civil y en construcción, en general, los principales problemas que se presentan relacionados con los piroclastos de baja densidad en relación a su comportamiento mecánico son debidos a su baja capacidad portante y su elevada deformabilidad, así como su colapsabilidad, en especial cuando se puede producir de manera brusca, sin previo aviso. Una forma de evitar el colapso en cimentaciones es inducirlo previamente, antes de construir la

estructura, utilizando compactadores de elevada energía (Uriel 1976).

Adicionalmente a los aspectos analizados anteriormente, hay otros aspectos importantes que deberían considerarse en relación al comportamiento mecánico de los piroclastos de baja densidad, tales como los siguientes:

- A menudo se observa que presentan un comportamiento reológico. Por ejemplo, en un embalse construido en El Hierro se midió un asiento de fluencia del orden del 33% del asiento instantáneo (Martín Gómez et al. 2010); Fe Marqués y Martínez Zarco (2010) realizan un análisis retrospectivo de un túnel en una sección excavada en piroclastos basálticos, basado en medidas de convergencia y observan que son necesarios más de cuatro meses para que se produzca casi el 100% de la deformación final, quedando aún por producirse alguna parte; Evangelista y Aversa (1994) publican algunos resultados de ensayos de fluencia en tobas.
- Influencia del agua en la resistencia y deformabilidad: Vásárheli (2002) estudia este aspecto en tobas volcánicas (andesita, basalto y riolita) con resistencias a compresión simple entre 2,5 y 60 MPa y encuentran una reducción de resistencia del orden del 27% y una disminución del módulo sobre el 20% para muestras saturadas; González de Vallejo et al. (2007) indican una reducción del 30% de la resistencia para tobas volcánicas.

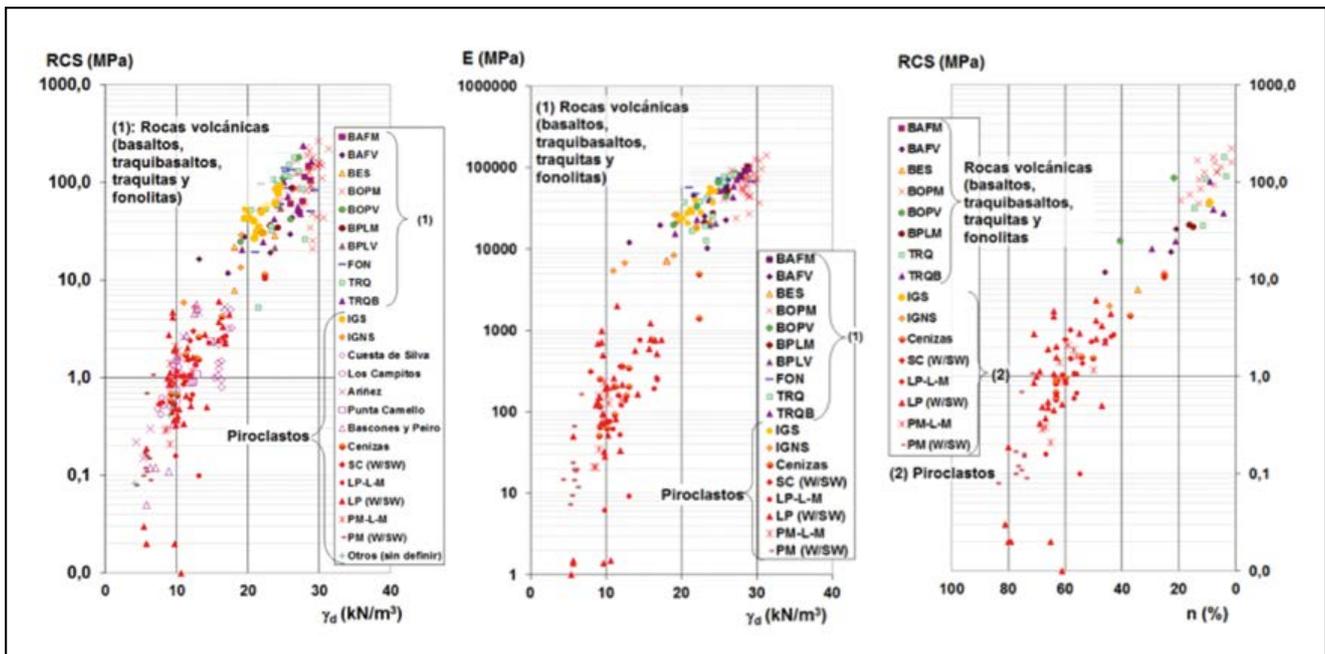


Figura 72. Relación en escala semi-logarítmica entre: a) peso específico seco (γ_d) y RCS; b) peso específico seco (γ_d) y módulo de elasticidad (E); c) porosidad (n). Rocas procedentes de lavas volcánicas y piroclastos de las islas Canarias.

4. ALGUNAS CORRELACIONES INCLUYENDO TODAS LAS ROCAS VOLCÁNICAS ESTUDIADAS EN EL CEDEX

En la fig. 72 se muestran las tendencias generales para todas las rocas volcánicas estudiadas en el CEDEX, tanto procedentes de lavas como de piroclastos, entre el peso específico o la porosidad de las rocas y su resistencia a compresión simple o su módulo de deformación. Se presentan en escala tanto natural como logarítmica, para facilitar la visualización de la tendencia.

5. RESUMEN Y CONSIDERACIONES FINALES

En zonas volcánicas se pueden distinguir a groso modo dos grandes grupos de rocas volcánicas: rocas procedentes de flujos de lava, generalmente más densas y resistentes, y rocas piroclásticas, de menor densidad y resistencia.

Se han resaltado algunos aspectos relevantes relacionados con el comportamiento mecánico de estos materiales, a partir de ensayos de laboratorio realizados con rocas de las islas Canarias, y se han obtenido rangos de variación de los parámetros geotécnicos más relevantes.

Se han presentado unas clasificaciones de ambos grupos de materiales, en las que los autores dividen los materiales en diferentes litotipos, con comportamiento geomecánico similar.

Se ha prestado más detalle al análisis de los piroclastos volcánicos de baja densidad, ya que su comportamiento mecánico es más peculiar y causa más problemas. En trabajos de ingeniería civil y en construcción los mayores problemas con los piroclastos de baja densidad, desde el punto de vista de su comportamiento mecánico, se suelen deber a su baja capacidad portante y a su colapsabilidad, en particular cuando se puede producir de forma brusca. Una forma de evitar el colapso en cimentaciones es inducirlo previamente, antes de construir la estructura, utilizando compactadores de elevada energía (Uriel 1976)

Tal y como señalan muchos autores, la estructura de los piroclastos tienen una enorme influencia en su comportamiento mecánico. La macroporosidad de las muestras ensayadas en el CEDEX se analizó meticulosamente y se definieron cuatro tipos diferentes de porosidad: reticular, vacuolar, mixta y matricial.

Se han analizado en detalle curvas de tensión-deformación de un gran número de ensayos de resistencia a compresión simple, triaxial e isotrópica, estudiando el tipo de comportamiento mecánico y las presiones de fluencia, buscando un criterio de fluencia o colapso empírico que se pudiera ajustar a los resultados y tuviera una forma similar a la de los modelos teóricos, más complejos de ajustar.

En cuanto al comportamiento mecánico, se han observado dos tipos diferentes de comportamiento en la compresión isotrópica:

- Por una parte, las pumitas y lapilli no alterados, es decir, sin material relleno en sus macroporos, presentan dos etapas de comportamiento, una primera con un módulo de deformación creciente o constante y una segunda con un módulo mucho menor. La presión que separa una etapa de otra es la presión isotrópica de colapso y los valores obtenidos de ésta han sido de 1,09-1,54 MPa en los lapilli (LP-W) y de 0,18-0,26 MPa en las pumitas (PM-W/L).
- Por otra parte, las pumitas y lapilli alterados, es decir, con porosidad matricial (PM-L-M y LP-L-M respectivamente), así como las cenizas, presentan un comportamiento diferente en compresión isotrópica, con una primera etapa en la que el módulo aumenta, seguida de una segunda etapa en la que permanece constante, sin llegar a colapsar en ningún momento, al menos a las presiones de ensayos utilizadas (hasta 3,5 MPa).

Por tanto, se ha encontrado que los piroclastos con porosidad matricial son mucho menos peligrosos ya que o

bien no sufren colapso mecánico o bien éste se produce a presiones y deformaciones mucho más elevadas que los demás. Este tipo de porosidad matricial se caracteriza por la presencia de un material fino relleno de los macroporos que rodean las partículas y se ha observado en muestras de pumitas y lapilli alteradas, así como en todas las cenizas.

En cuanto al criterio de fluencia o colapso, Serrano (2012) define un modelo empírico que ajusta muy bien a los resultados de los ensayos de todas las muestras de lapilli, pumita y cenizas ensayadas en el CEDEX, así como a datos publicados por otros autores.

Con este criterio de colapso se pueden deducir unas profundidades teóricas de terreno colapsado debido a que las tensiones internas producidas por el propio peso del terreno han alcanzado el valor de la presión de fluencia del material, hecho que puede ser de gran interés en relación a la excavación de obras subterráneas.

Se han indicado otros aspectos relevantes en relación al comportamiento mecánico de los piroclastos de baja densidad, tales como su comportamiento reológico o la influencia del agua.

Aunque es una tarea complicada dada la complejidad de estos materiales volcánicos, sería muy conveniente definir una clasificación universal para ellos, que permitiera comparar fácilmente los resultados publicados de ensayos realizados con materiales de diferentes lugares del mundo.

6. AGRADECIMIENTOS

La autora desea agradecer al profesor Serrano, director de todos estos estudios, por compartir con ella sus amplios conocimientos e ideas sobre el comportamiento de las rocas volcánicas. Asimismo, desea agradecer a los demás expertos con los que ha colaborado en estos trabajos, en especial a los doctores Luis Hernández Gutiérrez -quien ha sido responsable de seleccionar y enviar todas las muestras de rocas volcánicas ensayadas en el CEDEX-, y Margarita Conde, así como a los profesores Claudio Olalla y José Antonio Rodríguez Losada. También a Clemente Arias y José Toledo, quienes hicieron el difícil y valioso trabajo de talleo y preparación de las muestras ensayadas de piroclastos.

7. BIBLIOGRAFÍA

Adachi, T., Ogawa, T., y Hayashi, M. (1981). Mechanical properties of soft rock and rock mass. *Proc. 10th ICSMFE* 1, 527-530.

Aversa, S., Evangelista, A., Leroueil, S., y Picarelli, L. (1993). Some aspects of the mechanical behavior of "structured" soils and soft rocks. *International symp, on Geotechnical engineering of hard soils and rocks*, Athens, 1, 359-366.

Aversa, S., y Evangelista, A. (1998). The mechanical behavior of a pyroclastic rock: failure strength and "destruction" effects. *Rock mechanics and Rock engineering*, 31, 25-42 (1998).

Barton, N. (2010). Low stress and high stress phenomena in basalt flows. *3rd Int. Workshop on Rock Mech. and Geo-Engineering in Volcanic Environments*. Tenerife.

Cecconi, M., y Viggiani, G. (1998). Physical and structural properties of a pyroclastic soft rock. *The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks. 2do International Symposium on Hard Soils-Soft Rocks/Naples/Italy*, 1, 85-91.

Cecconi, M. (1998). Sample preparation of a problematic pyroclastic rock. *Problematic Soils*, Yanagisawa, Moroto & Mitachi.

Cecconi, M., y Viggiani, G.M. (2001). Structural features and mechanical behavior of a pyroclastic weak rock. *Int. J. for Num. and Analytical Methods in Geomech.*, 25, 1525-1527.

Cecconi, M., y Viggiani, G. (2006). Pyroclastic flow deposits from the colli alban. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Taylor & Francis.

Cecconi, M., Scarapazzi, M., y Viggiani, G. (2010). On the geology and the geotechnical properties of pyroclastic flow deposits of the colli alban. *Bull. of Eng. Geology and Envir.*, 69, 185-206.

CEDEX (2007). Caracterización geotécnica de los piroclastos canarios débilmente cementados. *Final Report* (Abril 2007).

CEDEX (2013). Estudio del comportamiento geomecánico de los piroclastos canarios de baja densidad para su aplicación en obras de carreteras. *Final Report* (Abril 2013).

Conde M. (2013). Caracterización geotécnica de materiales volcánicos de baja densidad. PhD Thesis. UCM.

Conde, M., Serrano, A., y Perucho, Á. (2015). New geotechnical classification proposed for low density pyroclastic rocks. *Workshop on Volcanic Rocks and Soils*. Ischia.

Consejería de Obras Públicas y Transportes del Gobierno de Canarias (2011). *Guía para la planificación y realización de estudios geotécnicos para la edificación en la comunidad autónoma de Canarias*. GETCAN 011.

Del Olmo, D., y Serrano, A. (2010). Modeling of the collapse of a macroporous material. *3rd Int. Workshop on Rock Mech. and Geo-Engineering in Volcanic Environments*. Tenerife.

Drucker, D.C. (1959). A definition of stable inelastic materials. *Trans. A.S.M.E. Jour. Appl. Mech.* 26:1.

Evangelista, A., y Aversa, S. (1994). Experimental evidence of non-linear and creep behavior of pyroclastic rocks. *Visco-plastic behavior of geomaterials*, Ed, Springer.

Evangelista, A., Aversa, S., Pescatore, T.S., y Pinto, F. (1998). Soft rocks in southern Italy and the role of volcanic tuffs in the urbanization of Naples. *The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks. 2^{do} International Symposium on Hard Soils-Soft Rocks/Naples/Italy*, 3, 1243-1267.

Fe Marqués, M., y Martínez Zarco, R. (2010). Geotechnical parameters of basaltic pyroclastics in La Palma Island, based on convergences measured in a tunnel. *3rd Int. Workshop on Rock Mech. and Geo-Eng. in Volcanic Env*. Tenerife.

González de Vallejo, L.I., Hijazo, T., Ferrer, M., y Seisdedos, J. (2006). Caracterización geomecánica de los materiales volcánicos de Tenerife, *ed. M. A. R. G. N°8*, Madrid: Instituto geológico y minero de España.

González de Vallejo, L.I., Hijazo, T., Ferrer, M., y Seisdedos, J. (2007). Geomechanical characterization of volcanic materials in Tenerife. *ISRM Int. Workshop on Volcanic Rocks*. Azores.

González de Vallejo, L. I., Hijazo, T., y Ferrer, M. (2008). Engineering Geological Properties of the Volcanic Rocks and Soils of the Canary Islands. *Soils and Rocks*, Sao Paulo 31 (1): 3-13.

Hernández Gutiérrez, L. E. (2014). Caracterización geomecánica de las rocas volcánicas de las islas Canarias. PhD Thesis. Universidad de La Laguna, Tenerife.

Hoek, E., y Brown T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Eng. Div., ASCE 106 (GT9)*.

Kahraman, S. (2014). The determination of uniaxial compressive strength from point load strength for pyroclastic rocks. *Engineering Geology* 170.

Lerouiel, S., y Vaughan, P.R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Geotechnique* 40, No 3, 467-488.

Lomoschitz Mora-Figueroa, A. (1996). Caracterización geotécnica del terreno con ejemplos de Gran Canaria y Tenerife. *Universidad de Las Palmas de Gran Canaria*.

Martín-Gómez, M.R., Fernández-Baniela, F., Arribas-Pérez de Obamos, J.J., y Soriano, A. (2010). Deformational behavior of pyroclastic rocks beneath the upper reservoir of the hydro-wind plant at El Hierro. *3rd Int. Workshop on Rock Mech. and Geo-Engineering in Volcanic Environments*. Tenerife.

Mesri, G., y Vardhanabhuti, B. (2009). Compression of granular materials. *Can. Geotech. J.* 46: 369-392.

Mesquita Soares, S., Dinis da Gama, C., y Reis e Sousa, M. (2002). Geomechanical properties of basalts from the volcanic complex of Lisbon-Some interesting correlations. *Workshop on Volcanic Rocks*, Madeira. Eurock.

Moon, V.G. (1993). Geotechnical characteristics of ignimbrite: a soft pyroclastic rock type. *Eng. Geology* 35(1-2): 33-48.

Muñiz Menéndez, M., y González-Gallego, J. (2010). Rock mass classification schemes in volcanic rocks. *3rd Int. Workshop on Rock Mech. and Geo-Engineering in Volcanic Environments*. Tenerife.

Peiró Pastor, R. (1997). Caracterización geotécnica de los materiales volcánicos del Archipiélago Canario. *Tierra y Tecnología* 16 y 17.

Pellegrino, A. (1970). Mechanical behaviour of soft rocks under high stresses. *ISRM, II Congreso Internacional de Mecánica de Rocas*, Tomo II, Belgrado, R, 3, 25.

Perucho, Á. (2015). Mechanical behavior of volcanic rocks. *Workshop on Volcanic Rocks and Soils*. Ischia.

Pola, A., Crosta, G.B., Castellanza, R., Agliardi, F., Fusi, N., Barberini, V. Norini, G., y Villa, A. (2010). Relationship between porosity and physical mechanical properties in weathered volcanic rocks. *3rd Int. Workshop on Rock Mech. and Geo-Engineering in Volcanic Environments*. Tenerife.

Rodríguez-Losada, J.A., Hernández-Gutiérrez, L.E., Olalla, C., Perucho, A., Serrano, A., y Potro, R. D. (2007). The volcanic rocks of the Canary Islands. Geotechnical properties. *ISRM International Workshop on Volcanic Rocks*. Azores.

Rodríguez-Losada, J.A., Hernández-Gutiérrez, L.E., Olalla, C., Perucho, A., Serrano, A., y Eff-Darwich, A. (2009). Geomechanical parameters of intact rocks and rock masses from the Canary Islands: Implications on their flank stability. *Journal of Volcanology and Geothermal Research* 182.

Roscoe, K.H., y Burland, J.B. (1968). On the generalised stress strain behaviour of "wet clay". *Engineering Plasticity*, ed. J. Heyman & F.A. 535-609. Cambridge University Press.

Rotonda, T., Tommasi, P., y Ribacchi, R. (2002). Physical and mechanical characterization of the soft pyroclastic rocks forming the Orvieto cliff. *Workshop on Volcanic Rocks*. Madeira. Eurock.

Santana, M., de Santiago, C., Perucho, A., y Serrano, A. (2008). Relación entre características químico-mineralógicas y propiedades geotécnicas de piroclastos canarios. *VII Congreso Geológico de España*. Geo-Temas 10.

Serrano, A. (1976). Aglomerados volcánicos en las Islas Canarias. *Memoria del Simposio Nacional de Rocas Blandas*. Tomo II. pp. 47-53. Madrid.

Serrano, A. (1997). Mecánica de rocas I: Descripción de las rocas; II Propiedades de las rocas. *Publicaciones de la E.T.S. de I.C.C. y P. Madrid*.

Serrano, A., Olalla, C., y Perucho, Á. (2002a). Mechanical collapsible rocks. *Workshop on Volcanic Rocks*, Madeira. Eurock.

Serrano, A., Olalla, C., y Perucho, Á. (2002b). Evaluation of non-linear strength laws for volcanic agglomerates. *Workshop on Volcanic Rocks*, Madeira. Eurock.

Serrano, A., Olalla, C., Perucho, A., y Hernández, L. (2007). Strength and deformability of low density pyroclasts. *ISRM Int. Workshop on Volcanic Rocks*. Azores.

Serrano, A., Perucho, A., Olalla, C., y Estaire, J. (2007). Foundations in Volcanic Areas. *XIV European Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Engin. Geotech. Engin. in Urban Environments*. Madrid, 24-27 Sept. Millpress Rotterdam.

Serrano, A., Perucho, Á., y Conde, M. (2010). Isotropic collapse load as a function of the macroporosity of volcanic pyroclasts. *3rd Int. Workshop on Rock Mech. and Geo-Engineering in Volcanic Environments*. Tenerife.

Serrano, A. (2012). Criterio unificado para materiales colapsables. *Comunicación personal*.

Serrano, A., Perucho, Á., y Conde, M. (2015a). Failure criterion for low density pyroclasts. *Workshop on Volcanic Rocks and Soils*. Ischia.

Serrano, A., Perucho, Á., y Conde, M. (2015b). Correlation between the isotropic collapse pressure and the unit weight for low density pyroclasts. *Workshop on Volcanic Rocks and Soils*. Ischia.

Serrano, A., Perucho, Á., y Conde, M. (2015c). Relationship between the isotropic collapse pressure and the uniaxial compressive strength, and depth of collapse, both derived from a new failure criterion for low density pyroclasts. *Workshop on Volcanic Rocks and Soils*. Ischia.

Serrano, A., Perucho, Á., y Conde, M. (2016). Yield criterion for low-density volcanic pyroclasts. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 86, 194-203.

Tommasi, P., y Ribacchi, R. (1998). Mechanical behaviour of the Orvieto tuff. *The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks*. 2^{do} Int. Symp. on Hard Soils-Soft Rocks/Naples/Italy, 2: 901-909.

Tommasi, P., Verrucci, L., y Rotonda, T. (2015). Mechanical properties of a weak pyroclastic rock and their relationship with microstructure. *Can. Geotech. J.* 52: 1-13.

Uriel, S., y Bravo, B. (1971). La rotura frágil y plástica en un aglomerado volcánico de las palmas de gran canaria. *I Congr. hisp.-lusó-americano de geología económica*, Ses. 5.

Uriel, S., y Serrano, A. (1973). Geotechnical properties of two collapsible volcanic soils of low bulk density at the site of two dams in canary island (Spain). *8th Congress I.S.S.M.F.E.* Vol. I: 257-264. Moscú.

Vásárhelyi, B. Influence of the water saturation on the strength of volcanic tuffs. *Workshop on Volcanic Rocks*, Madeira. Eurock (2002).

Wong, P.K.K., y Mitchell, R.J.. Yielding and plastic flow of sensitive clay. *Geotechnique* 25. No 4. (1975).

Ferrocarriles

Líneas de actividad

Infraestructura ferroviaria

Vibraciones y fatiga del material móvil

Puentes y otras estructuras

ERTMS: (European Rail Traffic Management System) certificación de equipos genéricos

ERTMS: Certificado de proyectos de vía

ERTMS: Validación tren-vía

Servicios tecnológicos de carácter medio ambiental

.....

Fields of Activity

Railway Infrastructures

Vibrations and Fatigue of Mobile Materials

Bridges and Other Structures

ERTMS (European Rail Traffic Management System): Components Certification

ERTMS: Trackside Projects Verification

ERTMS: Train-Track Compatibility Verification

Technological Services for Environment-Related Issues



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

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas

¿Es rentable hacer las pruebas de ERTMS en un laboratorio?

Are ERTMS Lab Tests Time-Saving and Cost-Effective?

Jorge-Ignacio Iglesias^{1*}, José Bueno¹, Daniel Molina¹, Susana Herranz¹, Rodrigo Cáceres¹, Miguel Fernández¹, Miguel López¹, Nadia Sánchez²

Resumen

Este artículo presenta un análisis de las ventajas que tanto en coste como en tiempo se pueden obtener de la realización de las pruebas de puesta en servicio del sistema de señalización ERTMS en un laboratorio capaz de simular vía y tren e integrar los equipos reales de vía (RBC) y de tren (EVC) para realizar las pruebas funcionales con equipos reales en este entorno simulado. Para ello se comparan tres escenarios de pruebas: el primero de pruebas únicamente en vía (1), el segundo de pruebas únicamente en laboratorio (2) y un tercer escenario intermedio (3) que es el que se está realizando ahora de depuración previa de todo el sistema en el laboratorio y posterior ejecución de pruebas en vía. El artículo muestra las ventajas evidentes de dirigirse hacia un incremento de las pruebas en laboratorio.

Palabras clave: ERTMS, ETCS, Pruebas Operacionales, Puesta en Servicio, Laboratorio de ERTMS, Ensayos remotos.

Abstract

This paper shows an analysis of the advantages of performing ERTMS placing of service test in a laboratory. The advantages are evaluated in terms of cost and duration. The ERTMS lab has to be able to simulate track and train and integrate real track components (RBC) and Onboard components (EVC) in order to perform the ERTMS functional tests in this simulated environment. To do so, these three different scenarios are compared: Scenario 1 to perform all the test only on track, scenario 2 of performing all the tests only at lab and an intermediate scenario 3, which is the one currently carried out in Spain, of debugging the whole system at lab before running the tests on track. The paper clearly shows the advantages of conducting this process through the way of increasing the tests at laboratories.

Keywords: ERTMS, ETCS, Operational Tests, Place in Service, ERTMS Labs, Remote Tests.

INTRODUCCIÓN

España ha sido sin ninguna duda uno de los países europeos pioneros en el despliegue e instalación del ERTMS (European Rail Traffic Management System) en las líneas de nueva construcción, así como en otras líneas como las de cercanías de Madrid con el objetivo de incrementar los niveles de seguridad. Desde la primera instalación del ERTMS en la LAV Madrid-Lleida en los primeros años 2000 (puesta en servicio en N1 en Mayo de 2006), hasta la actualidad en las LAVs Valladolid-Burgos-León y Olmedo-Zamora, el sistema ferroviario español ha realizado un enorme esfuerzo para resolver todos los obstáculos encontrados derivados principalmente de los “errores de juventud” del ERTMS y de la consecutiva modificación y mejora de las especificaciones del sistema.

Afortunadamente se puede decir con pleno orgullo que el ferrocarril español ha sido capaz de solventar dichos obstáculos y ha implantado el ERTMS con unos niveles de fiabilidad y puntualidad semejantes a los de sus predecesores más avanzados como el LZB alemán y el TVM francés. España ha demostrado de forma rotunda que el concepto de “interoperabilidad” es plenamente alcanzable con 17 casos de combinación tren-vía de diferentes fabricantes en servicio comercial.

Sin embargo, y con la vista puesta no en los problemas pasados, sino en los retos futuros, hay dos aspectos del ERTMS que a día de hoy están siendo un obstáculo muy importante para su despliegue en el resto de la red europea, incluyendo la red convencional española: estos dos aspectos, que están relacionados entre sí, son **el coste del sistema** y **lo dilatado del proceso de puesta en servicio del mismo**.

Este artículo aborda el papel que puede jugar un laboratorio de ERTMS como el Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria (LIF) del CEDEX en la reducción de los tiempos de prueba del sistema ERTMS y por tanto en la reducción del proceso de puesta en servicio del mismo. El análisis que se llevará cabo a lo largo del artículo está basado en una ya larga experiencia de procesos de puesta en servicio en España y aborda no solamente la reducción del tiempo sino también el ahorro económico derivado de este hecho.

En paralelo al despliegue del ERTMS en la red española, el CEDEX realizó un esfuerzo para la creación del LIF, que se inició en el año 2000 como consecuencia del proyecto EMSET y se ha hecho una realidad a lo largo de todos estos años con la consolidación del laboratorio, que es reconocido por todos los agentes involucrados en este gran proyecto (Comisión Europea, ERA, EIM...) como el laboratorio de referencia europeo. Por tanto podemos decir que también España es pionera en la ejecución de pruebas de ERTMS en laboratorio, y este artículo incide en la importancia de este hecho tanto desde el punto de vista de ahorro de tiempo en la puesta en servicio como desde el punto de vista de ahorro económico.

* Autor de contacto: jorge.iglesias@cedex.es

¹ Laboratorio de Interoperabilidad ferroviaria del CEDEX.

² Ineco.

1. LA PUESTA EN SERVICIO DEL ERTMS

1.1. El impacto del concepto de interoperabilidad

El concepto de interoperabilidad nace a raíz de la aparición de un sistema único de señalización ferroviaria que es fabricado por diferentes suministradores. En efecto, antes de la existencia del ERTMS existían un gran número de sistemas diferentes en Europa y el resto del mundo, con la característica principal de que cada uno de ellos era propiedad de un determinado fabricante. Este hecho, que por un lado cierra fronteras y genera mercados cautivos con un único suministrador, tenía un aspecto positivo, el hecho de que los subsistemas de vía y embarcados pertenecen al mismo suministrador y es por tanto él el encargado de resolver los problemas que puedan aparecer durante su puesta en servicio.

El ERTMS al ser un sistema abierto implica que en la mayoría de los casos el suministrador del subsistema de vía y del subsistema embarcado no sea el mismo y por tanto haya más agentes involucrados en la resolución de los problemas que puedan aparecer durante la puesta en servicio. Este hecho, que es en sí mismo el concepto de la interoperabilidad, da lugar a que los procesos de puesta en servicio sean más complejos y su duración se dilate en el tiempo. Además aparece una nueva figura que es la de un árbitro técnico que pueda resolver de forma independiente los conflictos que aparecen en toda puesta en servicio.

En este sentido, la necesidad de mediación técnica cualificada para resolver los conflictos que puedan aparecer ha dado lugar a la creación de equipos técnicos tanto en los administradores de infraestructura como en los operadores ferroviarios con un conocimiento del ERTMS necesario para la resolución de conflictos. Igualmente el papel de la Autoridad Administrativa competente, en el pasado la Dirección General de Ferrocarriles y en la actualidad la Agencia Estatal de Seguridad Ferroviaria, se ve resaltado. En efecto, así como antes las pruebas de puesta en servicio de un determinado sistema de señalización eran definidas y realizadas por el fabricante del sistema, en la actualidad

esas pruebas se han definido por el Ministerio de Fomento y son evaluadas por organismos independientes del suministrador, ya sea un grupo de pruebas independiente del propio Adif u organismos neutrales como el LIF del Cedex.

1.2. Las pruebas de Puesta en Servicio

En este aspecto también el sector ferroviario español ha sido el más adelantado de Europa, definiendo un conjunto de pruebas necesarias para la puesta en servicio de una línea y/o un tren equipados con ERTMS. Estas pruebas fueron definidas por un grupo de trabajo conjunto que bajo la dirección de la antigua Dirección General de Ferrocarriles, estaba compuesto por expertos de Adif, Renfe, Cedex e Ineco. Estas pruebas (figura 2), posteriormente denominadas pruebas de interoperabilidad o escenarios operacionales consisten en un muestreo de la funcionalidad más relevante del ERTMS, de forma que se pruebe en aquellos puntos de la línea donde dicha funcionalidad aplique.

Este conjunto de casos de prueba (alrededor de 200) es el que se debe ejecutar en todas las líneas antes de su puesta en servicio. Obviamente con anterioridad a las mismas, el suministrador del subsistema de vía y Adif realizan pruebas internas de comprobación de la correcta instalación del sistema en su conjunto, correcta grabación de balizas, concordancia de datos en el RBC etc.

La experiencia adquirida desde las primeras puestas en servicio en 2006 hasta la actualidad permite afirmar que una vez ejecutadas con éxito las Pruebas de puesta en servicio, no ha habido incidencias relevantes durante la explotación comercial en estos más de diez años ya transcurridos. Es importante señalar aquí que las incidencias a las que nos referimos son incidencias que darían lugar a problemas de interoperabilidad que se traducirían en parada del tren, pero nunca a problemas de seguridad ya que el ERTMS es un sistema de seguridad SIL 4 y como tal cumple la condición de "Fail safe" que significa que ante cualquier fallo se irá a una situación segura.

Estas pruebas de puesta en servicio o **Casos de Prueba Operacionales** se dividen en dos grupos: los de Infraestructura

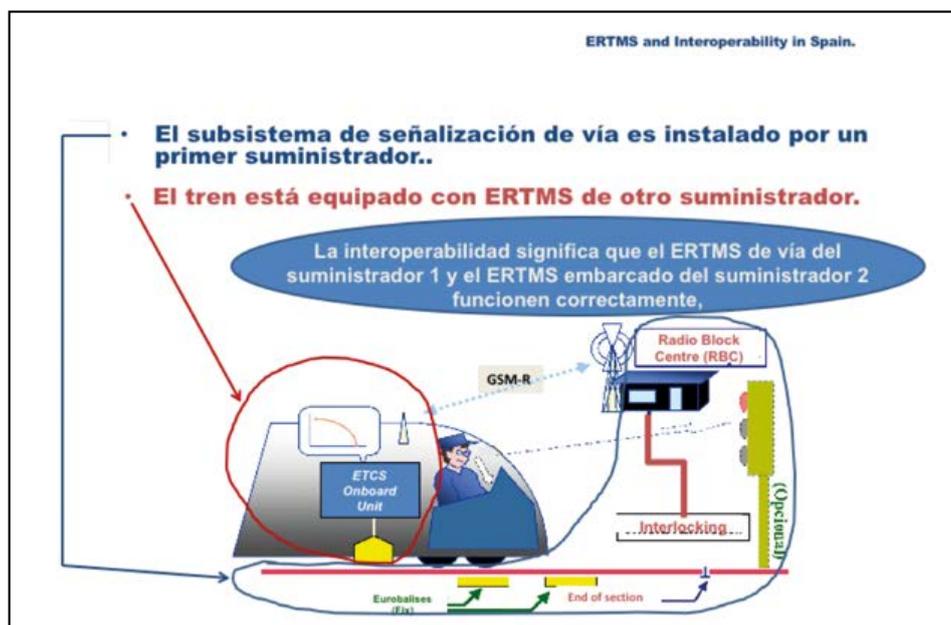


Figura 1. El concepto de interoperabilidad.



Figura 2. Pruebas Complementarias o de puesta en servicio(o escenarios operacionales).

definidos por Adif y que sirven para validar la funcionalidad ERTMS desplegada en una línea concreta y las de Integración o Compatibilidad de Ruta definidas por la AESF que sirven para autorizar la circulación de un tren sobre una línea específica. Esta separación está alineada con el contenido de la Orden FOM/167/2015 que regula las condiciones para la entrada en servicio de los diferentes subsistemas ferroviarios.

La experiencia adquirida por el sector ferroviario español en este punto está permitiendo su “exportación” a otros mercados. Como botón de muestra, Ineco y el Cedex están diseñando las pruebas de puesta en servicio que ejecutará el administrador ferroviario danés (Banedanmark) dentro de su programa de despliegue de dicho sistema en toda la red ferroviaria danesa.

1.3. Pruebas en vía y pruebas en laboratorio

Tradicionalmente las pruebas de puesta en servicio definidas por el Ministerio de Fomento (Especificación de Pruebas Complementarias en Vía v6.1) se han ejecutado en la vía, si bien desde su misma concepción ya se pensó en su ejecución en laboratorio, y de echo se hicieron campañas muy tempranas de ejecución de pruebas en laboratorio como en la LAV Madrid-Lleida en los años 2004-2005.

Posteriormente y debido a varias razones, como la dificultad de integrar los equipos de ERTMS en laboratorio o la necesidad imperiosa de probar en vía para intentar reducir los tiempos de la puesta en servicio, las pruebas se ejecutaron en vía a en la mayoría de las líneas en servicio.

Actualmente, gracias a la integración de los equipos ERTMS en el laboratorio y a la posibilidad de una respuesta más rápida de éste, la situación ha ido cambiando y en la actualidad la mayoría de las líneas que se pondrán en servicio en ERTMS próximamente se están probando con antelación en el laboratorio. Esto es debido también al apoyo de Adif con una cláusula específica en los pliegos de licitación que obliga a los contratistas adjudicatarios del ERTMS de vía a efectuar pruebas previas en un

laboratorio independiente, con tres equipos embarcados ERTMS (EVCs) de diferentes suministradores. De manera análoga Renfe Operadora ha incluido una cláusula similar en sus pliegos en los que requiere a los fabricantes de EVCs a probarlos en el laboratorio con anterioridad a ser probados en la vía.

El ERTMS es un sistema complejo que se basa en el intercambio de información entre los equipos de vía , LEU (Lineside Electronic Unit) y Baliza en N1 y RBC (Radio Block Center) en N2, y el equipo embarcado. Este intercambio de información entre equipos fabricados por distintos suministradores es el aspecto clave de la interoperabilidad, y la diferente interpretación de los telegramas y mensajes intercambiados es la que puede dar lugar a problemas de interoperabilidad.

Pues bien, este aspecto “funcional” del sistema, que en el ERTMS es la base de su funcionamiento y que como sistema más avanzado es el que más información intercambia entre vía y tren, puede ser perfectamente reproducido en el laboratorio de forma que en el mismo se pueden ejecutar la totalidad de las pruebas que se ejecutan en vía y demostrar que los aspectos funcionales, bien de intercambio de información tren-vía, bien del funcionamiento y reacción del equipo embarcado que controla al tren, o bien de datos del subsistema de vía, funcionan correctamente.

El LIF del Cedex (figura 4) tiene integrados actualmente en su laboratorio los equipos embarcados de Alstom (S-100, S-104, Cercanías y proyecto Haramain), Bombardier, Siemens, Caf y Ansaldo. Los 4 primeros de la línea de base 2 (2.3.0.d.) y el de Ansaldo de la línea de base 3 (3.4.0.). Asimismo ha integrado los RBCs de Siemens (Cercanías Madrid, Madrid-Levante y Haramain), Thales (Cercanías Madrid y Olmedo-Zamora), Alstom (Valladolid-León) y Bombardier (Venta de Baños-Burgos), por lo que se puede afirmar que la totalidad de los suministradores tanto de vía como de equipo embarcado están siendo probados ya en el LIF del Cedex.

Se ha discutido largamente entre los agentes del sector acerca de la validez de ejecutar los ensayos solamente en



Figura 3. Pruebas ERTMS en vía.

laboratorio y si estos pueden sustituir totalmente los ensayos en vía o no. Las diferentes posturas, entre la más conservadora de mantener todos los ensayos en vía, y la más avanzada de sustituirlos totalmente por los ensayos en laboratorio, tienen sus propias argumentaciones: en principio lógicamente ningún sistema ferroviario se pondrá en servicio sin ninguna prueba en vía, aunque solamente sea para comprobar la instalación correcta de todos sus elementos, sin embargo la ejecución total de las pruebas en vía no tiene sentido en muchos casos en los que la prueba trata de un intercambio de información tren-vía y de comprobar el correcto funcionamiento del equipo embarcado.

Este tipo de pruebas se pueden hacer en el laboratorio en las mismas condiciones que en la realidad.

De todas formas en la actualidad se ha decidido ejecutar las pruebas en ambos lugares, laboratorio y vía, pero con una ventaja fundamental: si las pruebas en laboratorio consiguen una depuración completa del sistema, la posterior ejecución de las pruebas en vía será únicamente una comprobación de la correcta instalación y se realizará de forma muy rápida ya que no se deberán realizar modificaciones que adicionalmente, si las pruebas son en vía con un tren real, requieren la modificación del dossier de seguridad correspondiente.



Figura 4. Pruebas ERTMS en el laboratorio.

2. ANÁLISIS COMPARATIVO DE TIEMPO Y COSTE

Teniendo en cuenta lo anterior, el análisis comparativo de tiempo y coste entre la ejecución de las pruebas en vía y/o en laboratorio se va a realizar a continuación considerando tres escenarios diferentes, todos ellos ejecutando los Escenarios Operacionales con tres EVCs de diferentes fabricantes. Los tres escenarios van desde el caso de ejecutar todas las pruebas en vía (escenario 1) hasta el escenario final ideal de ejecutarlas todas en laboratorio (escenario 2), pasando por el escenario intermedio actual de ejecutarlas en ambos lugares (escenario 3).

Antes de analizar el coste y duración de cada uno de los escenarios se harán unas consideraciones previas que basadas en la experiencia española, nos proporcionarán los datos requeridos para el cálculo de cada escenario.

Tabla I. Duración de campañas de pruebas en vía

Campaña vía	Tren	Nº de pruebas	Nº de jornadas	Ratio Pruebas/día	Periodo	Jornada de pruebas*
Albacete – Alicante N2	S-100	126	16	7,8	May-Nov 2013	8h
Albacete – Alicante N2	S-730	130	20	6,5	Abr-Dic 2013	8h
Madrid-Valencia N2	S-100	85	9	9	Ag-Sep 2015	8h
Madrid-Valencia N2	S-112	100	11	9	Oct-2014	8h
Albacete-Alicante N2	S-112	89	9	10	Sep-Oct 2014	8h

* En las líneas en servicio las pruebas se realizan en horario nocturno cuya jornada efectiva es de 5 horas

En dicha tabla I es significativa la diferencia de duración de las campañas de pruebas en vía para líneas que habían sido probadas previamente en laboratorio como la Madrid-Valencia N2 (1-2 meses) con la de líneas que no se habían probado anteriormente en laboratorio como la Albacete-Alicante (7-9 meses). Si bien el número de jornadas de pruebas no es tan superior, si lo es la duración total de la campaña, ya que en las pruebas en vía un hecho muy importante es que cada vez que se modifica el SW del equipo embarcado se debe modificar el dossier de seguridad correspondiente que permita la autorización de circulación del tren. Si el sistema ha sido previamente depurado en el laboratorio, este hecho se producirá menos veces o incluso ninguna, de ahí la razón de esa diferencia tan notable de duración de la campaña completa.

2.1.2. Coste de las Pruebas Operacionales en Laboratorio

En la actualidad el coste de una campaña de pruebas en el Laboratorio de Interoperabilidad del CEDEX se sitúa alrededor de los 180 k€. Este coste cubre la ejecución de las Pruebas Operacionales de Infraestructura e Integración definidas por Adif y por la AESF para tres vehículos con tres equipos embarcados o EVC de diferentes fabricantes. El número de casos de prueba que como promedio se ejecutan está en el entorno de los 100. Por tanto el coste de cada caso de prueba para cada uno de los equipos embarcados sería el siguiente:

$$\text{Coste Caso Prueba Lab} = 180.000 / (100 \cdot 3) = 600€$$

2.1.3. Coste de las pruebas Operacionales en vía.

Según la información recibida de ADIF el coste de una sesión de pruebas en vía se estima en el entorno de 14.000 € (la mitad coste del tren y la otra mitad del personal de pruebas

2.1. Consideraciones previas basadas en la experiencia española

Las consideraciones que se llevarán a cabo a continuación de duración de las pruebas y coste de las mismas en vía y laboratorio están basadas en la experiencia española durante el despliegue de todas las líneas ERTMS, siendo en la actualidad España el país con más experiencia en este campo y prácticamente el único país con experiencia en pruebas en laboratorio.

2.1.1. Duración de las campañas de prueba en vía

En la tabla I se muestran algunos datos reales de la duración de varias campañas de pruebas operacionales en vía:

de circulación e informes posteriores). De acuerdo a la tabla I, el rendimiento de casos de prueba efectuados en una sesión de pruebas se estima en el entorno de 6,5 (teniendo en cuenta que en muchas líneas son pruebas nocturnas). Por tanto el coste de un caso de prueba sería :

$$\text{Coste Caso Prueba Vía} = 14.000 / 6,5 = 2.153,8 € = 3,58 \text{ veces el Coste Caso Prueba Lab}$$

2.1.4. Escenario 1. Ejecución de la campaña de ensayos operacionales únicamente en vía

En el caso de que la ejecución de pruebas se realice únicamente en la vía, como por ejemplo ocurrió en la LAV Albacete-Alicante, la situación real es que el primer tren que ejecuta las pruebas encuentra multitud de incidencias que dan lugar a que el tiempo de ejecución de pruebas en vía se extienda enormemente, de forma que desde el inicio de las pruebas en dicha LAV con un EVC hasta su finalización pasaron 7,5 meses (del 15 de Abril al 4 de Diciembre). La constatación de esta afirmación se encuentra en la ejecución de las pruebas en vía de la LAV Madrid-Valencia que duraron únicamente un mes, ya que con anterioridad se habían ejecutado multitud de pruebas en el laboratorio.

Por tanto, en este caso real la ejecución de las pruebas en vía tiene un doble impacto: por un lado con el primer EVC las pruebas se ejecutan al menos 3 veces y eso provoca un retraso considerable de unos 7 meses. La segunda y tercera campaña de ensayos con los otros dos EVCs se estimarían en 15,38 días (100 escenarios totales/ 6,5 escenarios al día). Por tanto en este escenario la duración total de las pruebas en vías se extendería unos **8,5 meses** (7 para el primer EVC + 1,5 para los otros dos)

y el coste total de las pruebas ascendería a la cantidad siguiente:

Coste total pruebas en vía = 3 ejecuciones para el primer EVC + 15,38*2 días para el 2º y 3º = 15,38*3*14000 + 15,38*2*14.000 = **1.076.600 €**

Es muy importante señalar que en la actualidad, Adif está ejecutando escenarios de prueba adicionales a los obligatorios fijados por la AESF, para comprobar rutas, hacer las transiciones en todos los puntos etc. En este caso la ejecución de estos escenarios adicionales tendría un impacto importante en el coste y en la duración: estimando unas 18 jornadas de prueba, el coste se incrementaría en 18*14.000=252.000 € y la duración en alrededor de **2 meses**.

Es muy importante señalar que en este escenario, la ejecución de las pruebas se llevaría a cabo una vez finalizada la obra, por lo que añade un tiempo adicional de alrededor de 8.5+2=10,5 meses hasta la puesta en servicio.

En este escenario de pruebas únicamente en vía es también muy importante resaltar que en el caso de que aparezcan incidencias con la 2ª ó 3ª eurocabina o EVC, se produce un dilema importante ya que puede ser posible que haya que hacer modificaciones en la vía ya en servicio y/o en los trenes equipados con el nuevo EVC.

2.1.5. Escenario 2. Ejecución de la campaña de ensayos operacionales únicamente en el laboratorio

Si bien en la actualidad no se ha llegado a la situación de que los casos de Pruebas Operacionales se ejecuten solamente en el laboratorio, este es el escenario al que se debería tender. En este caso, como se ha mencionado anteriormente, el coste medio de una campaña es de 180.000 € con tres equipos embarcados de diferentes fabricantes. La duración es de tres meses teniendo en cuenta que se precisan dos meses para la preparación de datos, integración de equipos, etc..., y un mes para la ejecución de los escenarios con tres EVCs.

Es muy importante señalar que en la actualidad, sin coste adicional, Adif está ejecutando en el laboratorio los escenarios de prueba adicionales a los obligatorios fijados por la AESF, para comprobar rutas, hacer las transiciones en todos los puntos etc...

Es muy importante resaltar también que en este escenario la ejecución de la campaña de pruebas **no está condicionada a la finalización de la obra real**, sino que una vez que se conocen los datos de vía la campaña puede ejecutarse en su totalidad antes de que la obra esté finalizada. Esta es una excelente herramienta para evitar los problemas de última hora que siempre aparecen con la señalización antes de la puesta en servicio de las líneas.

2.1.6. Escenario 3. Ejecución de la campaña de ensayos operacionales en laboratorio y en vía

El escenario actual es el que ha decidido ADIF que consiste en realizar las pruebas inicialmente en el laboratorio y con posterioridad en vía una vez que se ha depurado todo el sistema. La gran diferencia de este escenario con el escenario 1 en lo que se refiere a la ejecución de las pruebas en vía, consiste en que en este caso las pruebas en vía se ejecutan de igual manera con la 1º eurocabina que con la 2ª y 3ª, ya que la depuración previa del sistema únicamente requiere comprobar la correcta instalación de todos los componentes. En este caso incluso se podrían realizar las pruebas en vía con una sola eurocabina.

No obstante considerando que se ejecutan con tres eurocabinas, en este escenario el tiempo de ejecución de las pruebas y el coste de las mismas serían los siguientes:

Tiempo total de ejecución=Tiempo en laboratorio (3 meses)+ Tiempo en vía (3*15,38=46 días)= 3+2=5 meses.

Coste total de pruebas (Lab+Vía) = 180.000+14.000*46= 824.000 €

3. TABLA RESUMEN DE COMPARACIÓN DE COSTE Y DURACIÓN

Los resultados de duración y coste de los diferentes escenarios considerados se recogen de forma resumida en la tabla II. En ella se muestra la reducción en coste comparado con el escenario 1 de ejecutar las pruebas únicamente en vía:

- a) En el caso ideal de ejecutarlas únicamente en laboratorio, el coste se reduciría al 13% - de 1.328 k€ a 180 k€- y el tiempo al 28% - de 10,5 a 3 meses- con la importante salvedad de que los tres meses de prueba se pueden compatibilizar con la finalización de la obra.

Tabla II. Coste y duración de los diferentes escenarios considerados

Escenario	Coste	Duración	Escenarios Adicionales de Adif
Ejecución de un caso de prueba en laboratorio	600 € (27% del coste en vía)	15 casos de prueba/sesión	
Ejecución de un caso de prueba en vía	2.153,8€	6,5 casos de prueba/sesión	
1. Campaña de ensayos con 3 EVCs solo en vía	1.076.600 €	8,5 meses (ejecutables al finalizar la obra)	La ejecución de los escenarios adicionales por parte de Adif generaría un incremento de coste de 252 k€ y 2 meses de plazo extra.
Solo en vía con escenarios extra de Adif	1.328.000€	10,5 meses (ejecutables al finalizar la obra)	
2. Campaña de ensayos con 3 EVCs solo en laboratorio	180.000 € (13,5% del coste en vía)	3 meses (ejecutables antes de la finalización de la obra)	Adif ejecuta, sin coste adicional, multitud de escenarios adicionales.
3. Campaña mixta primero en laboratorio y posteriormente en vía con tres EVCs	824.000 € (62% del coste solo en vía)	5 meses (de los cuales solo 2 se ejecutan al finalizar la obra)	Adif ejecuta en el laboratorio, sin coste adicional, multitud de escenarios adicionales.

- b) En el caso más real de ejecutar las pruebas primero en el laboratorio y posteriormente en la vía, el coste se reduciría al 62%- de 1.328 k€ a 824 k€- y el tiempo al 47%- de 10,5 a 5 meses- con la importante salvedad de que de los 5 meses solamente 2 se deberían ejecutar tras la finalización de la obra. Luego en este caso la reducción de la duración de las pruebas a la finalización de la obra sería de 10,5 a 2 meses.

4. CONSIDERACIONES ADICIONALES

Como consideraciones adicionales a las anteriormente expuestas no queremos dejar de señalar los siguientes aspectos:

- a) En la comparativa realizada no se han tenido en cuenta el gran número de incidencias que se pueden detectar en las pruebas en vía, sino que se ha considerado para la estimación del tiempo el caso de la LAV Albacete-Alicante que se puede considerar como la puesta en servicio más exitosa desde el punto de vista de tiempo de ensayos.
- b) Tampoco se ha considerado en el cálculo de costes el lucro cesante derivado de una apertura más tardía de la línea derivada de un proceso más largo de puesta en servicio.
- c) Igualmente no se han considerado los factores sociopolíticos derivados de un retraso en la puesta en servicio.
- d) Finalmente un hecho que queremos resaltar es que las pruebas en laboratorio constituyen una excelente herramienta para la prueba del sistema de señalización considerando la **totalidad del Sistema Ferroviario** y no los subsistemas de vía y embarcados por separado. Si bien las estrategias de certificación de los subsistemas van dirigidas a su tratamiento como subsistemas independientes, y así se contempla en

la Orden FOM/167/2015 antes citada, todos los expertos ferroviarios insisten en la necesidad de evaluar el Sistema Ferroviario en su totalidad. Para ello el laboratorio, en el que se integran ambos subsistemas (EVCs y RBCs), constituye una excelente herramienta para probar el sistema completo.

- e) Por último la posibilidad de probar varios (tres o más) equipos embarcados sobre las diferentes líneas sin necesidad de movilizar los correspondientes trenes reales fortalece la robustez del proceso de puesta en servicio y confirma la necesidad de utilización del laboratorio.

5. POSIBILIDADES FUTURAS DE LAS PRUEBAS EN LABORATORIO: ENSAYOS REMOTOS Y COMPATIBILIDAD HACIA ATRÁS

Adicionalmente a las ventajas de coste y tiempo señaladas en los apartados anteriores, hay dos hechos muy relevantes que refuerzan el papel de los laboratorios de ensayos del ERTMS.

El primero de ellos es la posibilidad de ejecución de ensayos remotos, esto es demostrar la capacidad de que un tren equipado en un país circule sin problemas de interoperabilidad sobre una línea en otro país. En efecto, se puede probar que el EVC que equipa a un tren de un país puede circular sobre una línea en otro país mediante una conexión entre los laboratorios en los que está instalado el equipo embarcado o EVC y el laboratorio en el que se integra la línea ERTMC (RBC en N2 o mensajes de baliza en N1).

Este ensayo ya se ha ejecutado de forma remota entre un EVC equipando un tren alemán en el laboratorio de DLR en Braunschweig (Alemania), circulando por líneas españolas (C4 de Cercanías y Madrid-Valencia) integradas en el laboratorio del Cedex en Madrid . En la figura 5 se muestra la arquitectura del ensayo y en la figura 6 la aplicación para

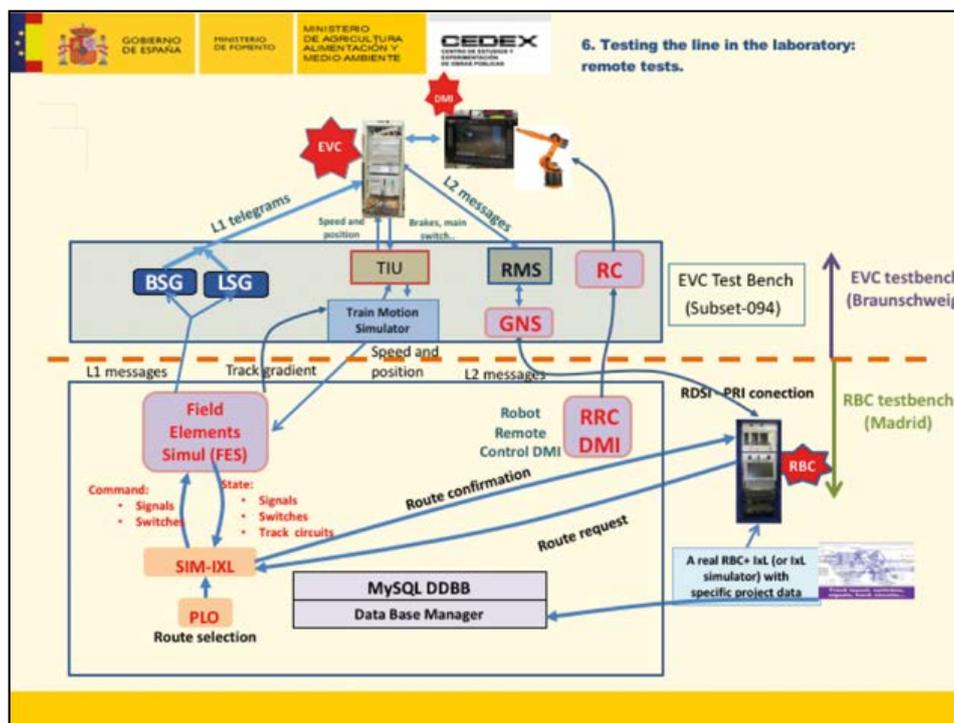


Figura 5. Arquitectura de ensayos remotos ERTMS entre Cedex y DLR.

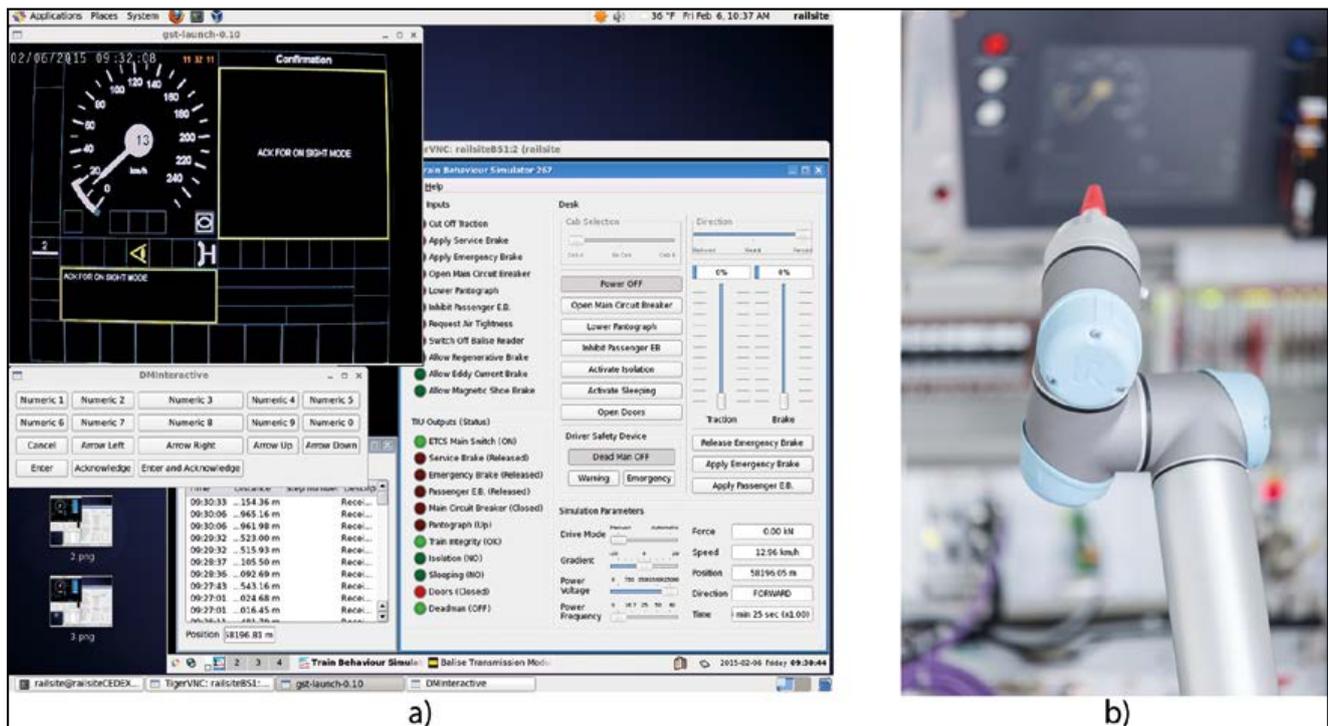


Figura 6. a) Aplicación de conducción remota, b) Robot accionador del DMI.

“conducir” el tren alemán desde Madrid (6 a) y el robot que acciona remotamente el DMI en Alemania (6 b).

La segunda aplicación futura del laboratorio de ERTMS que queremos resaltar aquí, es su utilización para la demostración real de la compatibilidad hacia atrás de las futuras versiones del sistema. En efecto, en un futuro ya cercano los suministradores del equipo embarcado únicamente fabricarán equipos de la línea de base 3 (BL3), que en el caso español deberán circular sobre nuestras líneas de la línea de base 2 (BL2:2.3.0.d.). Este hecho que en principio ha sido asegurado por la Agencia ferroviaria Europea puede ser probado con antelación en el laboratorio. De hecho el LIF del Cedex participa en un proyecto europeo financiado por fondos CEF en el que se ejecutarán escenarios operacionales con EVCs de la BL3 sobre las líneas españolas BL2 que en la actualidad están integradas en el laboratorio.

6. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones de este análisis, que ya se han citado en los apartados anteriores se resumen aquí a modo de sumario:

1. El Laboratorio de Interoperabilidad ferroviaria del CEDEX constituye una herramienta muy útil para demostrar la interoperabilidad entre diferentes fabricantes de vía y equipo embarcado.
2. La reducción de costes y de tiempo que se puede conseguir mediante la utilización del laboratorio puede ser muy relevante y se ha mostrado claramente en el apartado 3 “tabla resumen”:
 - a) Escenario 1: Realización de todas las pruebas únicamente en vía: Coste 1.328.000€ y duración 10,5 meses tras la finalización de la obra.
 - b) Escenario 3: Realización previa de las pruebas en laboratorio y posteriormente en vía: Coste 824.000€ y

duración 5 meses (de los cuales solamente 2 meses tras la finalización de la obra).

- c) Escenario 2: Realización de todas las pruebas únicamente en laboratorio: Coste 180.000€ y duración 3 meses que se pueden ejecutar en paralelo con la obra.
 - d) No se han tenido en cuenta consideraciones adicionales como el lucro cesante, pruebas del sistema completo, etc.
3. Las capacidades futuras del laboratorio pueden ser extendidas a aspectos de gran relevancia como:
- a) Posibilidad de ejecución de escenarios remotos. Posibilidad de probar líneas de cualquier parte del mundo.
 - b) Posibilidad de probar en laboratorio la compatibilidad hacia atrás del ERTMS. Trenes BL3 sobre líneas BL2.

7. REFERENCIAS

- Iglesias, Jorge-Ignacio. (2004). La interoperabilidad ferroviaria europea: El laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria (LIF) del CEDEX. *Ingeniería Civil*, nº 136, pp. 25-35.
- Iglesias, J.I., y Tamarit, J. (2014). Complex interlaced infrastructure - onboard testing: how much real scale testing should be needed? *11th UIC ERTMS Conference, Istanbul, Turkey 1-3 April 2014*.
- Iglesias, J.I., Tamarit, J., Molina, D., Asbach, L., y Johne, M. (2015). The future of interoperability tests. ERTMS remote lab tests: a further step in the automation and execution of virtual tests. *IX International Conference on High Speed. Cordoba, Spain 17-19 June 2015*.
- Tamarit, J., e Iglesias, J.I. (2016). Los sistemas de señalización en España: El ERTMS y el ASFA Digital. Signalling Systems in the Spanish Railway Network: ERTMS and ASFA Digital. *Ingeniería Civil*, nº 182, pp. 27-39.

Ruido subacuático: fundamentos, fuentes, cálculo y umbrales de contaminación ambiental

Underwater Noise: Fundamentals, Sources, Assessments and Acoustic Contamination Thresholds

Lázaro Redondo^{1*}, Antonio Ruiz Mateo²

Resumen

En este artículo se aborda la propagación del ruido en el mar y su afección a los animales marinos, mediante cuatro epígrafes: Fundamentos de la acústica submarina, fuentes del ruido, modelo de propagación y umbrales.

En el primer apartado se exponen algunos conceptos de la acústica subacuática, como la velocidad del sonido, las métricas habituales y la propagación del sonido en el agua. Después se han descrito las fuentes de ruido marino. A continuación se ha realizado un ejercicio de cálculo de las pérdidas por transmisión mediante el software ACTUP, utilizando los modelos RAMGeo y BELLHOP. Se finaliza con los umbrales por daños auditivos para distintos tipos de fauna marina.

Palabras clave: Ruido subacuático, Propagación del ruido, Umbrales sonoros, Contaminación acústica.

Abstract

This article deals with the propagation of noise at sea and its impact on marine animals under four headings: underwater acoustic fundamentals, noise sources, propagation model and thresholds.

In the first section some concepts of acoustic underwater are presented, such as the speed of sound, the usual metrics, and the propagation of sound in the water. Then, the sources of marine noise are described. Afterwards, an exercise is carried out in order to calculate the transmission losses in the ACTUP propagation model. Finally, it shows the thresholds for different types of marine fauna.

Keywords: Underwater Noise, Acoustic Propagation, Noise Thresholds, Acoustic Contamination.

1. INTRODUCCIÓN

Los conceptos de sonido, señal y ruido son diferentes: “el ruido y el sonido no son términos sinónimos. El sonido es un término que abarca y se refiere a cualquier energía acústica. El ruido es un subconjunto de sonido no deseado por la entidad que lo oye. Por lo tanto, cualquier sonido específico puede ser una señal para algunos y un ruido para los demás” (ACA IMM 2006).

La mayoría de las publicaciones existentes en la literatura científica sobre propagación del sonido submarino están orientadas a la detección de señales y no a los estudios de ruido como afección a la fauna marina, que es lo requerido en los estudios de impacto ambiental (EsIA).

Se han resumido los conceptos más relevantes sobre el sonido subacuático, como la velocidad, las métricas, la propagación y las pérdidas por transmisión, utilizando únicamente los logaritmos, con el objetivo de calcular la zona de afectada y cuantificar el impacto ambiental provocado por el ruido. Para ello se han descrito las fuentes de ruido

marino y se han recopilado los umbrales auditivos utilizados en diversos países para el cálculo de la zona de exclusión.

2. FUNDAMENTOS DE LA ACÚSTICA SUBMARINA

El sonido es la propagación de cualquier perturbación mecánica, en forma de ondas, de una oscilación en la presión, a través de un fluido u otro medio elástico que esté generando el movimiento vibratorio de un cuerpo. La propagación del sonido involucra transporte de energía sin transporte de materia, en forma de ondas mecánicas que se propagan a través de la materia sólida, líquida o gaseosa.

2.1. Velocidad del sonido en el mar

La velocidad del sonido (c) en el mar suele estar comprendida entre 1450 y 1540 m/s. La velocidad del sonido puede medirse directamente, pero es habitual su cálculo mediante fórmulas empíricas en función de la temperatura T ($^{\circ}\text{C}$), la salinidad S (g/kg) y la presión, que es proporcional a la profundidad z (m), variables que se pueden medir con facilidad mediante equipos de uso muy frecuente en oceanografía.

El cálculo de la velocidad del sonido en el mar en los estudios de impacto ambiental (EsIA) se puede realizar con la siguiente expresión, propuesta por Medwin (1975):

* Autor de contacto: lazaroredondo@cedex.es

¹ Dr. Ingeniero naval. Coordinador de programa técnico científico. Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas (CETA/CEDEX), C/ Alfonso XII, 3, 28014 (Madrid).

² Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Exdirector de Proyectos Especiales del CEDEX.

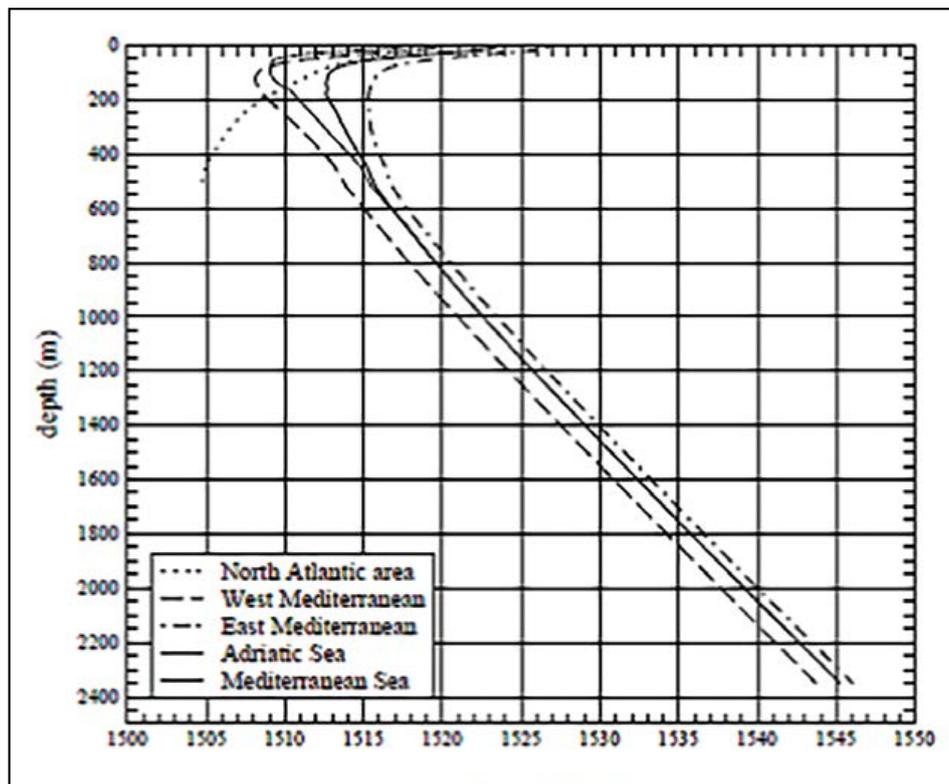


Figura 1. Perfiles verticales de velocidad del sonido, promediados espacialmente, para diversas zonas del Mediterráneo y para el Golfo de Cádiz (North Atlantic Area). Fuente: Salon et al, 2003.

$$c = 1449,2 + 4,6T - 0,055T^2 + 0,00029T^3 + (1,34 - 0,010T)(S - 35,0) + 0,016z$$

El valor de c se obtiene en m/s. Esta ecuación es válida para los siguientes rangos de temperatura, salinidad y profundidad.

$$0 \leq T \leq 35^\circ\text{C}; \quad 0 \leq S \leq 45 \text{ g/kg}; \quad 0 \leq z \leq 1000 \text{ m}$$

La velocidad del sonido se incrementa al aumentar cualquiera de estas tres variables. De acuerdo con la fórmula anterior, aumenta alrededor de 1,2 m/s por cada g/kg de incremento de salinidad, y alrededor de 1,6 m/s por cada 100 m de aumento de profundidad. El incremento por cada $^\circ\text{C}$ de aumento de temperatura depende bastante de la temperatura de partida, variando entre 4,1 m/s para una temperatura inicial de 5°C y 2,1 m/s para una temperatura inicial de 30°C .

El agua de mar suele presentar estratificación de densidad, es decir, los gradientes horizontales de densidad son miles de veces más pequeños que los gradientes verticales. A su vez, la densidad está determinada por la salinidad y la temperatura de forma que distintas combinaciones de estas dos variables pueden dar lugar a la misma densidad.

En consecuencia, la estratificación de densidad no implica necesariamente una estratificación de salinidades y de temperaturas. No obstante, también estas variables suelen presentar gradientes horizontales muy pequeños (salvo en las desembocaduras de ríos y estuarios, en zonas afectadas por deshielos o por lluvias recientes o en las márgenes de las grandes corrientes oceánicas). Por lo tanto, en una primera aproximación puede suponerse que la velocidad del sonido es también una variable que presenta estratificación horizontal y que varía solo en sentido vertical.

En la figura 1 se representan unos perfiles verticales de velocidad del sonido para profundidades comprendidas entre 5 y 2350 m promediados espacialmente para diversas zonas del Mediterráneo y para el golfo de Cádiz.

Puede apreciarse cómo en la superficie existe una gran variabilidad, que va decreciendo hasta anularse a una determinada profundidad. Esta variabilidad se debe fundamentalmente a las oscilaciones diarias y estacionales de temperatura en la atmósfera, que se van propagando hacia capas de mayor profundidad de una forma cada vez más atenuada. A partir de una cierta profundidad las condiciones de salinidad y temperatura son muy estables y, por lo tanto, la velocidad del sonido solo varía debido al incremento de profundidad, por lo que el gradiente de variación es constante.

2.2. Métricas

Existen diferentes métricas para expresar el nivel de una onda acústica, cada una de las cuales es más o menos adecuada a cada tipo de señal o tipo de efecto sobre los diferentes grupos de especies de fauna. La señal puede ser impulsiva, continua o intermitente.

Los tipos de efectos se pueden ordenar de mayor a menor gravedad como mortalidad, daño auditivo permanente o temporal, confusión en la percepción de los sonidos (discriminación de intensidad, frecuencia, dirección o distancia), cambios de comportamiento (huida, modificación de las trayectorias), enmascaramiento de señales de socialización o de ecolocalización.

Los grupos de especies se pueden catalogar como cetáceos (rangos auditivos de altas, medias o bajas frecuencias), pinnípedos, tortugas y peces (con vejiga natatoria o planos).

Actualmente no existen conclusiones definitivas sobre la métrica más adecuada para expresar cada tipo de efecto sobre cada grupo de especies, y menos aún sobre los umbrales de ruido correspondientes.

2.2.1. El Decibelio

En Acústica, se manejan variables cuyos rangos de valores se extienden sobre varios órdenes de magnitud. Por ejemplo, la presión acústica producida por el disparo de un cañón de aire en sus proximidades es del orden de 1 MPa mientras que los valores más pequeños que tienen alguna significación son del orden de 1 μ Pa. El rango de valores de las presiones se extiende por lo tanto sobre 12 órdenes de magnitud.

Para trabajar con estas variables se utilizan escalas logarítmicas, concretamente, logaritmos en base 10. Esto convierte cada factor 10 (un orden de magnitud) en un sumando unidad, lo que permite manejar números más sencillos. Así, la relación entre 1 MPa y 1 μ Pa se convierte en:

$$\log \frac{1 \text{ MPa}}{1 \mu\text{Pa}} = \log(10^{12}) = 12 \text{ (re } 1 \mu\text{Pa)}$$

Este mismo sistema puede utilizarse para expresar valores absolutos de una magnitud si se divide por un valor de referencia expresado en las mismas unidades:

$$\log \frac{X}{X_{ref}}$$

A la expresión de la cantidad X mediante el resultado de este cálculo se la denomina *nivel de X* ó "X Level" (XL).

Aunque este cociente es adimensional y por lo tanto, también lo es su logaritmo, se ha adoptado el convenio de denominar *belio* (B) a las unidades que resultan de realizar dicho cálculo. Por lo tanto, un belio de una magnitud cualquiera es una cantidad X de ésta igual a 10 veces la cantidad X_{ref} de referencia.

El umbral de detección de un incremento de nivel acústico es aproximadamente la décima parte del logaritmo decimal del factor por el que se multiplica la intensidad. Por ello se ha universalizado el empleo del *decibelio* (dB) como unidad de medida del nivel de una magnitud:

$$XL(dB) = 10 \log \frac{X}{X_{ref}}$$

El nivel de presión sonora (SPL) es una excepción importante que se verá en el apartado 2.2.5.

2.2.2. Raíz Cuadrática Media (Root Mean Square, RMS)

El valor RMS de la presión se calcula como la raíz cuadrada de la media de los valores de presión de la onda al cuadrado, con la siguiente fórmula:

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T |p(t)|^2 dt}$$

Donde, T es la duración de la señal y $p(t)$ son los valores de presión de la misma.

Se utiliza para cuantificar el ruido de naturaleza continua. Ejemplos de fuentes sonoras submarinas de naturaleza continua son el tráfico marítimo o el ruido ambiente marino.

2.2.3. Niveles de pico

El valor de pico o cero a pico (p_{0-p}) de la presión es el valor máximo instantáneo que puede ser recogido en un intervalo de tiempo determinado. El valor pico a pico (p_{p-p}) es la diferencia entre los valores máximo y mínimo instantáneos registrados en dicho intervalo de tiempo. Los niveles correspondientes se calculan mediante las expresiones:

$$\text{Nivel de pico (o cero a pico): } N_{0-p} = p_{0-p}L = 20 \log \frac{p_{0-p}}{p_{ref}}$$

$$\text{Nivel pico a pico: } N_{p-p} = p_{p-p}L = 20 \log \frac{p_{p-p}}{p_{ref}}$$

Los niveles de pico muestran si una señal puede producir un daño fisiológico debido a una presión muy alta, aunque sea instantánea.

2.2.4. Nivel de Exposición Sonora (Sound Exposure Level, SEL)

La energía de una señal acústica durante un tiempo determinado T es proporcional a la integral respecto al tiempo del cuadrado de la presión, por lo que depende tanto de su amplitud como de su duración. El SEL es la expresión en decibelios de dicha energía tomando como referencia la de una señal de presión constante p_{ref} , igual a 1 μ Pa en acústica submarina, actuando durante un segundo:

$$SEL(dB) = 10 \log \frac{E}{E_{ref}} = 10 \log \frac{\int_0^T p^2 dt}{p_{ref}^2 \cdot 1s}$$

El cociente del último miembro es adimensional, coincide numéricamente con el valor de la integral $\int_0^T p^2 dt$ si se expresa la presión en μ Pa y el tiempo en s.

El SEL se puede utilizar para comparar sucesos sonoros de distintas presiones máximas y duraciones.

2.2.5. Nivel de presión sonora (Sound Pressure Level, SPL)

La impresión de nivel acústico del oído humano viene determinada por la intensidad (densidad de flujo de energía). Como en la mayoría de los casos de interés práctico ésta es proporcional al cuadrado de la presión ($I=p^2/z$, siendo z la impedancia del medio de transmisión), el nivel de presión sonora en decibelios se define como:

$$SPL(dB) = 10 \log \frac{p^2}{p_{ref}^2} = 20 \log \frac{p}{p_{ref}}$$

Para una onda senoidal de presión cuya amplitud sea p_{max} , la expresión en dB del valor de pico es la siguiente:

$$p_{0-p}L(dB) = 20 \log \frac{p_{max}}{p_{ref}}$$

La intensidad media es:

$$\begin{aligned} \bar{I}(dB) &= 10 \log \frac{\bar{I}}{I_{ref}} = 10 \log \frac{p_{RMS}^2}{p_{ref}^2} = 20 \log \frac{p_{RMS}}{p_{ref}} \\ &= p_{RMS}L(dB) = \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 20 \log \frac{p_{max}/\sqrt{2}}{p_{ref}} &= p_{0-p}L(dB) - 20 \log \sqrt{2} = \\ &= p_{0-p}L(dB) - 3dB \end{aligned}$$

Los valores de referencia para la expresión en dB de las diferentes magnitudes acústicas son combinaciones de las unidades del Sistema Internacional de Unidades (metro, segundo, julio, watio), a excepción de la presión, para la que se utiliza como referencia un submúltiplo de la unidad: el micropascal (μPa). El μPa se utiliza también en todas las combinaciones de valores de referencia en las que intervenga la presión.

Los valores de referencia de la presión, intensidad y potencia son diferentes para el aire que para el mar. El valor de referencia de la **presión sonora eficaz** (RMS) en el aire, para el cálculo en dB es $p_{\text{ref}} = 2 \cdot 10^{-5} \text{Pa}$ (20 μPa). Este valor es aproximadamente el umbral de audición humana a 1 kHz. Las unidades resultantes son dB de presión sonora referidos a 20 μPa :

$$\text{SPL} = 10 \cdot \log(p_{\text{rms}}^2 / p_{\text{ref}}^2) \text{ dB re } 20 \mu\text{Pa}$$

En el mar, para la presión sonora se utiliza la referencia de 1 μPa , y los niveles de presión sonora se miden en dB re 1 μPa . Al pasar del aire al mar, el cambio de presión de referencia de 20 μPa a 1 μPa corresponde a 26 dB ($20 \cdot \log 20 \approx 26 \text{ dB}$).

Con la **intensidad sonora**, IL (Nivel de Intensidad), el valor de referencia es $I_0 = 1 \text{pW/m}^2 = 10^{-12} \text{W/m}^2$. Las unidades resultantes son dB de nivel de intensidad sonora:

$$IL = 10 \cdot \log(I/I_0)$$

Si se opera con **potencia acústica**, el valor de referencia es $W_0 = 10^{-12} \text{W}$. Las unidades resultantes son dB de nivel de potencia acústica:

$$WL = 10 \cdot \log(W/W_0)$$

Por otro lado, dado que la impedancia del medio (z) es distinta en el mar ($1,5 \cdot 10^6 \text{ Rayls}$) que en el aire (415 Rayls), y que la relación entre la intensidad y la presión en campo libre viene dada por la expresión $I = p^2/z$, una misma presión ejercida en el mar provoca una intensidad 36 dB mayor que en el aire ($10 \cdot \log(1,5 \cdot 10^6 / 415) \approx 36 \text{ dB}$). Por tanto, como consecuencia de los cambios en la presión de referencia y en la impedancia del medio, una presión p provocará una intensidad I (dB) en el aire y una intensidad $I + 62 \text{ dB}$ en el mar.

Resumiendo, hay dos razones principales por las que no se pueden transformar directamente los niveles sonoros en el mar y en el aire. La primera se debe a que las variaciones de la densidad y velocidad del sonido en cada medio provocan cambios en la transmisión de la presión acústica. Para corregir estos efectos hay que sumar 36 dB al nivel medido en aire. La segunda razón viene dada por los distintos niveles de referencia utilizados para calcular el nivel de las señales en agua (re. 1 μPa) y en aire (re. 20 μPa), que se traduce a 26 dB. Por tanto, para expresar un nivel medido en el aire a su equivalente matemático en el agua deben sumarse 62 dB. Sin embargo, el gran desconocimiento existente, sobre las adaptaciones de la fisiología acústica de la fauna marina para recibir el sonido, hace que lo más prudente sea no realizar extrapolaciones sobre los impactos que los mismos niveles de sonido podrían tener en mar y aire.

2.2.6. Las octavas y los tercios de octava

El espectro audible, también denominado campo tonal, se halla conformado por las audiofrecuencias, es decir, toda la gama de frecuencias que pueden ser percibidas por el oído humano.

El término de octava se toma de una escala musical. Se denomina *octava* al intervalo de frecuencias comprendido entre una frecuencia dada y el doble de ésta. La octava se puede dividir en intervalos más pequeños como la media octava o el tercio de octava, obtenidos dividiendo por 2 ó 3, respectivamente, el segmento que representa una octava en una escala logarítmica. Esto significa que media octava es el intervalo de frecuencias comprendido entre una frecuencia dada y otra calculada multiplicando la anterior por el factor $2^{1/2}$, y el tercio de octava, el comprendido entre la frecuencia dada y la calculada multiplicando ésta por $2^{1/3}$. El análisis en tercios de octava es frecuente porque se aproxima al procesado espectral del oído humano, por lo que es la mejor idea que se tiene del funcionamiento del oído de otros mamíferos.

En una escala logarítmica todas las octavas tienen la misma longitud. La relación entre los intervalos geométricos que corresponden a una octava y a un tercio de octava es $(\log 2)/(\log 2^{1/3})$, que es exactamente igual a 3, de ahí su nombre.

La posición de cualquiera de estos intervalos suele indicarse dando la frecuencia central (f_c) del intervalo en la escala logarítmica, lo que corresponde a la media geométrica entre sus frecuencias inicial (f_{ini}) y final (f_{fin}). Por lo tanto, las relaciones entre estas frecuencias para cada tipo de intervalo es la siguiente:

- Octava: $f_c = f_{\text{ini}} \cdot \sqrt{2} = f_{\text{fin}}/\sqrt{2}$
- Tercio de octava: $f_c = f_{\text{ini}} \cdot 2^{1/6} = f_{\text{fin}}/2^{1/6}$

La lista estándar de frecuencias centrales de los tercios de octava contiguos se obtiene partiendo de una frecuencia central de 1 kHz, dividiendo o multiplicando por el factor $2^{1/3}$ todas las veces que haga falta para abarcar el espectro completo de la señal y redondeando los valores resultantes. En la tabla 1 se da la distribución de frecuencias en bandas de octava normalizadas según la Norma UNE-20464-90 (CEI 651).

Tabla 1. Distribución de frecuencias en bandas de octava

Frecuencia inferior (Hz)	Frecuencia central (Hz)	Frecuencia superior (Hz)
22	31,5	44
44	63	88
88	125	177
177	250	355
355	500	710
710	1000	1420
1420	2000	2840
2840	4000	5680
5680	8000	11360

En el tratamiento de señales acústicas es bastante habitual hacer pasar la señal por un conjunto de filtros pasabanda

cuyas ventanas corresponden a tercios de octava contiguos de forma que abarquen entre todos el espectro completo de la señal, reconstruyendo a continuación las señales filtradas por cada uno de ellos. Naturalmente, la superposición (suma) de todas las señales filtradas reproduce de nuevo la señal original. Igualmente, la potencia equivalente media de la señal original es igual a la suma de las potencias equivalentes medias de las señales filtradas en cada tercio de octava. Por lo tanto, a partir de éstas, que suelen medirse y expresarse en forma de tabla o de gráfico, pueden calcularse mediante sumas las potencias correspondientes a diferentes octavas e incluso a la señal original completa, que se suele denominar *potencia de banda ancha*.

2.3. Propagación del sonido

La fuente de sonido, ya sea una ballena, un volcán submarino, un barco o un cañón de aire irradia una señal con un nivel de fuente (*SL*). La intensidad del sonido se reduce por pérdida de transmisión (*TL*) cuando el sonido se desplaza desde la fuente al receptor. Con la formulación más simple, la intensidad del sonido en el receptor (*RL*) es:

$$RL = SL - TL$$

Todos los términos están expresados en dB, las iniciales se toman de los términos en inglés: *RL* (*Received Level*) es el Nivel recibido, *SL* (*Source Level*) es el nivel emitido por la fuente y *TL* (*Transmission Loss*) es la pérdida por transmisión, esta se refiere a la atenuación de una señal acústica debido a la pérdida de intensidad cuando una señal se desplaza por un medio. La pérdida de intensidad depende, básicamente, de dos fenómenos, la absorción y la divergencia de energía.

Los rayos acústicos van perdiendo potencia poco a poco a lo largo de su camino debido a un conjunto de factores que globalmente se denominan absorción. El nivel de **absorción de la energía** acústica depende de la longitud de onda de la señal. Ondas de alta frecuencia, con muy pequeña longitud de onda, chocan con las moléculas de agua, las hacen vibrar y pierden energía que es absorbida por las moléculas en esta vibración. Cuanto menor sea la frecuencia, y por tanto más largas las ondas, tienden a no chocar sino “mecer” las moléculas de agua y, por tanto, reducen la pérdida de energía por absorción. La siguiente expresión proporciona las pérdidas por divergencia y absorción (MMO, 2015):

$$TL = N \cdot \log(R) - \alpha \cdot R$$

Siendo,

N, el coeficiente de atenuación, toma el valor de 20 para pérdida por transmisión esférica y 10 para cilíndrica.

α , el coeficiente de absorción del ruido en el agua, superficie y fondo (sedimentos) en $\text{dB} \cdot \text{m}^{-1}$. Una aproximación de α es $0.036 \cdot f^{1.5}$, donde *f* es la frecuencia en kHz (Richardson et al, 1995).

Aunque la pérdida de energía por absorción sea despreciable para las frecuencias bajas, todos los sonidos sufren una **pérdida por divergencia**. Esta pérdida se debe a que la energía que se concentraba en un punto de emisión,

al expandirse, se reparte en un espacio mucho mayor y, por tanto, la intensidad en cada punto de recepción se reduce. Existen tres tipos de divergencia: plana, cilíndrica y esférica. En un medio homogéneo (mismas propiedades físicas en todos los puntos) e isotrópico (mismas propiedades de propagación en todas las direcciones), la propagación del sonido es **esférica**. Esto se asume en el mar para aguas profundas. Simplificando la fórmula anterior, la pérdida por transmisión responde a la siguiente ecuación:

$$TL_{\text{esférica}} = 20 \cdot \log\left(\frac{R}{R_0}\right)$$

Siendo $R < R_1$

R la distancia desde la fuente al receptor,

R_1 la profundidad,

R_0 la referencia, normalmente 1 m.

El sonido en el mar sigue normalmente una **propagación esférica**, que implica que la intensidad disminuye 6 dB cada vez que se dobla la distancia desde la fuente emisora. Sin embargo, en medios no homogéneos como las aguas someras, la señal experimenta una **propagación cilíndrica**, dado que las ondas se ven reflejadas por la superficie y por el fondo marino. Ello implica que la pérdida de intensidad es de 3 dB cada vez que se dobla la distancia. En el caso de propagación cilíndrica las pérdidas por transmisión se calculan con la fórmula siguiente:

$$TL_{\text{cilíndrica}} = 20 \cdot \log R_1 + 10 \cdot \log\left(\frac{R}{R_0}\right)$$

Siendo $R > R_1$

R la distancia desde la fuente al receptor,

R_1 la profundidad,

R_0 la referencia, normalmente 1 m.

La batimetría y el tipo de sustrato del fondo influyen en la propagación del sonido. Por ejemplo, la arena refleja mejor el sonido que el fango, el limo o la grava. La formulación siguiente incluye estos parámetros:

$$TL = 15 \cdot \log(R) + 5 \cdot \log\left(\frac{\eta \cdot H}{\pi \cdot R_{\text{ref}}}\right)$$

Donde,

η es el gradiente de pérdida de reflexión (0,25 para arena),

H es la profundidad,

$\pi = 3,14$,

$R_{\text{ref}} = 1 \text{ m}$,

N=15 Coeficiente de atenuación (Dekeling et al, 2014).

2.3.1. Refracción continua. Canales sonoros en el mar

Si el medio no es homogéneo, la velocidad de avance de unos puntos del frente será mayor que la de otros y su forma general se irá modificando. Como consecuencia, los rayos acústicos cambian de dirección: si la variación de la velocidad del sonido es continua, se curvan, y si es brusca como en una picnoclina, en el fondo o en la superficie, se quiebran. A este fenómeno se le denomina *refracción*.

Como se ha comentado en el apartado 2.1, en el mar es usual que exista un gradiente vertical de las propiedades del agua y como consecuencia la velocidad del sonido también es función de la coordenada vertical *c(z)*.

Cuando un rayo acústico parte de una fuente en una dirección determinada, su azimut permanece constante, es decir, el rayo se mantiene siempre en el plano vertical determinado por dicha dirección y la vertical. A lo largo de este plano, en cualquier punto del rayo, si c es ligeramente mayor a un lado que al otro del rayo en las proximidades de dicho punto, la trayectoria se curva ligeramente hacia el lado de menor velocidad, a este efecto se le denomina refracción continua.

La posición y forma concretas del rayo están determinadas por el punto de emisión, el ángulo de ataque inicial y el gradiente de la velocidad del sonido. Si ésta crece monótonamente con la profundidad, los rayos se curvan hacia arriba (el ángulo de ataque decrece monótonamente) y recíprocamente, si decrece, se curvan hacia abajo. Como consecuencia, para ángulos de ataque iniciales pequeños, los rayos no tocarán el fondo (c creciente) o la superficie (c decreciente). Si el perfil de velocidades decrece hasta una cierta profundidad y a partir de ella crece, los rayos que se inician cerca de la profundidad donde c es mínima con ángulos de ataque pequeños no tocarán ni el fondo ni la superficie.

En los contactos con el fondo se pierde bastante energía y por ello, los rayos que no contactan con el fondo son capaces de alcanzar distancias muy grandes, de centenares o incluso miles de kilómetros, sobre todo con ondas de baja frecuencia para las que la atenuación por absorción en el agua es muy pequeña. A las capas de agua que por su perfil de velocidades son capaces de conducir rayos acústicos sin tocar el fondo se les denomina canales sonoros. A continuación se comenta lo más relevante del canal de sonido SOFAR.

2.3.1.1. El canal de sonido profundo SOFAR

El perfil de la velocidad del sonido típico en zonas profundas del océano a latitudes medias, se corresponde con una zona de velocidades mínimas, aproximadamente a 1000 m, en la que los rayos acústicos tienden a experimentar una pérdida por transmisión mínima, ya que tienden a reflejarse hacia un canal cuando alcanzan zonas de mayor velocidad, alcanzando distancias enormes, es el llamado canal SOFAR (*Sound Fixing and Ranging Channel*). Se han llevado a cabo varios experimentos de transmisión acústica en los que se situaron emisores de baja frecuencia y gran potencia a profundidad de este canal, demostrando que la transmisión del sonido de baja frecuencia a miles de kilómetros es posible.

Estos modelos de transmisión no consideran que las fuentes acústicas de alta intensidad puedan producir ecos en el fondo marino. Si los sonidos son además de bajas frecuencias, con poca atenuación por absorción, pueden darse reflejos múltiples fondo-superficie-fondo, cuyas ondas de presión confluyen en los llamados “puntos de convergencia” de alta presión acústica, creados a veces a varios kilómetros de distancia desde la fuente, y dejar “zonas de sombra” entre estos puntos de convergencia.

Los puntos de convergencia y las zonas de sombra son importantes para la evaluación de los efectos del ruido sobre la fauna marina, así como las respuestas de comportamiento ante sonidos recibidos a distancia, dado que se genera la contradicción aparente de que un animal, localizado en una zona de sombra, pueda acercarse a la fuente de emisión para intentar evitar una zona de convergencia más

lejana, quedando por tanto rodeado por áreas con mayor nivel de exposición sonora.

2.3.2. Multitrayectorias

Un receptor situado en una localización determinada puede recibir la señal emitida por un emisor a través de varias trayectorias. La presión instantánea medida será la suma de las señales transmitidas por cada una de ellas con su desfase correspondiente. Obtenida la presión instantánea, se puede calcular después la presión máxima y la intensidad media, que son las variables que interesan para cuantificar la contaminación ambiental.

En el caso de los impulsos de muy corta duración como son los que se producen con los cañones de aire, los desfases de las diferentes trayectorias hacen que no coincidan los picos, por lo que el cálculo de la presión de pico (apartado 2.2.3) de la señal suma (apartado 2.3.3) se puede reducir al cálculo de la presión de pico debida exclusivamente a la trayectoria pésima, es decir, la de menor atenuación.

Si a continuación se supone que la relación entre presión de pico y la densidad de energía del impulso es la misma en la señal emitida por la fuente y en la señal recibida, calculando la densidad de energía en el receptor, que se puede hacer aplicando modelos de propagación de la energía, puede deducirse la presión máxima.

2.3.3. Suma de niveles

Cuando a un mismo punto llegan dos ondas procedentes de fuentes diferentes o procedentes de la misma fuente pero a través de caminos diferentes, se superponen sus efectos. Esta superposición se traduce en que se suman las presiones y las velocidades instantáneas, pero manteniéndose para cada onda la relación existente entre su presión y su velocidad.

Cuando las magnitudes X_i que hay que sumar vienen expresadas por sus niveles XL_i en dB, el nivel en dB de la suma se calcula mediante la expresión:

$$XL(dB) = 10 \log \left(\sum_i 10^{XL_i/10} \right)$$

Si se trata de presiones, la expresión a utilizar es:

$$XL(dB) = 20 \log \left(\sum_i 10^{XL_i/20} \right)$$

Es frecuente que las cantidades que haya que sumar sean de órdenes de magnitud diferentes, lo que significa que la suma será prácticamente igual que la cantidad mayor. En el caso de sumar dos cantidades que no sean presiones, cuyos niveles se diferencian en 10 dB (el valor absoluto de una es 10 veces superior al de la otra), el resultado es sólo 0,4 dB superior al nivel de la cantidad mayor. Si son presiones, la diferencia de 10 dB significa que la mayor es solo $\sqrt{10}$ veces mayor que la menor y, por lo tanto, el nivel de la suma es 2,4 dB superior al nivel de la mayor.

3. FUENTES DE RUIDO MARINO

3.1. Ruido natural

Los niveles de ruido de fondo son el conjunto de muchas fuentes de ruido oceánico, incluyendo fuentes

naturales y artificiales distantes. El ruido de las fuentes naturales se genera normalmente por procesos físicos o biológicos. Algunos procesos físicos que generan ruido son la tectónica (sísmica), la actividad en la corteza terrestre (volcanes y terremotos), el viento y las olas. Ejemplos de fuentes de ruido biológicas son las vocalizaciones de mamíferos marinos y peces.

El ruido en el agua relacionado con el viento es causado principalmente por la acción de las olas y las salpicaduras. Los niveles de ruido generado por el viento están relacionados con la duración, la velocidad, el fetch¹, la profundidad del agua, la batimetría y la proximidad a la costa. El rango de ruido debido al viento está comprendido entre 100 Hz y 30 kHz, mientras que el ruido generado por las olas son infrasonidos entre 1 y 20 Hz.

Los niveles del espectro de ruido ambiental dependientes del viento se aproximan, usando la regla del cinco de Wenz (1962):

- Disminución de 5 dB por octava en el nivel espectral cuando se incrementa la frecuencia entre 500 Hz y 5 kHz.
- Un incremento de 5 dB en el espectro, cada vez que se dobla la velocidad del viento entre 2,5 y 40 nudos (5-75 km/h).
- Cuando la velocidad del viento es de 5 nudos (9 km/h) el nivel del espectro a 1 kHz en aguas profundas es 51 dB re 1 Pa²/Hz.
- Cuando la velocidad del viento es de 5 nudos (9 km/h) el nivel de espectro a 1 kHz en aguas poco profundas es de 51 dB re 1 mPa²/Hz. En aguas someras es 5 dB mayor, es decir, 56 dB re 1 mPa²/Hz.

Las reglas del cinco de Wenz (1962) son razonablemente válidas hasta 20 kHz, teniendo presente las posibles desviaciones por las variaciones en las condiciones locales.

3.2. Ruido asociado a la extracción de petróleo y gas

Se genera ruido durante todas las fases de la extracción de petróleo y gas. Estas fuentes de ruido pueden ser continuas o impulsivas y transitorias o permanentes. Las fuentes generadoras de ruido son muchas y variadas: los estudios sísmicos (exploración), la estructura de conducción y de colocación de tubos para las operaciones de perforación (instalación), la plataforma (producción) y el desmantelamiento de boca de pozo (clausura). La mayoría de las fuentes continuas de ruido, en términos generales, puede clasificarse como un ruido procedente de la maquinaria, las hélices (cavitación) o excitación hidrodinámica de las estructuras (flujo turbulento). Los ruidos impulsivos son aquellos creados por la rápida expansión y colapso de una burbuja de aire (cañón de aire sísmico) o de la aplicación instantánea de la presión a una estructura sólida (hincado de pilotes). Suelen ser de corta duración. Son causados por las explosiones, por ejemplo, durante la clausura de boca de pozo explosiva (desmantelamiento), los cañones de aire utilizados durante los estudios sísmicos (exploración) o el

hincado de pilotes (instalación). Los estudios sísmicos se abordan en el apartado siguiente.

El ruido de la maquinaria procedente de la vibración mecánica se transmite al agua a través del casco del buque, las patas de la plataforma o por el fondo. Dentro del ruido de la maquinaria se puede distinguir entre el motor de propulsión (motores diésel, propulsores, motores principales y engranajes de reducción) y las máquinas auxiliares (generadores, bombas y equipos de aire acondicionado).

Las causas de vibración son los ejes giratorios no balanceados, las discontinuidades repetitivas (dentado del eje, las ranuras del inducido o álabes de la turbina), las partes en movimiento (los pistones del motor), la cavitación y la turbulencia en los fluidos que fluyen a través de tuberías, bombas, válvulas, condensadores y la fricción mecánica.

Se han realizado pocos estudios sobre el ruido en el agua de la torre de perforación y la plataforma. En el caso de plataformas semisumergibles o barcos de perforación el ruido es de baja frecuencia, inferior a 200 Hz.

El ruido hidrodinámico se origina por el flujo de agua que pasa por la estructura de la plataforma (patas o elevadores) o por el casco del buque. Las causas de este ruido son: la vibración inducida, la excitación resonante de cavidades, platos y apéndices y el flujo turbulento dentro de las canalizaciones.

3.3. Estudios sísmicos

Los estudios sísmicos consisten en enviar sonidos de baja frecuencia y alta intensidad, al fondo marino, reflejándose en los límites que definen los diferentes estratos geológicos. El sonido reflejado se procesa para proporcionar información acerca de la estructura y composición de las formaciones geológicas por debajo del lecho marino con el objetivo de identificar posibles yacimientos de hidrocarburos. Durante los estudios sísmicos, la fuente de sonido, por lo general una matriz de cañones de aire comprimido, se remolcan a unos 5 nudos y a una profundidad de 4 a 10 m, registrando las señales reflejadas en matrices de hidrófonos, remolcadas varios kilómetros. Se efectúan los disparos a intervalos de entre 6 a 20 segundos a lo largo de rutas predeterminadas, llamadas transectos. Cada transecto puede ser de varias horas y las campañas pueden durar varios meses con cientos de transectos.

Los estudios sísmicos marinos pueden ser bidimensionales (2D) o tridimensionales (3D), el tipo de estudio utilizado puede determinar la extensión y la duración de la exposición a altos niveles de sonido.

Los estudios sísmicos 3D se utilizan normalmente para localizar la existencia de yacimientos de hidrocarburos y permiten reducir el número de pozos de exploración. La fuente de sonido utilizada en los estudios tridimensionales es menos fuerte que los utilizados en 2D. Sin embargo, se aumenta el tiempo de exposición al ruido, además, la actividad sísmica se concentra en un área pequeña por un período prolongado.

En general, los cañones de aire individuales producen niveles de sonido de banda ancha entre 215 y 230 dB re 1 μ Pa a un metro de la fuente. La forma de onda de esta señal se parece a una senoide amortiguada, y depende de la energía contenida en el aire comprimido antes de la descarga. Aunque la mayor parte de la energía es producida en las

¹ Longitud de una masa de agua superficial, que es afectada uniformemente en dirección y fuerza del viento, generando a su vez un determinado tipo de oleaje.

frecuencias más bajas, una parte considerable de la energía puede producirse a frecuencias de hasta 22 kHz.

La dirección de la intensidad del sonido es mayor hacia abajo, aunque una cantidad considerable de energía se irradia en direcciones alejándose del eje de haz. La signatura de campo lejano puede detectarse a muchos kilómetros de la fuente en un rango aproximado de 50 a 75 km en agua a entre 25 y 50 m de profundidad. Estas características de propagación implican que los niveles de sonido recibido por un animal en las proximidades de la fuente dependerán de su profundidad y posición con relación al eje de la matriz de cañones de aire.

Los mamíferos de grandes profundidades pueden estar sumergidos por períodos de hasta dos horas. Los cachalotes tienen reservas de energía finamente equilibradas y sólo pasan períodos limitados en la superficie para descansar y recuperarse. Cualquier perturbación durante estos períodos puede suponer la pérdida de alguna condición física a largo plazo o la aptitud reproductiva. Los pequeños odontocetos pueden ser los menos vulnerables a los sonidos de baja frecuencia. Estos son más susceptibles a las componentes de frecuencia más alta de fuentes sísmicas y también a los sonares activos.

En la actualidad existe una tendencia mundial hacia el aumento de la exploración de petróleo en aguas profundas, y esto trae consigo un mayor potencial de conflicto entre las especies de cetáceos que se cree son más vulnerables a los pulsos sísmicos de baja frecuencia, tales como los misticetos y los zifios.

3.4. Tráfico marítimo

El ruido de los barcos domina las aguas marinas. Emana de las hélices, de la maquinaria, del sonar (*Sound Navigation And Ranging*) y de las sondas de profundidad. La mayor parte del ruido es de frecuencias bajas, inferiores a 1 kHz, que coincide con las frecuencias utilizadas de comunicación y otras actividades biológicas, en particular por las ballenas barbadas. En general, los barcos viejos producen más ruido que los nuevos y buques de mayor tamaño producen más ruido que los pequeños. El ruido de un superpetrolero, a 6,8 Hz, podría detectarse a una distancia comprendida entre 139 y 463 km. El ruido lejano de los barcos se suma al nivel de ruido ambiente constante en el medio marino.

Aunque, por lo general, el transporte marítimo produce frecuencias por debajo de 1 kHz, las pequeñas embarcaciones de recreo generan sonido de 1 kHz hasta 50 kHz (Evans, 1996), que puede impactar con los odontocetos. Las hélices de estos barcos suelen cavitarse generando ruido de mayores frecuencias, que pueden resultar perturbadoras a cetáceos más pequeños, que parecen ser más sensibles a los sonidos de alta frecuencia.

3.5. Militar

Las actividades militares son una importante fuente del ruido subacuático. Los buques de guerra usan rutinariamente sonar. Los sistemas de sonar simples dirigen el sonido (pulsos cortos) en una sola dirección, aunque los sistemas más complicados pueden emitir haces de sonido en múltiples direcciones.

Varios estudios han expresado su preocupación por las posibles repercusiones que las actividades militares tienen en los cetáceos. Los cachalotes y las ballenas piloto de aleta larga (calderón común) han mostrado cambios en el comportamiento vocal como respuesta al uso militar del sonar. Durante los ejercicios de la OTAN al oeste de Escocia, en los que se usó el sonar, se observó una disminución significativa en los avistamientos de ballenas Minke (Watkins et al, 1985; Rendell et al, 1999).

Rowles et al. 2000, reportaron que de 49 informes de varamientos masivos de zifios, 8 han sido asociados con las actividades militares y, en todos ellos, aparecía la ballena picuda de Cuvier (*Ziphius cavirostris*) como la especie principal.

En marzo de 2000, en las Bahamas se produjo otro varamiento masivo de 17 cetáceos, incluyendo dos especies de zifios y ballenas Minke. Un informe gubernamental de Estados Unidos determinó que se usó un sonar de frecuencia media (3-7 kHz) en unas maniobras militares (Weiss, 2001). Los investigadores informaron que las ballenas demostraron signos de hemorragia en el oído interno y los espiráculos, relacionados con un fuerte sonido, que no provenían de ninguna explosión cercana (Balcomb et al, 2001). Los niveles de sonido que habrían recibido las ballenas se estimaron entre 140 y 160 dB.

Además del sonar, los sistemas de comunicaciones submarino-submarino son también una sustancial fuente de sonido submarino: los sistemas producen sonidos de 5 a 11 kHz a niveles de la fuente de 180 a 200 dB (Richardson et al, 1995).

Como los militares realizan actividades por todo el mundo, su potencial invasión de hábitats de cetáceos es considerable. Debido a que la información pública sobre la naturaleza exacta y el alcance de actividades militares es muy restringida, el impacto total, en lo relativo a ruido subacuático de origen militar es difícil de cuantificar.

3.6. Hostigamiento de los mamíferos marinos

El dispositivo de acoso acústico (*Acoustic Harassment Devices*, AHD) genera sonido bajo el agua para disuadir a los mamíferos marinos de la pesca, es decir, mantenerlos alejados de las redes y las jaulas de peces.

La industria de la acuicultura sufre la depredación por focas y otros mamíferos marinos, como respuesta, se ha desarrollado el AHD, para impedir que se acerquen a las jaulas de piscicultura. Estos dispositivos producen sonidos de alta potencia, entre 190 y 205 dB, omnidireccionales en las frecuencias de 10 a 25 kHz para ahuyentar a las focas y desplazarlas de los centros de acuicultura. Los dispositivos AHD están diseñados para causar dolor en las focas en un área de hasta 3000 m² alrededor de las jaulas de peces. Los AHDs son una causa de preocupación en áreas con acuicultura, especialmente para los cetáceos costeros, tales como las marsopas, el delfín mular y las orcas.

En EE.UU se ha hecho hincapié en que el sonido artificial debe ser introducido en el medio ambiente bajo el agua, sólo cuando los costes y los beneficios de hacerlo sean conocidos y después de haber considerado el impacto ambiental.

3.7. Dragado

Varios estudios han documentado los efectos del ruido producido por las operaciones de dragado en los cetáceos.

Según Bryant et al. 1984, las ballenas grises evitaron la Laguna Guerrero Negro, Baja California, durante varios años después del comienzo de las operaciones de dragado en la zona.

Las ballenas de Groenlandia (*Balaena mysticetus*) expuestas a los aparatos de lectura de grabaciones de ruido de banda ancha de 122-131 dB en niveles recibidos de la draga se desplazaron de la zona. Las ballenas de Groenlandia detuvieron la alimentación y se movieron hasta que estuvieron a más de 2 km de distancia de la fuente sonora. Por otra parte, las vocalizaciones de ballenas disminuyeron y se registraron cambios en los patrones de superficie, respiración y buceo (Richardson et al, 1985a, 1985b; Wartzok et al, 1989). Sin embargo, también se observaron las ballenas de Groenlandia a menos de 800 m de las dragas de succión donde se detectaron los niveles de ruido de 120 dB a 1,2 km del emplazamiento (Richardson et al, 1985b). Por lo tanto, a pesar de que el dragado es una fuente de ruido submarino, se requieren, nuevas investigaciones acerca de los efectos sobre los mamíferos.

3.8. Parques eólicos marinos

Los parques eólicos marinos tienen el potencial de hacer una gran contribución a la producción de energía renovable. Como se trata de una tecnología en desarrollo, se carece de información detallada en relación con los impactos potenciales sobre la vida marina, incluyendo cetáceos.

Los impactos negativos directos pueden incluir la producción de ruido. También puede haber efectos indirectos sobre los cetáceos, como la conexión de cables submarinos que pueden provocar cambios en los patrones de sedimentos locales, que pueden conducir a cambios en el hábitat en las proximidades del parque eólico.

Los parques eólicos en alta mar es una actividad que tiene exigida la evaluación de impacto ambiental (EIA), están incluidos en el anejo II, grupo 4 h) de la LEA (Ley 21/2013, de evaluación ambiental): Instalaciones para producción de energía en medio marino.

3.9. Investigación

Para mejorar el conocimiento y la comprensión de los efectos del ruido antrópico en el corto plazo y el comportamiento de los cetáceos observables, se han hecho algunos esfuerzos para exponer a los cetáceos a sonidos específicos con el objetivo de controlar sus respuestas. Tales estudios están dirigidos a llenar el vacío de datos que hay en la actualidad respecto a las respuestas específicas a sonidos potencialmente dañinos, vulnerabilidades de especies diferentes y los grupos individuales dentro de esas especies, como madre y crías. Lo más urgente sería la evaluación de los umbrales auditivos.

4. MODELOS DE PROPAGACIÓN

Los primeros modelos que se desarrollaron utilizaban la técnica del trazado de rayos, un precedente de la familia de técnicas que ahora se conoce como soluciones basadas en la teoría de rayos. Posteriormente se desarrolló una técnica diferente para resolver problemas en aguas someras, que utilizaba lo que hoy se conoce como modos normales, entonces se la denominó solución basada en la teoría de ondas, como contraposición a la teoría de rayos.

Han aparecido otras técnicas de resolución, pero se sigue manteniendo esa división entre los modelos de rayos y los modelos de ondas para diferenciar los que se basan en la determinación de la posición de los rayos acústicos (acústica geométrica) de los que se basan en la integración directa de la ecuación de Helmholtz.

Actualmente se han agrupado los modelos existentes en las siguientes clases (Schmidt, 1991 y Etter, 2013):

- Modelos de la teoría de rayos:
 - Flujo de energía.
 - Semiempíricos.
 - Basados en el método de las imágenes.
- Modelos de ondas:
 - Modos normales.
 - Campo rápido.
 - Parabólicos.

En la última década se vienen produciendo intentos de mejorar el cálculo del nivel de exposición sonora (SEL) incorporando modelos que tengan en cuenta la distribución y movimiento de individuos de especies sensibles dentro y en el entorno de la zona de operación. Se destaca el modelo *Acoustic Integration Model* (AIM), desarrollado por *Marine Acoustic Inc.* para *U.S. National Marine Fisheries Service* (NMFS). Este modelo simula movimientos de la fuente de ruido y de los mamíferos marinos en distancia y profundidad a lo largo del tiempo de una forma realista. AIM utiliza el método estadístico de Monte Carlo para el submodelo de localización de los individuos, y los submodelos BELLHOP (rayos) y ecuación parabólica (ondas) para la propagación del sonido. Este enfoque permite realizar cálculos estadísticos, por lo que resulta muy apropiado para EsIA que incluyan análisis de riesgos.

Para un EsIA, interesa conocer qué ocurre en las zonas donde el nivel de ruido, medido en la métrica que corresponda, exceda los umbrales establecidos como aceptables. Los límites de estas zonas pueden variar entre algunas decenas de metros (perforación de sondeos, embarcaciones) y algunos kilómetros (sísmicas en zonas de gran profundidad con gran penetración en el subsuelo, típicas de los reconocimientos para la exploración de petróleo y gas). Dado que por simple divergencia geométrica dichos niveles decrecen rápidamente con la distancia a la fuente, es más importante estudiar las zonas cercanas que las muy alejadas.

La calidad de los resultados de un estudio acústico no depende sólo del modelo de propagación utilizado. Es importante cómo se utilice, cómo se hayan modelado la fuente y el medio, qué opciones del modelo se hayan elegido y cómo se presente la información.

Uno de los modelos de propagación utilizados para el EsIA de prospecciones geosísmicas es el de la ecuación parabólica, y más concretamente, el modelo RAM (*Range-dependent Acoustic Model*), financiado por la *U.S. Office of Naval Research*, o algunas de sus derivaciones (RAMGEO, MONM).

4.1. ACTUP

El Centro para la Ciencia y Tecnología Marinas (*Centre for Marine Science and Technology*, CMST) de la

Universidad de Curtin (Perth, Australia) dispone del software ACTUP² para el modelado de la propagación acústica en el agua.

Este paquete de software, incluye los siguientes modelos de propagación: RAMGeo (modelo parabólico), BELLHOP (modelo gaussiano de trazado de rayos), Bounce (cálculo del coeficiente de reflexión según las capas), Kraken (modelo de modo normal), KrakenC (modelo de modo normal complejo) y Scooter (campo rápido).

Se describe a continuación la ejecución de un caso sencillo utilizando los modelos RAMGeo y BELLHOP, ambos dependientes de la distancia (*range*), con el objetivo de calcular la pérdida por transmisión. Los resultados que proporciona cada uno de ellos son apropiados para un rango de frecuencias determinado.

El modelo RAMGeo está basado en la ecuación parabólica, usado para las frecuencias bajas. El modelo BELLHOP, basado en el trazado de rayos, se ha empleado con las frecuencias más altas. La frecuencia a partir de la cual se puede aplicar el método BELLHOP se calcula mediante la expresión: $f > 10 \cdot c/H$, siendo, c , la velocidad del sonido y H , la profundidad. En el caso estudiado el corte de las frecuencias ha sido 100 Hz.

En los siguientes apartados de este epígrafe se muestran los datos introducidos y los resultados obtenidos.

4.1.1. Datos de partida

Los datos introducidos para la ejecución del software han sido el rango de alcance, el perfil de velocidad en el agua, la velocidad del sonido en el fondo, la profundidad de los receptores y la batimetría.

Para el rango de alcance se han tomado 10000 m. Los datos de velocidad hasta una profundidad de 3000 m han sido los del perfil de la figura 1 para el Mar Mediterráneo, considerando constante la densidad (1024 kg/m^3).

Se ha supuesto una capa de fango de 10 m con densidad 1500 kg/m^3 y velocidad del sonido 1700 m/s . Las características del fondo han sido la densidad (2700 kg/m^3) y la velocidad del sonido (5250 m/s). La profundidad de la fuente (Z_s) ha sido 10 m en todos los casos. La batimetría con la que se ha trabajado ha sido una rampa descendente, partiendo de una profundidad de 500 m hasta alcanzar los 1500 m a una distancia de 10000 m.

4.1.2. Resultados

Se han calculado las pérdidas por transmisión, según la frecuencia y el modelo aplicado. Las figuras 2 a 5 corresponden al modelo RAMGeo con frecuencias bajas, hasta 100 Hz.

Se observa la disminución de las pérdidas, según se incrementa la frecuencia. Los rangos del eje de profundidad se han ajustado según los valores de las pérdidas debajo del fondo marino. En la parte superior de los gráficos se aprecia cómo se forman ondas entre la superficie del agua y el fondo, que corresponden a las menores pérdidas.

En las figuras 6, 7 y 8 se muestran los resultados obtenidos del modelo BELLHOP con frecuencias de 100, 200 y 500 Hz, respectivamente.

En los gráficos del modelo RAM (figuras 2 a 5) se observa que se ha representado más profundidad de la que se ha introducido en la batimetría, debido a que existen pérdidas por transmisión en el fango y debajo del agua. Se recalca que en estas figuras el rango del eje vertical, la profundidad, es diferente, este se ha ajustado para representar las pérdidas menores, que aparecen en los colores azul claro, verde o amarillo.

De estos gráficos se obtienen dos conclusiones, por un lado, en la vertical de la fuente, las pérdidas en el fondo son menores con las frecuencias más bajas. Se observa que las pérdidas menores que corresponden a los colores amarillos, verdes y azules claro, llegan a las profundidades de 3000, 1500 y 800 m con las frecuencias 20, 50 y 100 Hz, respectivamente.

También se ha obtenido que según se incrementa la frecuencia, alejándose de la fuente en horizontal, disminuyen las pérdidas en el agua, aunque es difícil cuantificar, en los gráficos se aprecian colores más claros para la frecuencia de 100 Hz (figura 5) que para la frecuencia de 10 Hz (figura 2).

En las figuras 6, 7 y 8, generadas con el modelo BELLHOP, no se han calculado las pérdidas en el fondo, porque el modelo no lo permite. El eje vertical representa la profundidad hasta 150 m, correspondiente al menor valor de la batimetría. En el eje horizontal, el rango también es el mismo para las tres figuras (0-10000 m).

Las figuras 5 y 6 se han obtenido con los modelos RAMGeo y BELLHOP, respectivamente, para la misma frecuencia (100 Hz). Las pérdidas por transmisión son mayores con el modelo RAMGeo que con BELLHOP.

Con el modelo BELLHOP se observa, que según se incrementa la frecuencia, se incrementan las pérdidas por transmisión, es decir, se aprecian más zonas con tonos oscuros con la frecuencia de 500 Hz (figura 8) que con la frecuencia de 100 Hz (figura 6), aunque en las tres frecuencias, figuras 6 a 8 en el extremo superior derecho aparece una zona de color oscuro que se hace más pequeña según aumenta la frecuencia.

En las figuras 9 a 13 se han representado los perfiles verticales a una distancia horizontal (rango, R_r) de 100 m de la fuente y los cortes en horizontal a una profundidad (Z_r) aproximada de 50 m (figuras 14 a 18), con el fin de comparar las pérdidas por transmisión representadas en ambos modelos.

Las figuras 9, 10 y 11 corresponden a perfiles verticales, que representan las pérdidas por transmisión en función de la profundidad a una distancia de la fuente de 100 m ($R_r = 100 \text{ m}$). Las dos primeras (figuras 9 y 10) con diferentes frecuencias (10 y 100 Hz) y el mismo modelo (RAMGeo). Las dos últimas con la frecuencia de 100 Hz obtenidas con diferente modelo RAMGeo (figura 10) y BELLHOP (figura 11). El eje vertical, la profundidad, y el eje horizontal que representa las pérdidas en dB, tienen diferentes valores en cada gráfico.

El comportamiento de los dos gráficos correspondientes al modelo RAMGeo es similar, desplazando los picos y aumentando o disminuyendo estos. Se observa un

² <http://cmst.curtin.edu.au/products/underwater/>

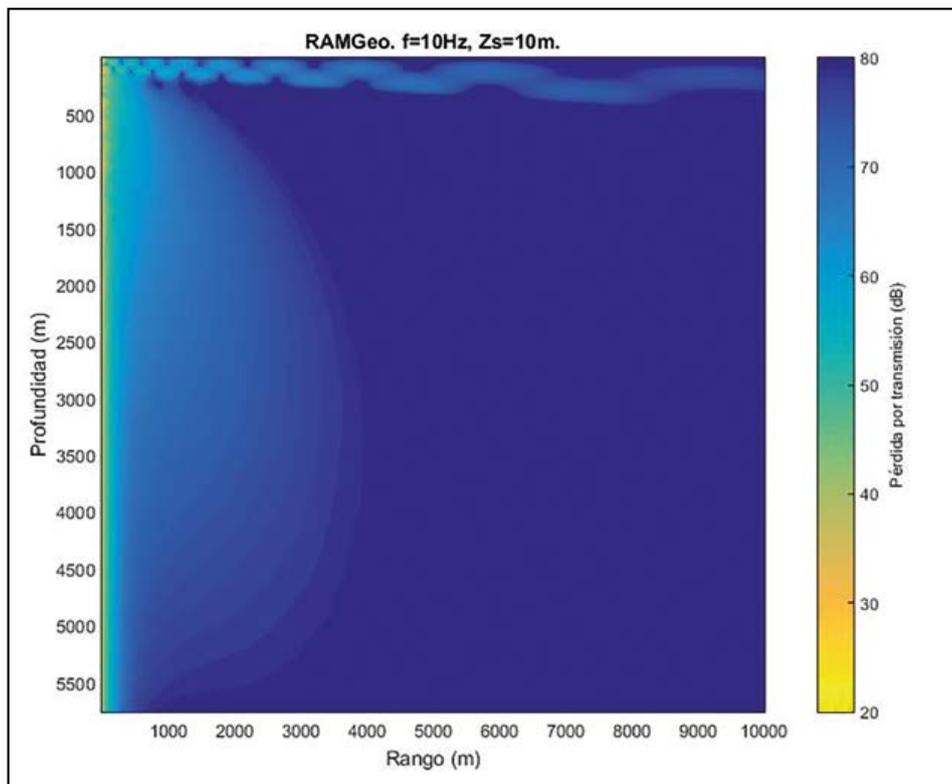


Figura 2. Pérdidas por transmisión: RAMGeo, $f = 10$ Hz.

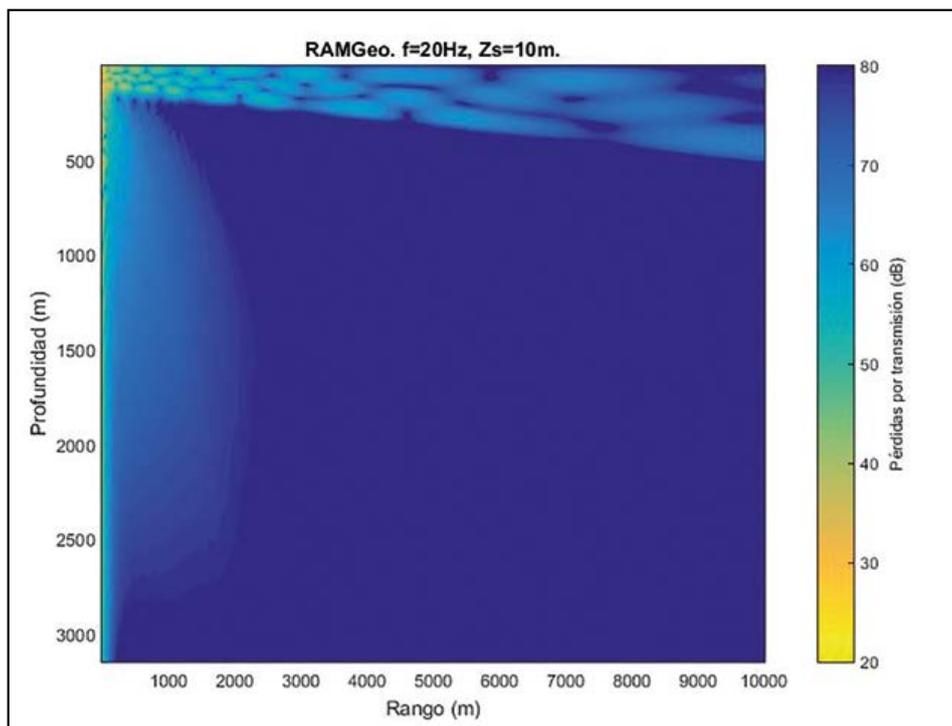


Figura 3. Pérdidas por transmisión: RAMGeo, $f = 20$ Hz.

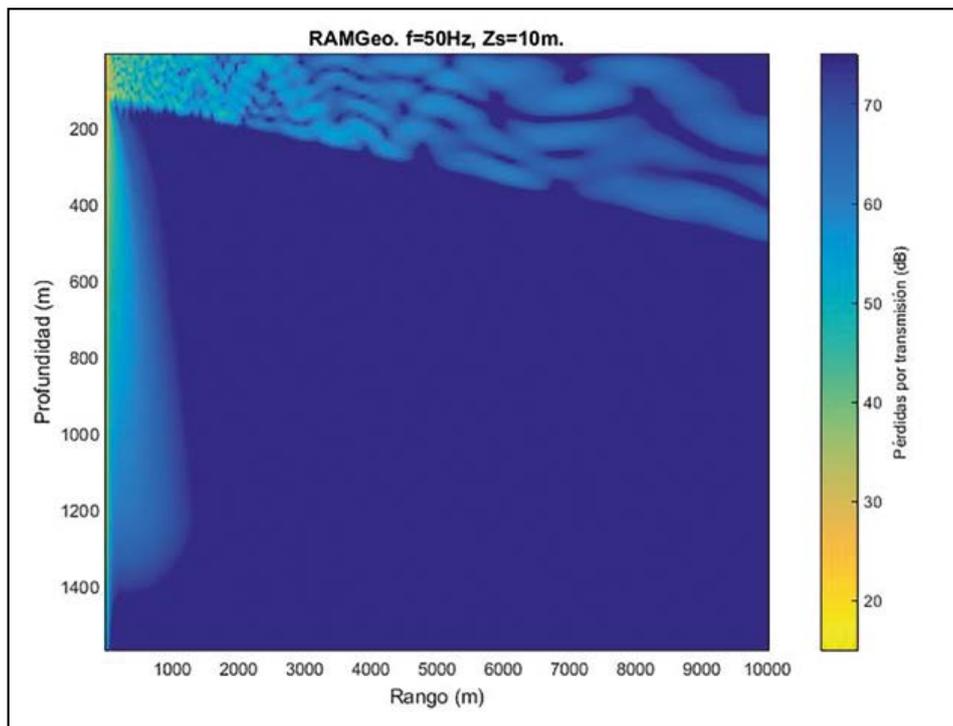


Figura 4. Pérdidas por transmisión: RAMGeo, $f = 50$ Hz.

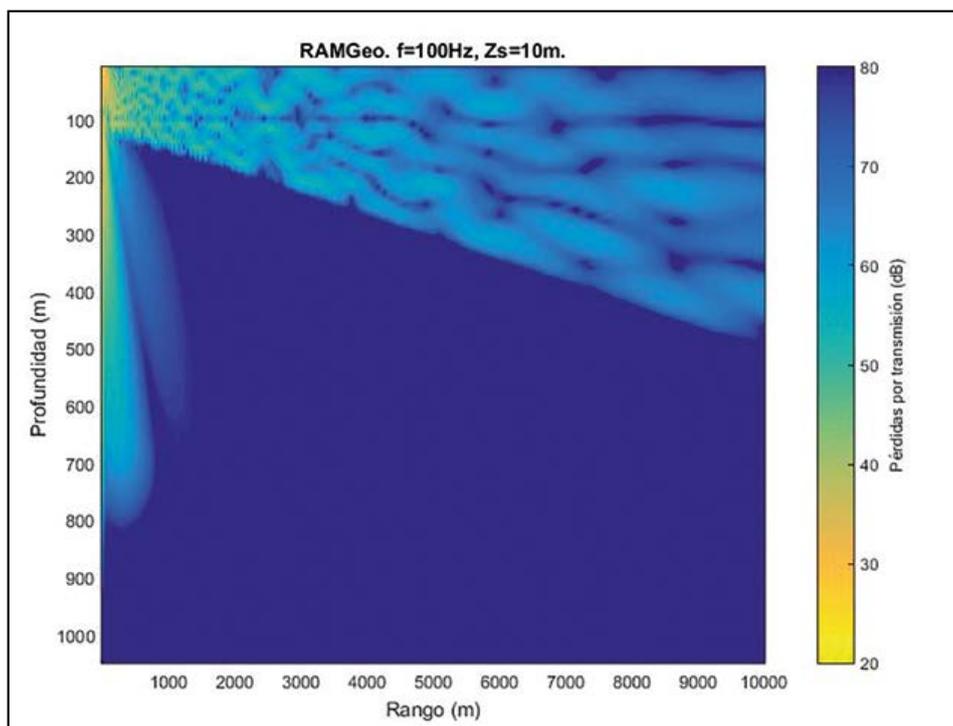


Figura 5. Pérdidas por transmisión: RAMGeo, $f = 100$ Hz.

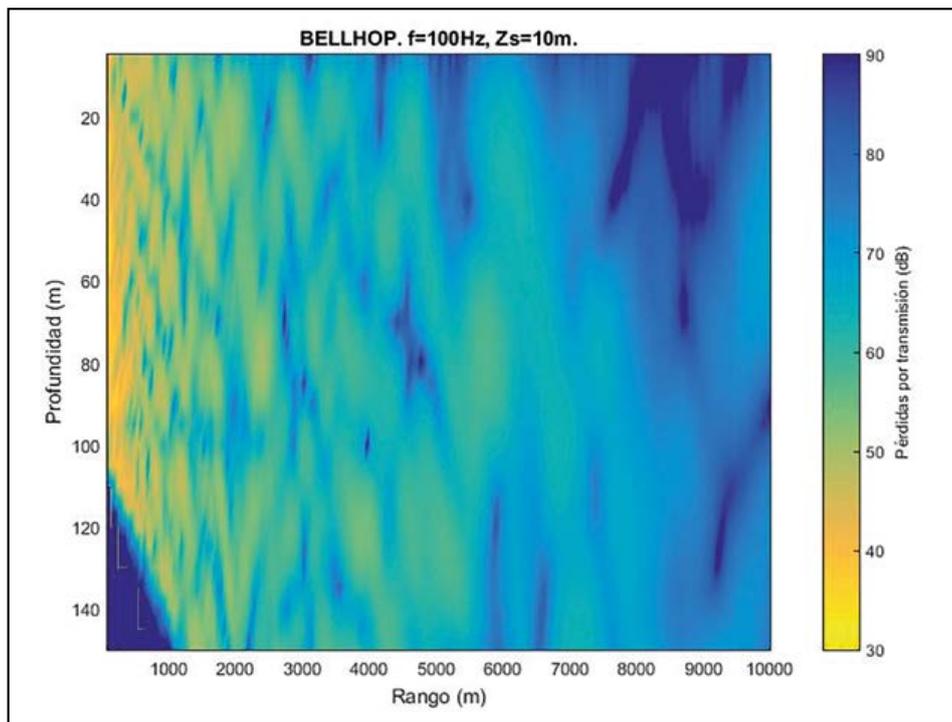


Figura 6. Pérdidas por transmisión: BELLHOP, f = 100 Hz.

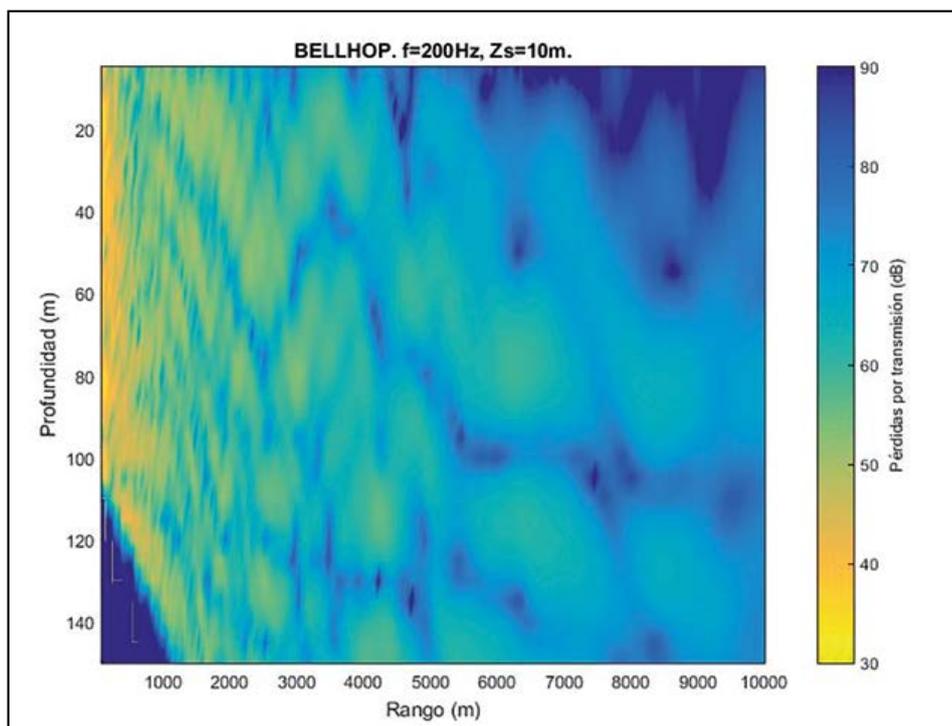


Figura 7. Pérdidas por transmisión: BELLHOP, f = 200 Hz.

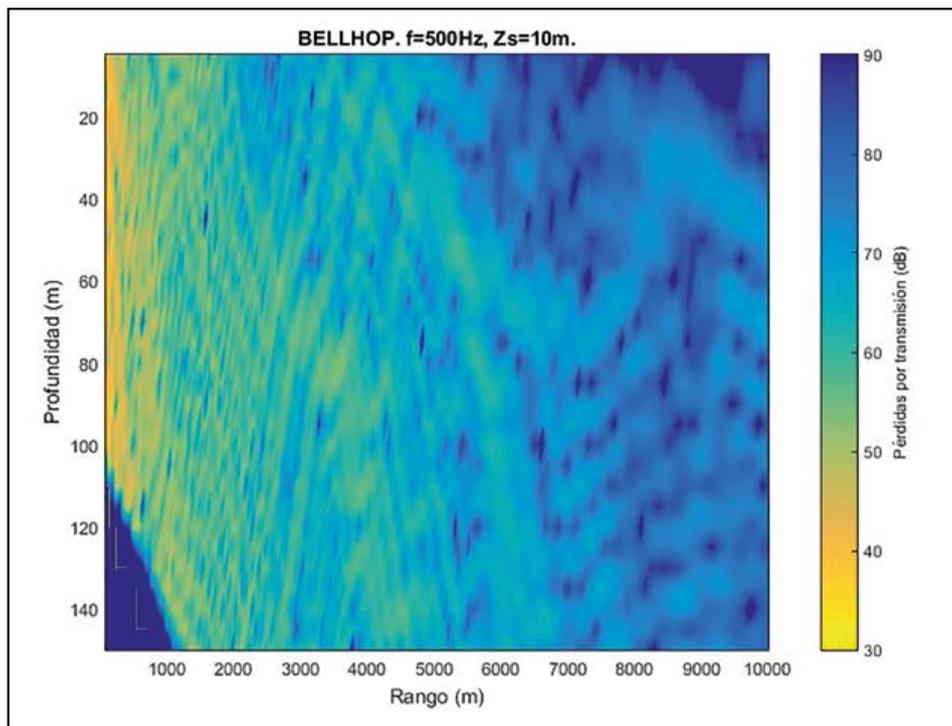


Figura 8. Pérdidas por transmisión: BELLHOP, f = 500 Hz.

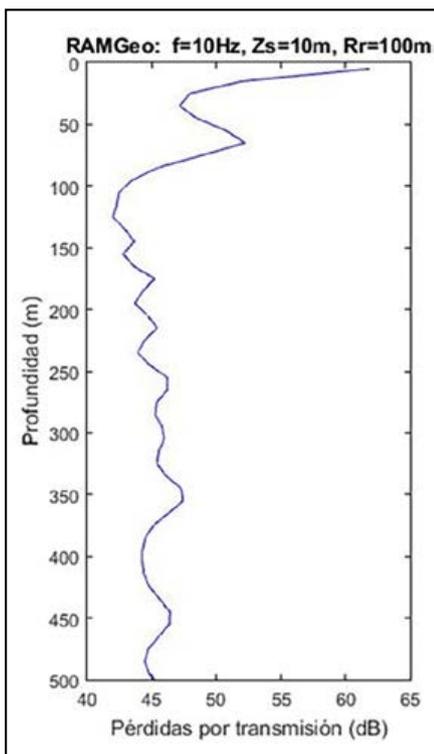


Figura 9. Perfil de pérdidas a 100 m de la fuente. RAMGeo, f=10 Hz.

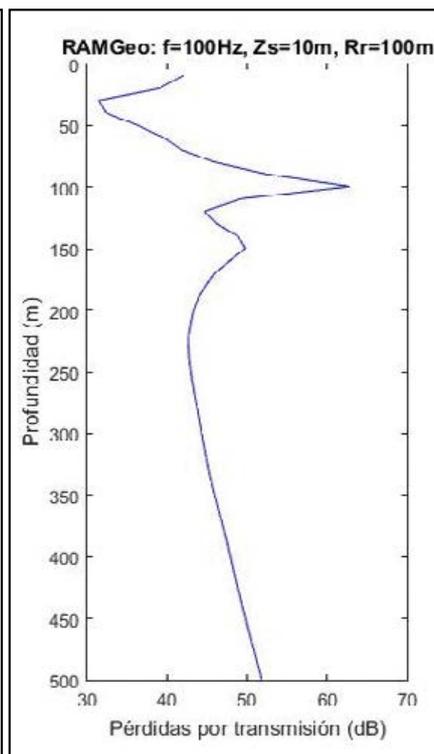


Figura 10. Perfil de pérdidas a 100m de la fuente. RAMGeo, f=100 Hz.

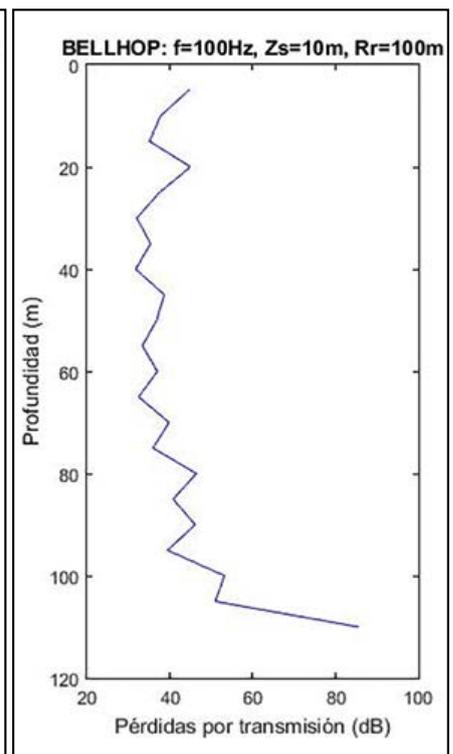


Figura 11. Perfil de pérdidas a 100 m. BELLHOP, f=100 Hz.

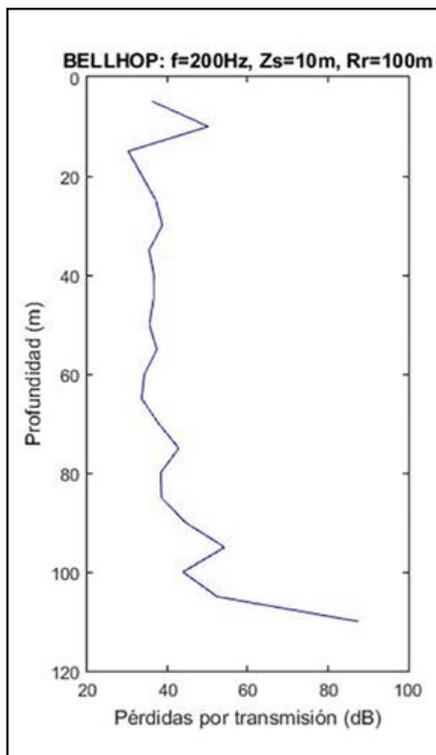


Figura 12. Perfil de pérdidas a 100 m de la fuente. BELLHOP, $f = 200$ Hz.

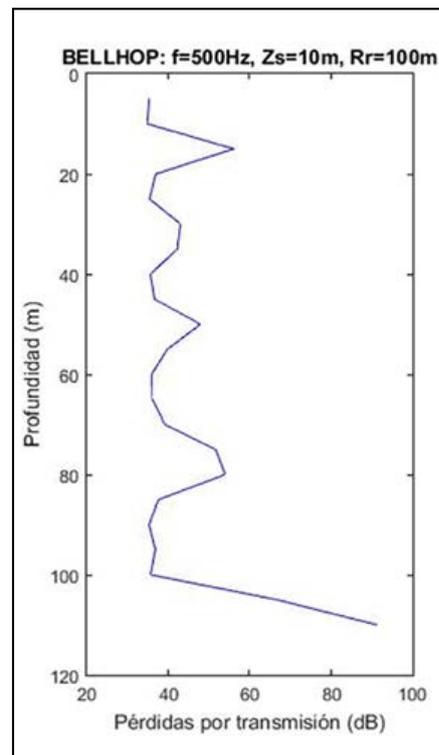


Figura 13. Perfil de pérdidas a 100 m de la fuente. BELLHOP, $f = 500$ Hz.

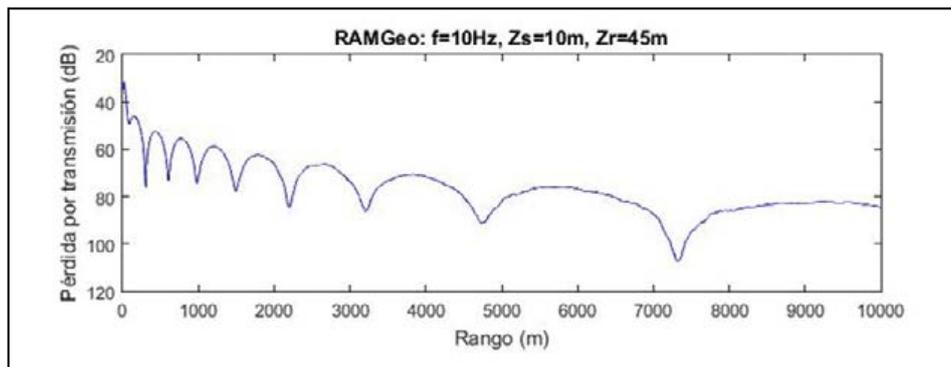


Figura 14. Pérdidas por transmisión: RAMGeo, profundidad = 50 m, $f = 10$ Hz.

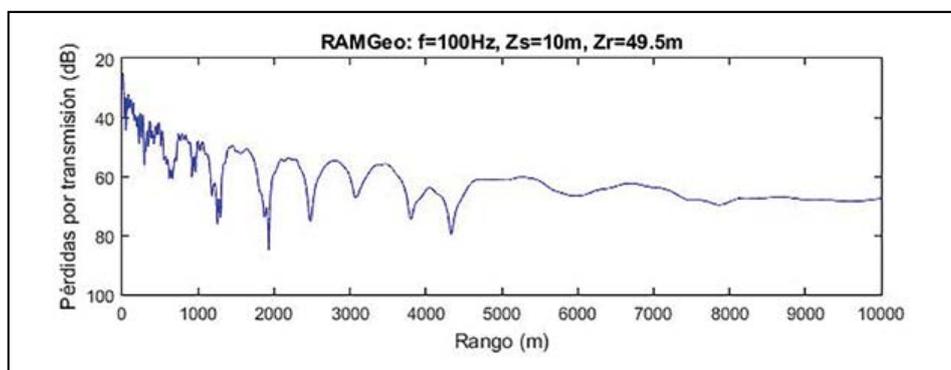


Figura 15. Pérdidas por transmisión: RAMGeo, profundidad = 50 m, $f = 100$ Hz.

alisamiento de la curva para la frecuencia de 100 Hz y mayores pérdidas a partir de los 75 m.

Para la frecuencia de 100 Hz, con el modelo RAMGeo se aprecia que hasta la profundidad de 200 m las pérdidas están sobre los 50 dB, con dos picos importantes, mientras que con el modelo BELLHOP estas pérdidas se alcanzan a partir de los 100 m.

Las figuras 12 y 13 obtenidas con el modelo BELLOP, con frecuencias de 200 y 500 Hz, respectivamente presentan un comportamiento similar, aumentando las pérdidas a partir de los 100 m. La figura 12, correspondiente a la frecuencia de 200 Hz, presenta menos picos que la de 500 Hz.

Las figuras 14 a 18 corresponden a los cortes horizontales, representan la pérdida por transmisión en función de la distancia (rango) desde la fuente a una profundidad aproximada de 50 m ($Z_r \approx 50$ m). Las dos primeras (figuras 14 y 15) para las frecuencias de 10 y 100 Hz, obtenidas con el

modelo RAMGeo presentan una serie de lóbulos, que se convierten en dientes de sierra en las tres figuras siguientes (figuras 16, 17 y 18) del modelo BELLHOP, con frecuencias de 100, 200 y 500 Hz.

El gráfico obtenido con el modelo RAMGeo, $f = 10$ Hz (figura 14) tiene un comportamiento similar al del modelo RAMGeo, $f = 100$ Hz (figura 15) hasta los 4500 m aproximadamente. A partir de esta distancia se observa un alisamiento de la curva y estabilización de las pérdidas por transmisión sobre los 60 dB para la frecuencia de 100 Hz (figura 15).

En las figuras 16, 17 y 18, correspondientes al modelo BELLHOP con frecuencias de 100, 200 y 500 Hz, respectivamente, se aprecia una tendencia creciente en las pérdidas conforme nos alejamos de la fuente. La diferencia entre ellas está en la longitud de los intervalos que dan los máximos y mínimos relativos.

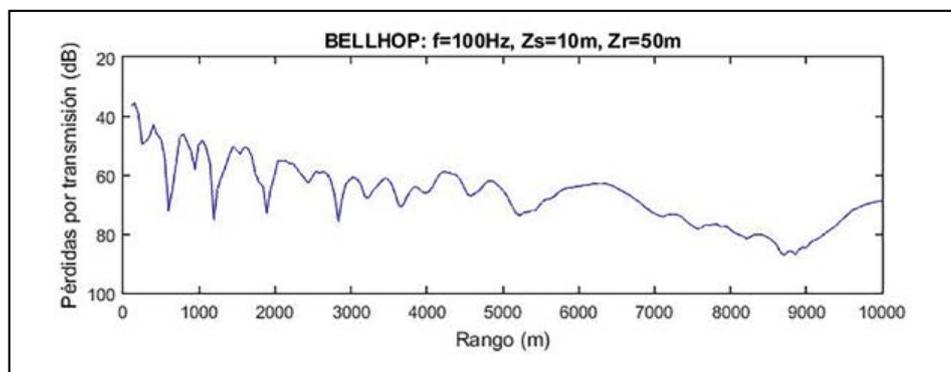


Figura 16. Pérdidas por transmisión: BELLHOP, profundidad = 50 m, $f = 100$ Hz.

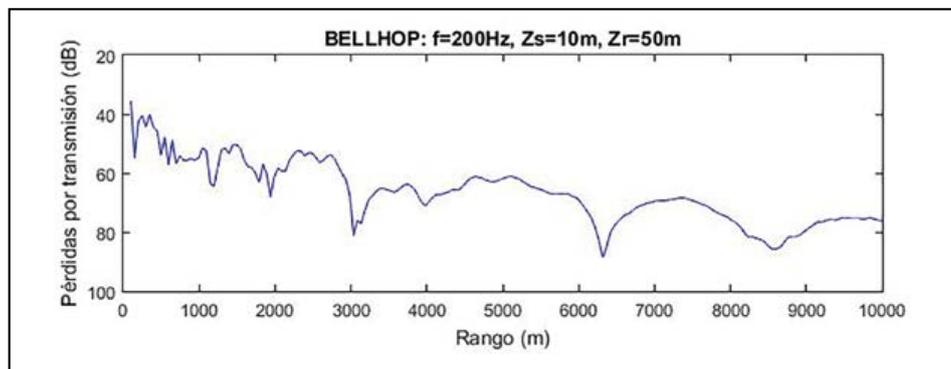


Figura 17. Pérdidas por transmisión: BELLHOP, profundidad = 50 m, $f = 200$ Hz.

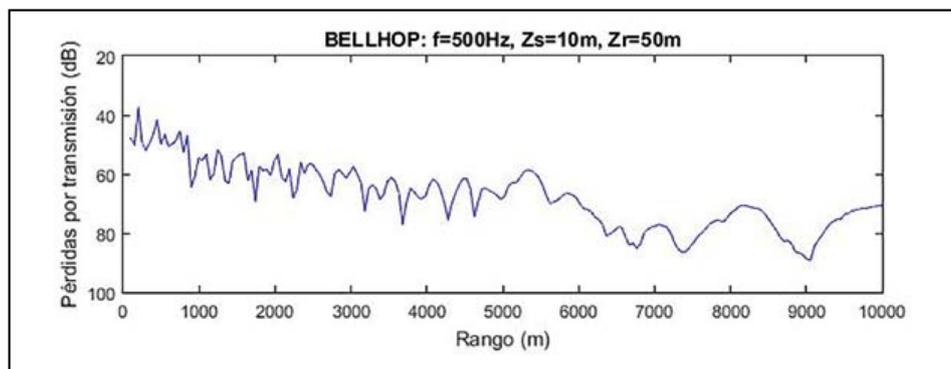


Figura 18. Pérdidas por transmisión: BELLHOP, profundidad = 50 m, $f = 500$ Hz.

5. UMBRALES DE RUIDO SUBACUÁTICO PARA LA EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

La legislación española relacionada con el ruido subacuático está formada por las siguientes normas:

- Ley 37/2003 del Ruido
- Ley 42/2007 del Patrimonio Natural y la Biodiversidad
- Ley 41/2010 de Protección del Medio Marino
- Ley 21/2013 de Evaluación Ambiental

También son de aplicación en España varios instrumentos de carácter internacional (Convenio sobre Derecho del Mar, Convenio OSPAR, Convenio de Barcelona, Convenio de Bonn, Acuerdos ACCOBAMS y ASCOBANS) y comunitario (Directiva marco sobre la Estrategia Marina y Directiva Habitats). Por el momento no existe en nuestro país ninguna norma legal que establezca umbrales cuantitativos de ruido subacuático como criterios de evaluación de impactos.

Sólo se han podido localizar umbrales cuantitativos de ruido subacuático como criterios de evaluación de impactos en los EE.UU., en el Reino Unido y en Nueva Zelanda³. En Dinamarca, para Groenlandia, existe un documento⁴ en el que se incluye una revisión actualizada de los criterios propuestos en estudios científicos y se define con gran detalle la información que debe presentarse como parte del EsIA. Ésta incluye unos mapas de resultados de modelos acústicos donde se representan las siguientes variables: presiones (de pico y RMS) re 1mPa y niveles de exposición re $1\text{mPa}^2\text{-s}$ para un impulso individual y acumulado durante un intervalo de 24 horas, pero no se establecen valores concretos de los umbrales máximos de exposición.

5.1. Efectos del ruido sobre la fauna marina

Los grupos de especies que se suelen considerar como receptores de los impactos con características diferenciadas son:

- Cetáceos:
 - Mysticetos⁵: Sensibles a sonidos de baja frecuencia, como las ballenas.
 - Odontocetos⁶:
 - Sensibles a medias frecuencias: delfines, cachalotes, zifios.
 - Sensibles a altas frecuencias: marsopas.

³ Department of Conservation "2013 Code of Conduct for Minimising Acoustic Disturbance to Marine Mammals from Seismic Survey Operations".

⁴ http://www.govmin.gl/images/stories/petroleum/environmental_reports/EMA_Guidelines_to_environmental_mitigation_assessment_of_seismic_activities_in_Greenland_waters.pdf

⁵ Mysticetos: mamíferos marinos que carecen de dientes y en su reemplazo poseen barbas córneas, cuya función es filtrar el agua del mar para capturar el alimento, como las ballenas grises y los rorcuales.

⁶ Odontocetos: mamíferos marinos caracterizados por la presencia de dientes. Ejemplos de mysticetos son las ballenas blancas, los cachalotes, los delfines y las orcas.

- Pinnípedos⁷:
 - Fócidos (focas).
 - Otáridos (leones marinos).
- Tortugas marinas.
- Peces:
 - Planos.
 - Con vejiga natatoria.
- Invertebrados marinos.

Existen diferentes categorías de efectos del ruido sobre la fauna marina. De mayor a menor gravedad pueden considerarse las siguientes:

- Mortalidad y daños permanentes (fisiológicos y físicos no auditivos).
- Daños auditivos permanentes y temporales.
- Cambios de comportamiento, como evitación o molestias.
- Confusión por enmascaramiento de sonidos útiles como la comunicación o la ecolocalización.

5.2. Umbrales auditivos de diversos grupos de especies. Funciones de ponderación

La sensibilidad de los animales marinos a los sonidos de diferentes frecuencias se expresan mediante audiogramas, que son gráficos que muestran los umbrales de percepción en función de éstas. Los audiogramas se obtienen normalmente mediante ensayos de comportamiento de animales en cautividad, aunque también pueden obtenerse a partir de respuestas electrofisiológicas.

Los resultados obtenidos muestran una gran variabilidad, no solo entre especies, sino también entre individuos de la misma especie. Incluso un mismo individuo puede no comportarse igual en diferentes ocasiones en las que se le somete al mismo nivel de ruido. En particular, es probable que, como los humanos, con la edad vayan perdiendo capacidad auditiva, sobre todo a altas frecuencias.

A pesar de todo, las semejanzas son suficientes como para poder hablar de patrones auditivos por grupos de especies. La sonoridad o percepción subjetiva del sonido no depende solo de la frecuencia sino también de la intensidad. Las curvas⁸ para odontocetos y pinnípedos son una composición de los umbrales mínimos medidos para múltiples especies. El rango para los mysticetos es una estimación basada en la anatomía del oído o inferida de los sonidos emitidos.

Un grupo de expertos en varias disciplinas de la acústica subacuática, física, fisiológica y de conducta, dedicaron varios años a hacer una recopilación y revisión de la creciente literatura existente sobre audición de los mamíferos marinos y sobre sus respuestas fisiológicas y de conducta a los ruidos antropogénicos, con el fin de proponer criterios de exposición para ciertos efectos (Southhall et al,

⁷ Los pinnípedos son mamíferos carnívoros adaptados a la vida acuática. Son de cuerpo alargado, patas cortas, manos y pies palmeados en forma de aleta. Se dividen en tres familias, los otáridos (osos, lobos y leones marinos), los fócidos (focas) y los odobénidos (morsas).

⁸ <http://www.dosits.org/animals/advancedtopics/hearingloss/hearingcurvenotes/>

2007), este documento se ha convertido en una referencia obligada en este tema y ha sido muy tenida en cuenta para el establecimiento de criterios por diversas Administraciones como U.S. National Marine Fisheries Service (NMFS).

En lo que se refiere a las funciones de ponderación, en esta publicación se establecen 4 grupos de especies de mamíferos marinos por sus características auditivas y existe una función o filtro de ponderación para cada uno de ellos. Reciben el nombre de filtros de ponderación M (*M-weighting functions*).

El NMFS ha adoptado la división que aparece en la tabla 2 sobre los grupos de especies, que se diferencia de la propuesta por Southhall et al, 2007 en que extiende la frecuencia límite superior para los mysticetos de 22 a 30 kHz, diferencia entre los pinnípedos fócidos y otáridos y cambia de grupo a dos especies de delfines pasándolas desde el de frecuencias medias al de frecuencias altas.

Tabla 2. Funciones o filtros de ponderación. Fuente: NMFS 2013

Grupo de audición funcional	Rango de audición funcional
Cetáceos, baja frecuencia (misticetos)	7 Hz a 30 kHz
Cetáceos, frecuencia media (delfines, odontocetos)	150 Hz a 160 kHz
Cetáceos, alta frecuencia (marsopas, delfines de río, <i>Kogia</i> , <i>Cephalorhynchus</i> , <i>Lagenorhynchus cruciger</i> y <i>L. australis</i>)	200 Hz a 180 kHz
Pinnípedos fócidos (focas verdaderas)	75 Hz a 100 kHz
Pinnípedos otáridos (leones y lobos marinos)	100 Hz a 40 kHz

David (2011), propone un audiograma genérico tomando el valor mínimo para cada frecuencia de una amplia colección de audiogramas incluyendo los de los submarinistas. En él se basa una propuesta de criterio para evaluación ambiental que fue desarrollada por el Ministerio de Defensa del Reino Unido para evaluar las actividades con sonar de baja frecuencia y que se ha aplicado también a la evaluación de la demolición de una plataforma petrolífera en el Mar del Norte.

5.3. Criterios para la evaluación del impacto ambiental

Se han definido diferentes métricas para expresar el nivel de una onda acústica, cada una de las cuales es más o menos adecuada a cada tipo de fuente (impulso único, impulso repetido o emisión continua) y a cada tipo de efecto, por lo que es importante conocer cómo se han calculado los valores en el EsIA y cómo deben aplicarse los criterios.

Actualmente no existen conclusiones definitivas sobre la métrica más adecuada para expresar cada tipo de efecto sobre cada grupo de especies, tampoco sobre los umbrales de ruido correspondientes.

5.3.1. Criterios generales

El criterio del Reino Unido se ha basado por un lado, en el audiograma genérico obtenido tomando los valores mínimos de una amplia colección de audiogramas específicos. Se trata por tanto de un criterio genérico aplicable a todos los grupos de especies. La otra base de apoyo es un gráfico construido partiendo de la representación de la

extrapolación al medio marino de los resultados obtenidos de dos estudios realizados para ruido atmosférico: CHABA 1968 y NIOSH 1995, donde aparecen los niveles por encima del umbral auditivo en función del tiempo de exposición, acumulado, para los casos en los que se empieza a producir pérdida de audición.

Tomando como referencia estas representaciones se trazan dos líneas paralelas entre sí y paralelas a la dirección general de los datos experimentales, una un poco por encima, que representará el límite para los daños permanentes (PTS), y otra por debajo, que representará el límite para los daños temporales (TTS).

En Nueva Zelanda, si se sobrepasan los 171 dB re 1 mPa²-s en las zonas de exclusión correspondientes a las especies de interés, o los 168 dB re 1 mPa²-s en la zona de exclusión de 200 m, debe aumentarse el radio de la zona donde se emplearán las medidas de mitigación o reducir la potencia de la fuente.

5.3.2. Criterios para los mamíferos marinos

Este grupo animal ha sido el más estudiado hasta el momento. En los mamíferos, los ruidos de alta intensidad pueden producir rotura del tímpano, daños en la cadena de huesecillos del oído medio o sobreestimulación de las células ciliadas que convierten los movimientos de fluido causados por el ruido en impulsos neurológicos que se envían al cerebro. Exposiciones menores pueden provocar pérdidas auditivas denominadas desplazamientos de umbrales (*Threshold shift*, TS), que pueden ser permanentes (PTS) o temporales (TTS). Estas pérdidas auditivas pueden afectar la capacidad del animal para reaccionar a los sonidos útiles de su entorno, poniéndolos en peligro. La PTS se considera “daño” y la TTS, “perturbación del comportamiento”.

La amplitud, duración, frecuencia y evolución temporal de la exposición al ruido influyen en el grado de TS. Para sonidos continuos, exposiciones de igual energía producen aproximadamente los mismos efectos. Para sonidos intermitentes, el grado de TS para una misma energía es menor que si el sonido es continuo porque se produce una cierta recuperación en los intervalos entre impulsos. Por ello, basar un criterio de evaluación en la energía total recibida para sonidos impulsivos intermitentes como el que generan los cañones de aire proporciona un margen de seguridad adicional.

El NMFS considera también que niveles de exposición inferiores a los necesarios para producir TTS (sub-TTS) pueden provocar otras perturbaciones de comportamiento relacionadas con la migración, la alimentación o la frecuencia de salidas a la superficie.

En el *Documento Técnico sobre impactos y mitigación de la contaminación acústica marina*, editado por el MAGRAMA en 2012, se da el nivel de seguridad y la zona de exclusión:

“El nivel de seguridad más aceptado por la industria sísmica para reducir el impacto en la fauna marina es de 180 dB re. 1 μ Pa RMS, aunque los protocolos para los buceadores humanos, por ejemplo el de NURC (NATO Undersea Research Center) recomiendan utilizar el nivel de 160 dB re. 1 μ Pa RMS (SACLANTCEN, 1998)”.

En NMFS (2013), que es un borrador de guía de evaluación de efectos sobre los mamíferos marinos para PTS

y TTS, se establece un doble criterio: un umbral para la presión de pico (SPL_{0-p}) y otro para la energía acumulada (SEL_{cum}), diferentes para los efectos PTS o TTS, y diferentes también según se trate de ruido impulsivo o no impulsivo. Además, se permite que el SEL_{cum} se calcule filtrando o sin filtrar previamente con las funciones de ponderación, aunque, naturalmente, los umbrales aplicables en cada caso son diferentes. Para los ruidos no impulsivos, los umbrales son los que aparecen en la tabla 3.

En cuanto al tiempo de integración (apartado 2.2.4) al que se refieren los valores umbrales de nivel de exposición de estas tablas, en el documento se explica que el tiempo de integración debe ser la duración de la actividad.

Obsérvese que el NMFS todavía no ha propuesto nuevos umbrales para otro tipo de efectos (confusión en la percepción de los sonidos, cambios de comportamiento, enmascaramiento de señales de socialización o de ecolocalización), por lo que debe considerarse que los límites de 160 dB para $SPL_{RMS, impulso}$ y de 173 dB re 1 mPa²·s para SEL aún siguen en vigor. Por coherencia con los umbrales establecidos para PTS y TTS, el tiempo de integración para este último límite debería ser también la duración de la actividad.

5.3.3. Criterios para otros grupos de especies

Existen resultados de estudios científicos en los que se ha observado algún tipo de efecto para algunas especies. En el *Documento Técnico sobre impactos y mitigación de la contaminación acústica marina* (MAGRAMA, 2012) se recoge una recopilación de resultados para tortugas marinas (cambios de comportamiento entre 166 y 175 dB re 1 mPa_{RMS}, 175-179 dB re 1 mPa para TTS), para cefalópodos (156-174 dB re 1 mPa_{RMS}) y para peces (daños en la vejiga natatoria para 217-220 dB re 1 mPa_{p-p}; perturbaciones de comportamiento para 156 dB re 1 mPa_{RMS}).

5.4. Aplicación de los criterios

5.4.1. Zonas de exclusión

Un modo de aplicación de los criterios establecidos mediante umbrales consiste en calcular el valor de SPL_{RMS} , SPL_{0-p} o SEL en todo el dominio a partir de los resultados de un modelo de propagación y determinar las zonas en las que dichos umbrales son sobrepasados. En estas zonas

Tabla 3. Umbrales por daños auditivos debidos a fuentes no impulsivas. Fuente: NMFS 2013

	Sin filtrar		Filtrados	
	PTS	TTS	PTS	TTS
Cetáceos LF	Fuente: NB ≥ 10kHz 230 dB SPL_{0-p} 215 dB SEL_{cum} Fuente: Resto 230 dB SPL_{0-p} 198 dB SEL_{cum}	Fuente: NB ≥ 10kHz 224 dB SPL_{0-p} 195 dB SEL_{cum} Fuente: Resto 224 dB SPL_{0-p} 178 dB SEL_{cum}	230 dB SPL_{0-p} 198 dB SEL_{cum}	224 dB SPL_{0-p} 178 dB SEL_{cum}
Cetáceos MF	Fuente: NB ≥ 3kHz 230 dB SPL_{0-p} 198 dB SEL_{cum} Fuente: Resto 230 dB SPL_{0-p} 215 dB SEL_{cum}	Fuente: NB ≥ 3kHz 224 dB SPL_{0-p} 178 dB SEL_{cum} Fuente: Resto 224 dB SPL_{0-p} 195 dB SEL_{cum}	230 dB SPL_{0-p} 198 dB SEL_{cum}	224 dB SPL_{0-p} 178 dB SEL_{cum}
Cetáceos HF	Fuente: NB ≥ 3kHz 201 dB SPL_{0-p} 180 dB SEL_{cum} Fuente: Resto 201 dB SPL_{0-p} 199 dB SEL_{cum}	Fuente: NB ≥ 3kHz 195 dB SPL_{0-p} 160 dB SEL_{cum} Fuente: Resto 195 dB SPL_{0-p} 179 dB SEL_{cum}	201 dB SPL_{0-p} 180 dB SEL_{cum}	195 dB SPL_{0-p} 160 dB SEL_{cum}
Pinnípedos fócidos	235 dB SPL_{0-p} 197 dB SEL_{cum}	229 dB SPL_{0-p} 183 dB SEL_{cum}	235 dB SPL_{0-p} 197 dB SEL_{cum}	229 dB SPL_{0-p} 183 dB SEL_{cum}
Pinnípedos otáridos	235 dB SPL_{0-p} 220 dB SEL_{cum}	229 dB SPL_{0-p} 206 dB SEL_{cum}	235 dB SPL_{0-p} 220 dB SEL_{cum}	229 dB SPL_{0-p} 206 dB SEL_{cum}

LF: *Low Frequency* (frecuencias bajas), MF: *Medium Frequency* (frecuencias medias), HF: *High Frequency* (frecuencias altas), NB: *Narrow Band* (banda estrecha).

Tabla 4. Zonas de exclusión

País	Radio (m)	dB re 1 mPa _{RMS}	Fuente
Reino Unido, Golfo de Méjico, Canadá	500		
Australia	3000		
Brasil (apagado de cañones)	500		Castellote, 2007
Brasil (arranque suave)	1000		
Nueva Zelanda	200-1500		*1
California		180	Finneran et al, 2012
España		160/180	MAGRAMA, 2012

*1 Code of Conduct for Minimising Acoustic Disturbance to Marine Mammals from Seismic Survey Operations, 2013.

previsiblemente se producirán los efectos correspondientes a cada tipo de umbral y, por lo tanto, se deberán establecer las medidas de mitigación que se consideren convenientes, como las zonas de exclusión, de vigilancia o de afección.

El establecimiento de zonas de exclusión es una medida de mitigación necesaria. Se define como el radio horizontal alrededor de una fuente de ruido dentro del cual se llevan a cabo medidas de mitigación en tiempo real en caso de que se detecten individuos de determinados grupos de especies. En la tabla 4 se ha recopilado la delimitación de las zonas de exclusión de varios países.

En Brasil se han establecido 500 m para el apagado de los cañones, pero 1000 m para el arranque suave (*softstart*).

En Nueva Zelanda si se sobrepasan los 171 dB re 1 mPa²-s en las zonas de exclusión correspondientes a las especies de interés, o los 168 dB re 1 mPa²-s en la zona de exclusión de 200 m, debe aumentarse el radio de la zona donde se emplearán las medidas de mitigación o reducir la potencia de la fuente. Para los cañones de aire se han establecido varios radios según el volumen total de la matriz de cañones y el grupo de especies (cetáceos con crías, una lista específica de especies de interés que aparece en las directrices o mamíferos marinos en general); van desde los 200 m hasta los 1500 m.

En California se define como “el radio dentro del cual el nivel de ruido pueda producir al menos daños auditivos temporales”, estableciéndose como umbral para ello 180 dB re 1 μ Pa (RMS), lo que significa que debe calcularse caso por caso en función de las características de la fuente y del emplazamiento concretos.

En España, el *Documento Técnico sobre impactos y mitigación de la contaminación acústica marina* (MAGRAMA, 2012), dice: “La zona de exclusión se define como el área circular que abarca niveles de ruido de hasta 180 dB re 1 μ Pa (RMS) medido desde el punto central de los cañones de aire. Este es el umbral de ruido que tiene la capacidad potencial de provocar daños fisiológicos en el sistema auditivo de los cetáceos. El radio de este área ha de ser definido por modelización acústica basada en el tipo y nivel de fuente propuesta y las condiciones ambientales del área a prospectar o que más se aproximen... Según características del medio, mediante la modelización suelen obtenerse distancias de 300 hasta 3000 metros como zonas de exclusión... En el caso de no haber suficiente información para definir restricciones espaciales y temporales para evitar el solapamiento de actividades de prospección sísmica en áreas de presencia de especies de cetáceos sensibles, es recomendable ampliar la zona de exclusión: un área definida por el radio de 180 dB re 1 μ Pa (RMS) donde se requiere parar los cañones si se avista cualquier cetáceo y otra área mayor definida por el radio de 160 dB re 1 μ Pa (RMS), donde se requiere parar los cañones si los MMO avistan la especie sensible en cuestión. El umbral de 160 dB re 1 μ Pa (RMS) corresponde con el umbral de ruido que provoca cambios de comportamiento”. Esto significa que debe calcularse también, caso por caso, en función de las características de la fuente y del emplazamiento.

El sistema de las zonas de exclusión presenta ventajas indudables desde un punto de vista operativo, pero aplicar tamaños fijos independientemente de la potencia de la fuente, del perfil de velocidades y de los grupos de especies potencialmente afectadas no tiene justificación científica.

Debería hacerse, caso por caso, tal como está contemplado en el documento del MAGRAMA, aplicando los nuevos umbrales para la presión de pico y para la exposición.

5.4.2. Cálculo del impacto según las densidades de población

Otro modo de aplicación, más elaborado, que ya se utilizó en 1995 para el EsIA de la sísmica marina 3D de la costa Sur de California, consistió en realizar una estimación del número de individuos de cada especie de interés que previsiblemente resultará afectado con cada tipo de efecto. Para ello hay que hacer una estimación de la densidad media de individuos (unidades por km² o por km³), que pueden considerarse como valores medios aplicables a toda la zona afectada o con valores diferentes para distintas celdas. Luego se cruza con la situación y extensión de las zonas en las que se superan los umbrales y se obtiene el resultado buscado. En el caso de California resultaba que podían verse afectadas 81 ballenas, pero si permanecían en la zona de trabajo podían verse afectadas varias veces. Este modo de aplicación también se usó para el EsIA de las maniobras militares con dispositivos antisubmarinos en las islas Hawái.

Una limitación del modo de aplicación anterior consiste en suponer que la densidad de animales permanece constante e igual a la existente antes de llevar a cabo el reconocimiento. Esta hipótesis es poco realista al menos para las especies que se encuentran presentes en un número muy limitado como suele ocurrir con los cetáceos. Un paso más se ha dado incorporando a los cálculos modelos de comportamiento animal (Houser, 2006). El modelo ESME (*Effects of Sound on the Marine Environment*) utiliza esta técnica. El control del modelo sobre el comportamiento de los animales es escalable dependiendo de la información disponible sobre la especie en cuestión. La localización se determina estocásticamente muestreando distribuciones de probabilidad de velocidades y direcciones de desplazamiento horizontal y vertical, tiempo entre salidas a la superficie y tiempos de estancia en el fondo.

5.4.3. Metodología de estudio

La metodología para un EsIA con el fin obtener la zona de afección asociada a la actuación o proyecto considerado de las fuentes de ruido para el área de vida marina puede ser la siguiente:

- Caracterización de la fuente de ruido.
- Conocimiento de la batimetría, composición del fondo, perfiles de temperatura y salinidad.
- Cálculo de la pérdida por transmisión, para determinar el nivel de presión sonora, según la batimetría o considerando varios escenarios.
- Cálculo de la zona de exclusión o el radio de seguridad de cada nivel de presión.
- Obtención del daño en función del umbral.
- Conocer la probabilidad, densidad y tipología de animales en la zona, según el radio de seguridad de cada nivel de presión.
- Medidas preventivas y correctoras.
- Estudio de riesgos, en función del proyecto, las fuentes de ruido y la fauna marina.

6. CONCLUSIONES

Es difícil predecir qué especies serán más vulnerables al ruido antrópico debido a la amplia gama de sensibilidades individuales y de población de las distintas especies, así como las diferencias en el comportamiento o la respuesta. Actualmente, sólo es posible hacer generalizaciones acerca de la vulnerabilidad de los grupos de especies basados en observaciones del comportamiento ante las respuestas a los sonidos producidos por el hombre, los hábitos y lo que se sabe acerca de la sensibilidad auditiva de una especie.

Al evaluar los impactos probables, se deben tener en cuenta las diferencias en las condiciones locales que pueden afectar a la propagación del sonido, como la profundidad, el tipo de fondo, el tamaño y el tipo de la fuente. La mayoría de los sonidos producidos por el hombre tiene cantidades significativas de energía en las frecuencias bajas, lo que conduce a la perturbación potencial, daños o interferencias en los mysticetos. Hay pruebas de audición de baja frecuencia en los cachalotes, esta especie parece ser extremadamente sensible a las perturbaciones de una variedad de fuentes de sonido. Los odontocetos de grandes profundidades también pueden estar en riesgo ya que su comportamiento los pone en el canal de sonido profundo o de fijación de sonido SOFAR, a lo largo del cual el sonido viaja de manera eficiente a distancias de cientos a miles de kilómetros.

Sería conveniente que promotores y evaluadores dispongan de un modelo sencillo, que incluso puede consistir simplemente en una o varias fórmulas algebraicas. Los primeros, para usarlo al inicio de los trabajos del EsIA bajo hipótesis que aseguren que se está del lado de la seguridad; de esta forma se obtendrían desde el principio los límites de la zona potencialmente afectada y así podría delimitarse el ámbito geográfico de los restantes estudios (inventario ambiental, identificación de zonas protegidas, presencia de cetáceos, etc.); posteriormente, durante la redacción del EsIA, se aplicaría un modelo más aproximado para el estudio acústico. Los evaluadores, para poder hacer comprobaciones puntuales de los resultados de los estudios acústicos incluidos en los EsIA. Este modo de operar sería especialmente aconsejable cuando las fuentes de ruido emitan con niveles que no sean significativamente mayores que los umbrales admisibles de recepción, ya que en estos casos la zona potencialmente afectada será menor, pudiéndose incluir en la zona de protección contemplada en el programa de vigilancia.

La intensidad del sonido en el receptor (RL) se reduce por pérdida de transmisión (TL) cuando el sonido se desplaza desde la fuente (SL) al receptor: $RL = SL - TL$. El cálculo de TL se puede realizar con aproximaciones o mediante modelos numéricos. Con los dos modelos ejecutados, RAMGeo y BELLOP para la obtención de la pérdida por transmisión, se concluye que al incrementar la frecuencia considerada en cada modelo, disminuyen o aumentan respectivamente, las pérdidas por transmisión en el agua.

El cálculo de las zonas de exclusión presenta ventajas, desde un punto de vista operativo, pero aplicar tamaños fijos independientemente de la potencia de la fuente, del perfil de velocidades y de los grupos de especies, no tiene justificación científica. Debería hacerse, caso por caso, aplicando los umbrales para la presión de pico y la exposición.

Actualmente no existe en España ninguna norma legal que establezca umbrales cuantitativos de ruido subacuático como criterios de evaluación de impactos. Esta situación es bastante común y, aunque algunos países han establecido protocolos o directrices para minimizar los efectos adversos del ruido submarino generado por ciertas actividades, sólo se han localizado umbrales cuantitativos de ruido subacuático como criterios de evaluación de impactos en los EE.UU., en el Reino Unido y en Nueva Zelanda. En Dinamarca, para Groenlandia, existe un documento en el que se incluye una revisión actualizada de los criterios propuestos en estudios científicos y se define con gran detalle la información que debe presentarse como parte del EsIA.

7. BIBLIOGRAFÍA

ACAIMM//Advisory Committee on Acoustic Impacts on Marine Mammals (2006). *Report to the Marine Mammal Commission*.

Aparicio, J., García, E., Jiménez, A., Álvarez, F., y Ureña, J. (2010). Modelos de propagación de señales acústicas en entornos subacuáticos. *Gigatronic*, Mayo-Septiembre 2010, pp. 40-43.

Balcomb, K.C. III., y Claridge, D.E. (2001). A mass stranding of cetaceans caused by naval sonar in the Bahamas. *Bahamas Journal of Science*, 8(2): pp. 2-12.

Boebel, O., Breitzke, M., Burkhardt, E., y Bornemann, H. (2009). Strategic assessment of the risk posed to marine mammals by the use of airguns in the Antarctic Treaty area, Information Paper IP 51, Agenda Item: CEP 8c, *Antarctic Treaty Consultative Meeting XXXII, Baltimore, USA*. hdl:10013/epic.32056

Bryant, P.J., Lafferty, C.M., y Lafferty, S.K. (1984). Reoccupation of Laguna Guerrero Negro, Baja California, Mexico, by gray whales. En M.L. Jones et al. (ed.), *The Gray Whale, Eschrichtius robustus*. Orlando, FL (EE UU): Academic Press.

Castellote, M. (2007). General review of protocols and guidelines for minimizing acoustic disturbance to marine mammals from seismic surveys. *Journal of International Wildlife Law & Policy*, 10:3-4, pp. 273-288.

CEI 651, Norma UNE 20464 (1990). Sonómetros. ICS: 17.140.50 / Electroacústica.

CHABA (1968). Proposed damage-risk criterion for impulse noise (Gunfire). *Report of working group 57. National Academy of sciences- National Research Council Committee on Hearing, Bioacoustics and Biomechanics*.

Coates, R.F.W. (2001). *The Advanced SONAR Course*. Bradworthy (RU): Seiche.com Ltd.

David, A. (2011). Underwater Environmental Impact Assessment on Marine Mammals and Fish by High Power Anthropogenic Radiated Sound (Paper nº 27). *Proceedings of Acoustics, 2-4 November, Gold Coast, Australia*.

Dekeling, R.P.A., Tasker, M.L., Van der Graaf, A.J., Ainslie, M.A., Andersson, M.H., André, M., Borsani, J.F., Brensing, K., Castellote, M., Cronin, D., Dalen, J., Folegot, T., Leaper, R., Pajala, J., Redman, P., Robinson, S.P., Sigray, P., Sutton, G., Thomsen, F., Werner, S., Wittekind, D., y Young, J.V. (2014). *Monitoring Guidance for Underwater Noise in European Seas*. Luxemburgo: European Commission/Publications Office of the European Union.

Department of Conservation (2013). *Code of Conduct for Minimising Acoustic Disturbance to Marine Mammals from Seismic Survey Operations*. Gobierno de Nueva Zelanda.

Duncan, A.J., y Maggi, A.L. (2006). A Consistent, User Friendly Interface for Running a Variety of Underwater Acous-

tic Propagation Codes. *Proceedings of ACOUSTICS 2006, Christchurch, New Zealand*. Disponible en https://www.acoustics.asn.au/conference_proceedings/AASNZ2006/papers/p29.pdf

Etter, P.C. (2013). *Underwater Acoustic Modeling and Simulation*. CRC Press.

European Commission (2013). *Science for Environment Policy*. Future brief: Underwater Noise.

Evans, P.G.H. (1996). Human disturbance of cetaceans, pp. 279-299. En N. Dunstone y V. Taylor (eds.), *Exploitation of Mammals*. Londres (RU): Cambridge University Press.

Finneran, J.J., y Jenkins, A.K. (2012). *Criteria and Thresholds for U.S. Navy Acoustic and Explosive Effects Analysis*. San Diego, CA (EE UU): SSC Pacific.

Houser, D.S. (2006). A method for modeling marine mammals movement and behavior for environmental impact assessment. *IEEE Journal of Oceanic Engineering*, 31(1): pp. 76-81.

Kraus, D. Underwater Acoustics. Disponible en <http://homepages.hs-bremen.de/~krausd/iwss/UWA1.pdf>

Medwin, H. (1975). Speed of sound in water: a simple equation for realistic parameters. *The Journal of the Acoustical Society of America*, 58, pp. 1318-19.

Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (2011). *Prospecciones Sísmicas Marinas: Acuerdo de medidas de mitigación del efecto en los cetáceos de aguas españolas e identificación de áreas sensibles*. Disponible en <http://www.magrama.gob.es/es/costas/temas/proteccion-medio-marino/actividades-humanas/contaminacion-acustica-marina/mitigacion-sismica.aspx>

Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (2012). *Documento técnico sobre impactos y mitigación de la contaminación acústica marina*. Disponible en http://www.magrama.gob.es/es/costas/temas/proteccion-medio-marino/doc-tecnico-impactos-mitigacion-contaminacion-acustica-marina_tcm7-359854.pdf

Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (2014). *Manual de técnico de acústica pasiva para operaciones off-shore generadoras de ruido en aguas españolas*.

Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. *Conceptos básicos del ruido ambiental*. Disponible en http://www.magrama.gob.es/es/calidad-y-evaluacion-ambiental/temas/atmosfera-y-calidad-del-aire/contaminacion_acustica_tcm7-1705.pdf

MMO (2015). *Modelled Mapping of Continuous Underwater Noise Generated by Activities. A report produced for the Marine Management Organisation (MMO 1097)*.

NIOSH (1988). *Criteria for a recommended standard: Occupational Noise Exposure*. U.S. Department of Health and Human Services. National Institute for Occupational Safety and Health.

NMFS (2013). *Draft Guidance for Assessing the Effects of Anthropogenic Sound on Marine Mammals. Acoustic Threshold Levels for Onset of Permanent and Temporary Threshold Shifts*. U.S. National Marine Fisheries Service (NMFS).

OGP (International Association of Oil & Gas Producers) (2008). *Fundamentals of Underwater Sound (Report n° 406)*. Disponible en <http://www.ogp.org.uk/pubs/406.pdf>

Rendell, L.E., y Gordon, J.C.D. (1999). Vocal Response of Long-Finned Pilot Whales (*Globicephala Melas*) to Military Sonar in the Ligurian Sea. *Marine Mammal Science*, 15(1): pp. 198-204.

Richardson, W.J. (1995). Documented Disturbance Reactions (pp. 241-324). En W.J. Richardson, C.R. Greene, C.I. Malme y D.H. Thomson (eds.), *Marine Mammals and Noise*. San Diego, CA (EE UU): Academic Press.

Richardson, W.J., Fraker, M.A., Würsig, B., y Wells, R.S. (1985a). Behavior of Bowhead Whales, *Balaena mysticetus*, Summering in the Beaufort Sea: Reactions to Industrial Activities. *Biological Conservation*, 32, pp. 195-230.

Richardson, W.J., Wells, R.S., y Würsig, B. (1985b). Disturbance Responses of Bowheads and Industrial Activity, (pp. 1980-84). En W.J. Richardson (ed.), *Behavior, disturbance responses and distribution of bowhead whales, Balaena mysticetus, in the eastern Beaufort Sea*, (ed.), pp. 1980-1984. OCS Study MMS 85-0034. LGL Ecological Research Associates Inc., Bryan, Texas (EE UU).

Rowles, T., Ketten, D., Ewing, R., Whaley, J., Bater, A., y Gentry, V. (2000). Mass Stranding of Multiple Cetacean Species in the Bahamas on March 15-17, 2000. ANNEX J, *Report of the Standing Working Group on Environmental Concerns SC/52/E28*.

SACLANT Undersea Research Centre (1998). *Bioacoustics Panel and Marine Mammal Environmental and Mitigation Procedures Panel*. A. D'Amico (ed.), NATO Undersea Research Centre, Italy, SAACLANTCEN M-133.

Salon, S., Crise, A., Picco, P., de Marinis, E., y Gasparini, O. (2003). Sound Speed in the Mediterranean Sea: An Analysis from a Climatological Data Set, *Annales Geophysicae*, 21, pp. 833-846.

Schmidt, H. (1991). Numerical Modeling in Ocean Seismo-Acoustics. *Oceans 91 Proceedings of Ocean Technologies and Opportunities in the Pacific for the 90's, 1-3 October, Honolulu, Hawaii, USA*.

Southhall, B.L., Bowles, A.E., Ellison, W.T., Finneran, J.J., Gentry, R.L., Greene Jr., C.R., Kastak, D., Ketten, D.R., Miller, J.H., Nachtigall, P.E., Richardson, J.W., Thomas, J.A., y Tyack, P.L. (2007). Marine Mammal Noise Exposure Criteria: Initial Scientific Recommendations. *Aquatic Mammals*, 33(4): pp. 1-121.

Wartzok, D., Watkins, W.A., Würsig, B., y Malme, C.I. (1989). *Movements and Behaviors of Bowhead Whales in Response to Repeated Exposures to Noises Associated with Industrial Activities in the Beaufort Sea*. Purdue University, Fort Wayne, Indiana (EE UU).

Watkins, W.A., Moore, K.E., y Tyack, P. (1985). Sperm Whale Acoustic Behaviors in the Southeast Caribbean. *Cetology*, 49: pp. 1-15.

WDCS (Whale and Dolphin Conservation Society), Simmonds, M., Dolman, S., Weilgart, L., (eds.) (2002). *Oceans of Noise*.

Weiss, R., (2001). Whales' Deaths Linked to Navy's Sonar Tests. *The Washington Post*, December 31: A8.

Wenz, G. M. (1962). Acoustic Ambient Noise in the Ocean: Spectra and Sources. *The Journal of the Acoustical Society of America*, 34(12): pp. 1936-1956.

José María Martín Mendiluce (1925-2014): recordando al hombre, recordando al ingeniero

José-Carlos Pacheco
Servicio de Publicaciones (REYAC/CEDEX)
Jose.C.Pacheco@cedex.es

*No es un hombre más que otro si no hace más que otro
Don Quijote de la Mancha,
Miguel de Cervantes (1547-1616)*

*Mi existencia no ha sido diferente en
nada de la de mucha, mucha gente
Diario de un hombre superfluo,
Iván. D. Turguénev (1818-1883)*

*¡Que sin poder saber cómo ni adónde la salud y la edad se
hayan huido! Falta la vida, asiste lo vivido, y no hay
calamidad que no me ronde. Ayer se fue; mañana
no ha llegado; hoy se está yendo sin parar un punto:
soy un fue, y un será, y un es cansado.
Parnaso español (Sonetos),
Francisco de Quevedo (1580-1645)*

Sin restar un ápice de importancia a la reputada trayectoria pública y profesional desarrollada por José María Martín Mendiluce –como sobresaliente ingeniero hidráulico, primero, y como director del Centro de Estudios Hidrográficos (CEH/CEDEX) entre 1968 y 1986, y consultor internacional, después-, sí es necesario señalar, empero, un hecho fundamental: que cualquier relato oficial y puramente descriptivo de aquella sería siempre insuficiente para dar cuenta cabal de la calidad humana de la persona. Y esto es así porque la dimensión humana de Mendiluce, pese a ser todo un nombre propio dentro de la ingeniería hidráulica española de la segunda mitad del siglo XX, resulta prácticamente desconocida para la inmensa mayoría.

En cualquier caso, y siendo importante esta faceta más personal y humana, no lo es menos la estrictamente profesional, ya que Mendiluce fue uno de los ingenieros hidráulicos españoles más notables de la segunda mitad del siglo pasado. Y si remontáramos la vista algo más atrás en el tiempo veríamos, incluso, cómo la visión hidráulica de Mendiluce se entronca con la que tuvieron personalidades del relieve de Joaquín Costa (1846-1911) o Manuel Lorenzo Pardo (1881-1953), entre otros. Una visión hidráulica eminentemente estratégica, de conjunto y orientada al largo plazo –como es la visión de cualquier gran planificador hidráulico que se precie-, que descansaba en dos pilares fundamentales. Por un lado estaban las consideraciones económicas y de servicio a los intereses generales del Estado. Y por otro, la interpretación inteligente de una idea básica muy conocida que recorre todo el pensamiento de Mendiluce, quien supo hacerse eco de ella al exponerla en los términos más sencillos: “[...] sin agua no hay vida posible, y la vida tiene un valor incalculable, difícil de traducir en términos monetarios”.

Desde esta óptica, la inteligencia estratégica que atraviesa la visión hidráulica de Mendiluce, de carácter inequívocamente integral y vertebrador, no podría

tener, debidamente contextualizada, mayor vigencia y actualidad. Hoy por hoy no hay, en efecto, recurso más valioso y escaso que el agua. Y, sin embargo, se olvidan con relativa frecuencia tres variables fundamentales que atañen al agua y su gestión y que tienen, desde luego, implicaciones en el largo plazo. A saber: que el agua es un bien público esencial; que tiene una obvia dimensión medioambiental; y que, además de todo esto, constituye un factor de multiplicación en los procesos de producción económica. No es difícil imaginar que las demandas del tiempo presente –que impone criterios de eficiencia y sostenibilidad económica, social y ambiental en la gestión de los recursos hídricos-, habrían encontrado en la aproximación hidráulica de Mendiluce una inteligencia de primer orden y, derivada de ésta, una respuesta articulada y atenta a la mejor planificación.

En el año 2003, con motivo del 40º aniversario del Centro de Estudios Hidrográficos (CEH) en su actual sede, CEDEX editó un libro titulado *La Casa del Agua: 40 años a orillas del Manzanares*, donde Mendiluce destacaba en un texto introductorio las principales actividades desarrolladas por el CEH desde su creación en 1933 y durante su período como director. Por su importancia, estas cuatro grandes líneas de actuación plasman en lo sustantivo el quehacer y las preocupaciones de Mendiluce. Vida y obra, obra y vida, quedan así fundidas en una suerte de vocación hecha camino que Mendiluce hizo al andar, y entre cuyos mojones más salientes cabe divisar los señalados por el propio Mendiluce en aquel año conmemorativo: (1) Evaluación de las disponibilidades hídricas del país; (2) Evaluación de la rentabilidad de las inversiones estatales en materia de riegos; (3) Acueducto Tajo-Segura; y (4), Acción exterior. Trasvase a Santa Elena (Ecuador).

Por otra parte una biografía planteada, tal y como dejó claro Ortega y Gasset (1883-1955), ha de responder no de los hechos y dichos del hombre que nació y murió en tales lugares y fechas, sino del “personaje” oculto que ese hombre oculto aspiraba a ser y ejecutar en la circunstancia que le hubiera tocado en suerte habitar. Desvelar ese yo íntimo se convierte así en la clave del enigma que cada uno es para los otros. Y hay quien se complace en ocultarla. No es éste ni mucho menos el caso de Mendiluce, que pudo muy bien, no obstante, haber hecho suyo el lema de Descartes (1596-1650): *Larvatus prodeoque* –avanzo ocultándome–.

Un mínimo esfuerzo de comprender al hombre y cierta dosis de perspicacia psicológica permiten, sin embargo, entrever un Mendiluce que si ha podido en algún momento ser infravalorado, ello se ha debido primordialmente a su propia forma de ser. Es decir, a su innata modestia y por lo tanto a no estar motivado por medallas, condecoraciones y reconocimientos, sino por el placer que dan los logros. Venturosamente estos últimos contribuyeron, también, al bienestar colectivo de la sociedad –y, por ende, del mundo-, ensanchando sus límites. Y es sabido, según relata Cicerón (106 a. C. - 43 a. C.), que los

epitafios de los más grandes generales romanos, para elogiar sus grandiosos logros, contenían esta sencilla e impecable leyenda: "Amplió los confines del imperio".

Afortunadamente el recuerdo de "Mendiluce persona" repica, tres años después de su muerte, con fuerza y entrañable cariño en los asideros de las memorias de familiares y amigos más cercanos, y de colegas y colaboradores más estrechos. Emerge así, fragmentariamente, el retrato de un hombre tranquilo que siempre estuvo allí y que, desde luego, ayuda a explicar las otras facetas de su vida. Una vida marcada, sin duda, por un carácter muy determinado y una no menos definida vocación. El carácter se convierte, pues, en destino, tal y como recordara el filósofo griego de Éfeso Heráclito (535 a. C. – 475 a. C.).

Un carácter, además de una clara y temprana vocación, que, en el caso de Mendiluce, supieron encauzarse feliz y convenientemente para animar un firme propósito de vida: la búsqueda personal de la excelencia en el ejercicio de la profesión de ingeniero. Este énfasis en el carácter individual no es ni mucho menos ocioso, ya que nos faculta a vindicar y, en su caso, subrayar las características únicas y singulares que nos diferencian como individuos. Así lo entendieron con gran penetración esos magníficos biógrafos, conspicuos conocedores del alma humana, que fueron Stefan Zweig (1881-1942), Emil Ludwig (1881-1945) o André Maurois (1885-1967).

Por todo ello es tan importante el estudio de la historia, que no es otra cosa que el conocimiento derivado del esfuerzo por entender al hombre. En este sentido, la historia oral constituye una más que útil herramienta en lo que tiene de recopiladora de recuerdos, memorias e ideas que, pudiendo ser novedosas, puedan servir tal vez de base para futuras investigaciones.

Precisamente el conjunto de entrevistas individuales que sigue a continuación se inscribe en esta metodología para, sobre todo, servir de reflexión sobre lo que Javier Gomá (1965) ha denominado, con tanto acierto, "la imagen de tu vida", retomando el ejemplo inmortalizado por Séneca (4 a. C. – 65 d. C.). Éste, como se recordará, al ser condenado a muerte por Nerón (37 d. C. – 68 d. C.) y privado de hacer testamento, dijo a sus allegados que les dejaba lo mejor de él: "la imagen de su vida". Desde este punto de vista, asomarse a las páginas de la vida de Mendiluce es, obviamente, una oportunidad para reflejar la imagen de su vida o, si se quiere, de plasmar la perfección del transcurso vital de su persona. Esto es, de reflexionar sobre el modo en que ha perdurado su recuerdo, como referencia, en la memoria individual de algunas de las personas que más y mejor lo conocieron: "referencia, pues, a la ejemplaridad general, definitiva y perdurable de una persona, rememorada por quienes la sobreviven", tal y como escribe Gomá.

Más importante aún, este aura de ejemplaridad que guardan unas personas en el recuerdo de otras es inextricable de la misma acción de recordar. Esto es de hecho lo que, entre otras cosas, se narra en un célebre cuento de Jorge Luis Borges (1899-1986), titulado *Funes el memorioso*, a propósito de la ambivalente capacidad humana para recordar y olvidar selectivamente. Al fin y al cabo, como escribe Gabriel García Márquez (1927-2014) en el epígrafe de sus memorias, "la vida no es la que uno vivió, sino la que uno recuerda y cómo la recuerda para contarla".

Sea como sea, solo será el paso del tiempo lo que nos permita, desde la atalaya de la perspectiva, ir calibrando la altura de ese hombre tranquilo, enemigo de toda estridencia, que fue Mendiluce. En esa línea, el conjunto de entrevistas que se presenta al lector no pretende sino acercarnos la imagen más personal y menos conocida de este hombre



José María Martín Mendiluce con el príncipe Juan Carlos y José Torán durante una audiencia al Comité Nacional Español de Grandes Presas en 1973 (Archivo Familia Martín-Mendiluce Romero).

sencillo y de mediana estatura que, no obstante, se agigantaba cuando se armaba de papel, bolígrafo y calculadora.

De José María Martín Mendiluce podría decirse, en fin, lo que Blasco Ibáñez (1867-1928) escribió de su amigo Joaquín Sorolla (1863-1923), que había pasado la vida dedicado a su arte: "Su existencia fue tranquila y laboriosa, como lo fue la de los frailes pintores que, vecinos del Renacimiento, trabajaban en sus monasterios, en la santa calma del fervor artístico".

JMAR.: José Manuel Armenteros Rius (ingeniero de Caminos)

GC.: Gabriel Cabezas Vélez (ingeniero hidráulico)

JFN.: Jorge Fanlo Nicolás (ingeniero de Caminos)

JLG.: Javier Luján García (ingeniero agrónomo)

JMMMR.: José María Martín-Mendiluce Romero (economista)

JCMMR.: Juan Carlos Martín-Mendiluce Romero (ingeniero de Caminos)

MMMR.: Marta Martín-Mendiluce Romero (titulada en Marketing)

RMMR.: Ramón Martín-Mendiluce Romero (economista)

EME.: Enrique Mendiluce Escobedo (ingeniero de Obras Públicas)

MRE.: Marta Romero Eguiluz (ama de casa)

PSS.: Pascual Sánchez Soria (geólogo)

¿Quién fue José María Martín Mendiluce?

JMAR.: Un guía, un faro, un vivo ejemplo porque sabía ser él mismo en todo momento y circunstancia: recto, estable, serio y, también, con una religiosidad genuina, natural, que no trataba de imponer a nadie, lo que no le impedía ser, intelectualmente hablando, una persona abierta.

JFN.: Una gran persona, sin duda, y con una mente intelectualmente muy bien estructurada.

JMMMR.: Esencialmente, mi padre fue un hombre bueno y tranquilo y bondadoso y generoso y, por encima de todo, una persona humilde en todos los sentidos. Sosegado y pausado, tenía para todos nosotros, los hijos, una indiscutible autoridad moral o *autoritas* que sabía conjugar muy bien con su cercanía e interés como padre. Fue también un gran amigo de sus amigos y, desde luego, una persona de profundas convicciones religiosas. Solía ir de misa a la parroquia de Santa Rita, cercana a nuestro domicilio de Juan Vigón 17, en el madrileño barrio de Chamberí, que es donde crecería toda la familia. No por azar fue él quien diseñó la cúpula de aquella misma parroquia.

EME.: Un gran técnico hidráulico y un buen director del Centro de Estudios Hidrográficos (CEH/CEDEX).

MRE.: Para mí fue una persona realmente maravillosa... además de generosa... nunca supo decirme que NO a nada.

¿Cuál es el primer recuerdo que tiene de Mendiluce? ¿Nos puede contar algo general de su vida?

JMAR.: Como *el cura* de la promoción... Me explico, Mendiluce era en cierta forma una persona secreta,

seleccionada y ejercía una indudable autoridad moral sobre todos nosotros, sus compañeros de promoción.

JFN.: Como una persona callada aunque también muy práctica y siempre dispuesta a ayudar. A mi juicio, su vida estuvo marcada por profundas inquietudes religiosas y profesionales.

JLG.: Uno de sincero afecto y agradecimiento porque fue para mí un referente humano y profesional con muchas cualidades.

JMMMR.: Como un hombre de casa y familia, siempre cercano a nosotros y, sin duda, como un referente permanente a emular tanto a nivel personal y humano como a nivel profesional.

EME.: Mi primer recuerdo de él está asociado a una de sus grandes realizaciones materiales: el trasvase Tajo-Segura, una obra que, al conjugar las necesidades y los medios del momento, contribuyó a enriquecer la zona de Levante.

MRE.: Lo recuerdo como una persona muy reservada y parca en palabras. A decir verdad no me impresionó la primera vez que nos presentaron, pero José María era muy persistente. Anécdotas muchas, claro... sobre todo las que recuerdo de los numerosos viajes que hicimos juntos, porque viajamos extensivamente a lo largo y ancho del mundo (Centroamérica, China, Ecuador, Perú, Vietnam, etcétera). Así por ejemplo, las estancias cortas que hacía en Ecuador por motivos de trabajo de José María, que pasaba largas temporadas en aquel país. Trabajé en Santa Elena (Ecuador), y trabajé mucho, ocupándome de la intendencia general y organización de las comidas de los ingenieros que acompañaban a José María. Esto lo recuerdo vívidamente, así como el tiempo caluroso y húmedo que hacía en Ecuador, país de gentes amables y generosas... y de mujeres tentadoras para los hombres.

RMMR.: Como un atento y dedicado esposo. Sería difícil encontrar a alguien que haya querido tanto y tan devotamente a una mujer –en este caso mi madre, Marta Romero–, como mi padre. Y también como una persona que valoraba hondamente la dignidad profesional y la honestidad personal: "sé honesto y firma únicamente lo que puedas pagar"; nos solía recordar.

¿Un rasgo que destacaría de su carácter y personalidad?

JMAR.: Ante todo, como una persona que defendía sus verdades sin imponer, haciendo uso de buenas formas... De pocas palabras, pausado y afable.

JLG.: Mendiluce era una persona sencilla y apacible en el trato que huía de toda polémica. Tengo que señalar en este sentido, y para mi sorpresa, que el tuteo fue la pauta impuesta por Mendiluce desde el principio de nuestra relación profesional, y ello pese a la diferencia de edad y al prestigio que había adquirido Mendiluce, que era ya una figura para muchos de nosotros.

JMMMR.: Carisma.

JCMMR.: Timidez. Era un hombre justo y poco hablador, con una moral intachable y mucho sentido del humor.

EME.: Humanamente Mendiluce fue una gran persona... Sencilla, apacible, cordial, inteligente... Con una educación exquisita... Además, se preocupaba de su gente y nunca lo vi abroncar a nadie.

MRE.: Su profunda y sentida religiosidad... y su fe, que lo acompañó hasta el final mismo de su vida. Por otra parte era una persona muy curiosa... lo que hacía que todo lo tuviéramos que ver y conocer en nuestros viajes... era agotador. Era sobre todo una persona muy trabajadora, realmente incansable.

¿Un rasgo físico y/o de apariencia?

JMAR.: Nada destacable en realidad. Nada presumido... No era de esas personas que se peinan y lustran los zapatos cinco veces al día ni nada parecido. Vestía formalmente y, desde luego, no era hombre de farra.

JLG.: Buena presencia física..., era evidente que era una persona muy bien cuidada.

JMMR.: De estatura media, y calvo desde muy joven, vestía habitualmente de la forma más clásica: con traje y corbata.

JCMR.: Lo recuerdo en su clásico abrigo Loden de color verde, y cuando salía de pesca nunca olvidaba la gorra y las clásicas gafas Ray-Ban. Fumaba Kent y solía llevar boquillas para los pitillos.

EME.: ¡Calvo! E invariablemente vestido correcta y convencionalmente con traje, o según lo requiriera la situación.

MRE.: Como me encargaba de llevar los asuntos generales del hogar, era yo la que me ocupaba también de su ropa. José María no era ni mucho menos presumido a la hora de vestir, y se encontraba a gusto vistiendo trajes clásicos.

¿Nos puede contar algo de los padres y lugar de nacimiento de Mendiluce, de su infancia y primera juventud?

JMMR.: Mi padre era natural de Madrid, donde vino al mundo el día 31 de enero de 1925 en el seno de una familia acomodada y en donde iba a transcurrir su infancia y primera juventud. Su padre, Juan, médico militar, procedía de Arroyos Molinos de León (Huelva), mientras su madre M^a Jesús, ama de casa, provenía de Pamplona (Navarra). Siendo el varón benjamín de tres hermanos, tuvo, junto a sus dos hermanas M^a Jesús y Mariví, una infancia feliz y normal.

Mi madre, Marta Romero Eguiluz, nació el 25 de agosto de 1932 en San Sebastián (Guipúzcoa), hija de Alberto y Ramona, procedentes ambos de la misma ciudad. La vinculación de nosotros, los Mendiluce, con Donostia iba a ser desde entonces permanente: cinco de mis hermanos nacieron aquí, adonde vendríamos a pasar las vacaciones estivales, mientras otros dos lo hicimos en Madrid.

MRE.: Yo llegué a conocer a su madre, persona de gran inteligencia. En cuanto a su padre, médico militar, sé que era andaluz y amigo del conde de Romanones.

¿En qué medida cree que influyó en la vida y trayectoria profesional de Mendiluce su estrecha vinculación, por motivos familiares, con Navarra y el País Vasco?

JFN.: Posiblemente en su tenacidad aunque, por forma de ser, era mucho más navarro que vasco.

JMMR.: La tenacidad típica de los vascos en general y los navarros en particular.

MRE.: Siempre tuvo gran apego a Navarra y al País Vasco.

¿Nos puede contar algo de los primeros años de Mendiluce en Madrid, adonde se traslada para empezar a estudiar Ingeniería de Caminos?

JFN.: Tardamos cuatro años en ingresar en la Escuela de Caminos, que dependía entonces del Ministerio de Obras Públicas. La carrera propiamente dicha se extendió de 1945 a 1950 y cuando la terminamos, tal y como era la norma, lo hicimos con la condición de funcionario del Estado. Fuimos además la primera promoción a cuyos miembros se dio la posibilidad de salir al extranjero con pasaportes -concretamente a Italia en viaje de fin de carrera.

JMMR.: Sé que se trasladó toda la familia al domicilio familiar de la calle Ayala 6 de Madrid a mediados de los años cuarenta, que es cuando Mendiluce inicia sus estudios de Ingeniería.

¿Sabe cuáles fueron sus profesores más queridos y sus referencias intelectuales -dentro y fuera del mundo de la ingeniería?

JFN.: Había para todos nosotros dos figuras que, como profesores, eran realmente icónicas: José Entrecanales y Clemente Sáenz.

¿Qué leía? ¿Tenía otros intereses intelectuales aparte de la ingeniería?

JFN.: Era muy aficionado a los deportes, y recuerdo que solía jugar al fútbol en la posición de interior derecha.

JMMR.: Mi padre contaba con una notable amplitud de intereses intelectuales. Era un voraz lector que leía prácticamente de todo -poesía, novela, ensayo y, lógicamente, todo lo relacionado con su profesión, etc.-, gustando de la lectura diaria de prensa, de lo que da cuenta su sempiterna suscripción al diario ABC. Relacionada con su consumada bibliofilia estuvo su gusto por la escritura o, al menos, por dejar constancia de todo por escrito. En este sentido, mi padre fue claramente un hombre perteneciente a la era *Gutenberg*.

También, y gracias a su cabeza y buen oído, llegó a dominar el francés, que le enseñó mi madre, y el inglés, aprendido en aquellos largos viajes en autobús por la vasta geografía americana en su época como estudiante en el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT, por sus siglas en inglés) de Boston (EE UU), en 1951.

A título de curiosidad, fue socio del Real Madrid durante muchísimos años -aunque fueran otros los que disfrutaran del abono anual-, y entusiasta jugador de tenis. Fue igualmente socio del Club de Campo Villa de Madrid y del Real Automóvil Club de España (RACE).

Siempre enamorado de España, mi padre fue también un gran viajero que, debido a su trabajo y responsabilidades, tuvo la oportunidad de conocer prácticamente casi todo el mundo -siendo pocos los países que dejara de visitar-, con especial predilección por Estados Unidos, Europa y Latinoamérica. Mi madre Marta lo acompañaría en muchos de ellos, una vez fue creciendo la familia, gustando ambos de conducir y hacer, de vez en cuando, largos viajes por carretera. Y de sus viajes, como tantos padres, nos traían toda clase de *souvenirs*.

JCMR.: Le gustaba ir de pesca con su compañero, amigo y cuñado Rodolfo Urbistondo en una barquita

llamada *Goizeco Izarra (Estrella de la Mañana)*, por el Cantábrico, no lejos de San Sebastián, aunque no faltó la ocasión en que perdieron un motor en alta mar... eran unos auténticos lobos de mar.

MRE.: Fue siempre un gran lector. Además, le gustaban muchísimo los juegos de naipes, especialmente el mus, y el cine y la música clásica y ver la televisión en casa y el fútbol y ver jugar a la pala en los frontones.



Un joven Mendiluce –en la foto, el tercero por la derecha y detrás de la actriz británica Audrey Hepburn–, durante su estancia académica en los Estados Unidos a principios de los años 50 (Archivo Familia Martín-Mendiluce Romero).

¿Cómo era como persona?

JMAR.: Una buena persona que fue, en muchas ocasiones, un auténtico salvavidas para mí.

JMMR.: Una persona absolutamente normal, accesible y dedicada al cuidado de sus hijos aunque, eso sí, siendo mi madre, mujer de indiscutible carácter, el gran pilar y la fuerza motriz del hogar Mendiluce. Persona de costumbres fijas, a mi padre le gustaba ver los Telediarios de Televisión Española todos los días. Disfrutaba igualmente de la buena comida, en la que no podía faltar el vino y, en ocasiones sociales, de un vaso de *whisky*, y hasta cumplidos los cuarenta fue un empedernido fumador de Ducados y Winston. Recuerdo gratamente que solía también llevarnos al cine –en la Plaza de Chamberí, no lejos del domicilio particular–, a disfrutar de aquellas sesiones continuas de fin de semana que tanto marcaron la educación sentimental de tantos españoles de mi generación.

JCMMR.: Me impresionaba su grado de concentración a la hora de trabajar en casa. Se sentaba en la mesa del cuarto de estar, con todos sus hijos viendo la tele y jugando, y trabajaba sin inmutarse, abstraído en sus números y en lo que escribía con un bolígrafo Cross en una letra diminuta.

MMMR.: Una persona absolutamente sencilla, accesible y con la gran suerte de ser un enamorado de su profesión, con la que tanto disfrutaba y a la que dedicaba sin importarle parte de su tiempo libre.

RMMR.: Callada y, al mismo tiempo, de fácil y cómodo trato.

MRE.: Cuando estaba en casa continuaba trabajando y apenas se perturbaba por nada, ni siquiera por la natural algazara de los niños a su alrededor. No recuerdo que los regañara por nada.

Hay, supongo, miles de anécdotas que nos pueda contar sobre Mendiluce, ¿podría relatar una que en su opinión lo defina como persona?

JMAR.: Mendiluce daba siempre la cara por nosotros. Si había que hablar con alguien en una situación comprometida Mendiluce no dudaba en salir al frente y hablar con quien fuera necesario –peones camineros, policías, comisarios-. Su papel era el de *pacificador*. Y gracias a esto y a sus formas pudimos salir airosos de no pocos trances con las autoridades.

JFN.: Recuerdo cierta ocasión, estando José María postrado en sus últimos años de vida, cuando le pregunté si dada mi locuacidad le molestaba que hablara tanto, y él, simple y tranquilamente, me contestó significativamente: “No te preocupes por nada, Jorge, porque no tengo obligación de contestar”.

JLG.: Hay una anécdota de carácter profesional muy significativa para mí porque tuvo lugar al comienzo de mi propia trayectoria profesional. Fue concretamente en el proyecto de aprovechamiento integral del río Segre en Lérida, donde el mismo Mendiluce solicitó mi concurso para hacer una valoración agrícola de diez embalses en la cabecera de dicho río. Su actitud durante el desarrollo del trabajo me dio mucha confianza y eso es algo que uno nunca olvida cuando empieza a trabajar.

JMMR.: ¡Sí... claro! Al enterarse de que mi madre iba a colgar en una de las paredes de la casa su título de licenciado de ingeniero de Caminos, en el que figuraba su calidad de número uno de su promoción, mi padre lo hizo desaparecer para, como la persona de innata modestia que era, no dar muestras de ostentación y vanidad. Hasta la fecha, tengo que decir, no lo hemos encontrado.

RMMR.: Hay una anécdota que nunca se me olvidará. Fue cuando nos trasladamos al que iba a ser nuestro último domicilio familiar. La carretera de acceso a la urbanización estaba recién hecha, por lo que no puede extrañar que aquella se empezara a descalzar tras una enorme tromba de agua. Sin arredrarnos, y encabezados por mi padre, cogimos todos los hermanos mayores nuestras azadas y palas para, no sin esfuerzo, conseguir finalmente desviar el cauce del agua y así impedir que esta nos afectara. Lo recuerdo todavía hoy como algo muy auténtico y bonito, luchando por lo nuestro frente a los elementos.

¿Qué otras cualidades humanas destacaría en Mendiluce?

JMAR.: Nunca fue un botarate... Su sencillez y seriedad le hacían acomodarse fácilmente a las circunstancias... No era el típico cascarrabias exigente y maleducado.

JLG.: Aparte de su sencillez me gustaría destacar también su cordialidad y bondad. La convivencia como compañeros de trabajo, sobre todo en Ecuador, estuvo presidida en todo momento por el respeto recíproco, y me permitió constatar muchas de sus cualidades humanas. Un aspecto de su personalidad que quisiera destacar era la virtud que tenía Mendiluce para saber disculpar los errores ajenos..., no recuerdo haberlo visto reprender nunca a nadie. Y todo esto sin menoscabo de su autoridad.

JMMR.: Tanto en mi padre como en mi madre, su gran atención a las buenas formas, lo que antes se llamaba

urbanidad, y que se traduce por saber estar, que siempre es importante, y por saber respetar a los demás como personas. Al fin y al cabo, todo es una cuestión de valores y, desde luego, de tener buenos ejemplos.

RMMR.: Su absoluta falta de presunción. Nunca colgó un título en las paredes de la casa ni hizo ostentación de los reconocimientos y condecoraciones que le fueron otorgados en vida (Hijo Adoptivo de la Ciudad de Murcia, la Medalla de Honor de los Ingenieros de Caminos, la Gran Cruz de la Orden del Mérito Civil, etc.).

¿A qué atribuye la vocación como ingeniero de Mendiluce? ¿Qué fue lo distintivo de Mendiluce como ingeniero?

JMAR.: Al hecho de ser un absoluto enamorado de su profesión. Profesionalmente Mendiluce era un perfeccionista que no dudaba en revisar una y otra vez lo ya hecho. Compartía los éxitos profesionales con los demás, de forma colectiva, y asumía individualmente los errores. Tampoco dejaba que consideraciones políticas interfirieran en sus proyectos profesionales.

JFN.: Como era normal en la época, a la ilusión de su padre porque el hijo fuera ingeniero de Caminos, una profesión con mucho prestigio social. En todo caso, estoy seguro de que José María habría podido destacar en cualquier campo profesional..., era una persona muy capaz.

JLG.: Tenía una gran cabeza en la que cabían todas las cifras y era muy claro hablando, al tiempo de tener la capacidad de sintetizar y exponer con la mayor sencillez conceptos de gran complejidad..., no era nada abstruso. Lo más importante, con todo, era que sabía por intuición y experiencia el orden de magnitud de las cosas, como quedó demostrado en las obras del trasvase de Santa Elena (Ecuador): supo muy anticipadamente cuál iba a ser finalmente el orden de magnitud del caudal de agua a trasvasar, lo que no era fácil de evaluar *a priori*. Todo ello hizo de él un excelente ingeniero. No me extraña que Mendiluce gozara de tal categoría y prestigio profesional entre sus compañeros y entre mis propios colegas.

JMMR.: Siempre tuvo claro que se quería dedicar a la ingeniería. A su vocación profesional, habría que añadir su extraordinaria capacidad matemática, sus dotes de gran planificador, el hecho de tener las ideas muy claras y ser una persona muy constante y sistemática en el desempeño de su profesión y, por encima de todo, su gran intuición para saber radiografiar con suma rapidez la naturaleza de un problema técnico dado. Todo lo cual se vio reforzado, además, por un acusado sentido de su profesión como servicio público al país que tanto amó y que tan bien conocía.

RMMR.: Una mente prodigiosa y, por supuesto, saberse rodear de un magnífico equipo de colaboradores.

MRE.: José María amaba su profesión.

¿Qué representó para Mendiluce ser director del Centro de Estudios Hidrográficos (CEH/CEDEX)? ¿Cómo caracterizaría su gestión al frente del CEH?

JMAR.: Como el sueño de su vida y como la oportunidad de solucionar los problemas de sus conciudadanos. Desde este punto de vista, estimo que su visión de

la ingeniería hidráulica, concebida en términos de planificación a largo plazo, sigue siendo actual.

JFN.: ¡Su vida! Y si ocupó tal cargo fue porque, en materia de planificación hidráulica, José María era una figura indiscutida.

JLG.: Fue ciertamente muy importante para él ser director del CEH, en donde impulsó un amplio abanico de actuaciones. Sí quisiera destacar, por la incidencia que tendría en años venideros, el acuerdo de cooperación técnica hecho entre la Dirección General de Obras Hidráulicas y la institución americana Bureau of Reclamation -toda una referencia mundial en temas relacionados con la gestión del agua-, en el que fue designado como organismo gestor el CEH (CEDEX). Pues bien, Mendiluce gestionó durante doce años dicho acuerdo de colaboración que, entre otras cosas, nos permitió a los ingenieros de las Confederaciones Hidrográficas y del CEH participar en el programa Irrigation Management Service (IMS), y entrar en contacto con los mejores especialistas en este campo procedentes de las más prestigiosas universidades e instituciones americanas. Fue ésta, sin duda, una experiencia tremendamente fructífera que fue renovándose en el tiempo para dar pie a otros igualmente provechosos proyectos de intercambio.

JMMR.: ¡Su vida! Sus casi veinte años al frente de esta institución reflejan no solamente su vocación de servidor público, sino también su talante liberal como persona que superponía el trabajo y las personas a cualesquiera otras consideraciones. Supo así trabajar para Administraciones de diferente signo político, que es siempre una cualidad a valorar.

EME.: Fue un orgullo personal y, por consiguiente, creo que satisfizo todas sus aspiraciones profesionales. Esto, unido a sus capacidades y a su reconocido prestigio como técnico hidráulico, hizo que el CEH conociera un período de gran actividad a lo largo de casi dos décadas. Durante este dilatado espacio de tiempo y dado su perfil profesional, el trabajo de Mendiluce como director, más que en la gestión, en donde contó con la inestimable ayuda de Delfín Pulido, se concentró sobre todo en tareas eminentemente técnicas.

MRE.: Una gran alegría. Estaba contento y encantado de ser director.

¿Cuál es el principal legado que como ingeniero, en su parecer, ha dejado Mendiluce? ¿Cree que dejó una impronta en el CEH? ¿En qué forma?

JMAR.: Fue un ejemplo único. Su manera de pensar y resolver los problemas era *españolista* en el sentido de que confiaba mucho en las capacidades propias del país, y trataba, si podía, evitar depender de soluciones importadas para problemas autóctonos.

JFN.: Un legado extraordinario, al menos desde el punto de vista del ingeniero de los años 50 del siglo pasado. Para mí, José María ha sido uno de los grandes ingenieros hidráulicos españoles del siglo XX.

JLG.: No hay la menor duda... Mendiluce dejó una profunda huella o impronta en el CEH. Por esto, además de por su acreditada competencia técnica, lo considero uno de los ingenieros hidráulicos españoles más brillantes de la segunda mitad del siglo XX.

JMMR.: Puestos a destacar las principales actividades desarrolladas durante su período directivo (1968-1986), yo señalaría: (1) Estudio de las disponibilidades hídricas del país y de la rentabilidad de las inversiones estatales en materia de riegos; (2) Acueducto Tajo-Segura; y (3), Traslase a la península de Santa Elena en Ecuador.

EME.: ¡Claro que dejó impronta!... Fue, como ya he dicho, una de las direcciones más largas del CEH.

De vivir en estos tiempos, ¿cómo cree que se habría desarrollado la trayectoria profesional su padre?

JMMR.: De igual manera pero seguramente con otros medios.

JCMMR.: Seguiría trabajando como asesor de planificación hidráulica a nivel mundial, como hizo después de jubilarse oficialmente, con asesorías en Ecuador, China, EE UU, etc.

RMRR.: Con otros medios, evidentemente. Dichos medios nunca suplirían, en cualquier caso, la falta de aquellos grandes pensadores y planificadores tan característicos de otras épocas.

¿Cuáles son, a su juicio, las épocas y años fundamentales en la vida de Mendiluce?

JMMR.:

-Épocas: posguerra española, dirección CEH/CEDEX (1968-1986).

-Años: (1) nacimiento en 1925; (2) fecha obtención título de ingeniero de Caminos con el número 1º; (3) año de formación en el MIT (1951); (4) matrimonio con Marta en 1955; y (5), fechas de los nacimientos de sus hijos (1960, 1962, 1963, 1965, 1966, 1968 y 1970).

JCMMR.:

-Épocas: años 80, cuando empieza la colaboración del CEH con el Gobierno de Ecuador.

-Años: Cuando nos cambiamos a vivir a la urbanización de Santo Domingo (Madrid) en 1982, urbanización en la que además mi padre tuvo el inmenso acierto de ir comprando parcelas en las que luego nosotros, los hijos, construiríamos nuestras propias casas.

¿Usted diría que las instalaciones del CEH son una de las obras más representativas de Miguel Fisac? ¿Por qué? ¿Sigue siendo a su juicio, pese al tiempo transcurrido, una construcción moderna?

EME.: Conocí y traté personalmente a Miguel Fisac y puedo asegurar que siempre consideró el edificio del CEH, dentro del conjunto de su obra, como a su hijo predilecto. Conceptualmente el edificio, un icono de la arquitectura contemporánea, ofrece una visión y unos rasgos que lo sitúan muy por delante de la época en que fue construido: funcional, luminoso, dotado con instalaciones muy vanguardistas para su época... Todo en él estaba pensado. Pese al tiempo transcurrido sigue siendo moderno en muchas maneras. Quiero recordar, además, que Fisac me deparó un trato directo, cordial, de amistad y que siempre rehusó cobrar las supervisiones de mejora y mantenimiento que se hicieron del edificio.



José María Martín Mendiluce saludando al primer ministro chino, Li Peng, durante una visita oficial a Pekín (China) en 1991 (Archivo Familia Martín-Mendiluce Romero).

JOSÉ MARÍA MARTÍN MENDILUCE EN EL RECUERDO DE PASCUAL SÁNCHEZ SORIA (geólogo del CEDEX y colaborador con Mendiluce)

¿Nos puede contar algo general sobre Mendiluce y de su colaboración con él en los trabajos del trasvase de Santa Elena (Ecuador)?

PSS.: Nuestro trabajo en Ecuador se inició en 1975 con un convenio de cooperación técnica a través del Ministerio de Asuntos Exteriores con CEDEGE (Comisión para el Desarrollo de la Cuenca del Guayas). Posteriormente, y ya mediante un convenio directo entre CEDEGE y el CEDEX, continuaron con la ejecución de los estudios de base y redacción del proyecto de trasvase de agua del río Daule a la península de Santa Elena con un caudal de 44 metros cúbicos por segundo. El objetivo final de dicho trasvase, articulado en dos fases, era dotar el regadío de unas 40.000 hectáreas así como suministrar agua industrial y de abastecimiento a la población de dicha península. La inversión final del desarrollo de la primera fase alcanzó aproximadamente los 800 millones de dólares.

En este sentido, el CEH (CEDEX) se sirvió de su reciente experiencia en la planificación y desarrollo del trasvase Tajo-Segura (1966-1979) para llevar a cabo las obras en Ecuador, que cristalizaron primero en forma de estudio y diseños de ejecución en colaboración con algunas de las empresas españolas subcontratadas, y luego, en la asistencia técnica durante las obras a nuestros homólogos oficiales de aquel país (CEDEGE). Por tanto, el CEH estuvo presente en todas las etapas del desarrollo del trasvase que habrían de durar más de 25 años. Asimismo, la relevancia de este proyecto llevó a su vez a que Mendiluce dirigiera también la planificación hidrológica de todo el país en colaboración con el Instituto Nacional de Recursos Hídricos (INERHI).

En su calidad de director y supervisor del proyecto, Mendiluce estuvo en Ecuador en numerosas ocasiones coordinando la realización de los trabajos. Yo pasé, como técnico del CEDEX, largas temporadas en Ecuador que me dieron la oportunidad, además de recorrer y conocer todo el país, de convivir con Mendiluce en el trabajo y de compartir la misma casa que se habilitó al efecto para que nos pudiéramos alojar cerca del lugar de trabajo.

Desde este punto de vista fuimos, más que otra cosa, estrechos compañeros de trabajo.

Como técnico, me llamó la atención su agilidad mental y capacidad de trabajo. De esto tuve constancia con motivo de una ocupación de tierras por parte de la población local, no lejos de Guayaquil y en un tramo por el que había de discurrir el trasvase, que nos obligó, con los sobrecostes económicos consiguientes, a buscar una ruta alternativa cuya necesidad había que fundamentar en un informe justificativo a presentar ante las autoridades del país. Pues bien, dicho y hecho: Mendiluce en tan solo unos pocos días realizó un extenso y bien estructurado informe que incluso rebasó los estrictos requerimientos del trabajo. También llamó mi atención, dado su nivel de competencia profesional, la receptividad y sensibilidad que siempre supo mostrar a las objeciones y observaciones técnicas que pudiera hacer el personal técnico a sus órdenes.

A nivel más personal y gracias a nuestra estrecha convivencia, pude comprobar personalmente que su caballerosidad y generosidad nunca estuvieron ausentes y que, de natural tímido, era en realidad un ser bondadoso y preocupado por el bienestar de los demás. También, se hacía notar por su curiosidad y espíritu aventurero cuando decidíamos arrojarnos a recorrer en automóvil los caminos del país andino. Una última anécdota, que aprecié sinceramente, fue cuando el Gobierno de Ecuador, a través del presidente de la República, me condecoró en el año 2000 por mis servicios al país, y Mendiluce tuvo a bien acompañarme desde Madrid para la ocasión... Un gran gesto de su parte, sin duda.

JOSÉ MARÍA MARTÍN MENDILUCE EN EL RECUERDO DE GABRIEL CABEZAS VÉLEZ (ingeniero hidráulico y hómologo de Mendiluce en Ecuador)

¿Nos puede contar algo general sobre Mendiluce y de su colaboración con él en los proyectos de ingeniería hidráulica desarrollados en Ecuador?

GC.: A José María Martín Mendiluce lo conocí en el año 1976, cuando regresé de mis estudios de Maestría en el exterior en ingeniería civil especialización hidráulica, por la Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas, CEDEGE, y como funcionario de ella, me encargaron ser integrante principal de la contraparte ecuatoriana, dentro del Convenio de Cooperación Técnica no reembolsable que se había suscrito entre los gobiernos de España y Ecuador para desarrollar lo que se denominó "Estudio de Base del Plan Hidráulico Acueducto de Santa Elena, PHASE".

Simultáneamente a este proyecto, CEDEGE, impulsaba otro proyecto de regulación de las aguas del río Daule, mediante los estudios del Proyecto de Propósito Múltiple "Daule-Peripa".

Mendiluce, con su enorme capacidad técnica y sobre todo una visión global del aprovechamiento de los recursos naturales, planteó, con audacia digna de los primeros españoles que llegaron a América, la necesidad de integrar ambos proyectos, pues al ser el PHASE un usuario importante del río Daule, era de altísimo interés el vincular ambos proyectos para maximizar sus beneficios, de esa manera ya el PHASE se integró al desarrollo de lo que se denominó "Sub Región Daule-Santa Elena".

Esto nos va ya perfilando quién fue José María Martín Mendiluce pues, al estar estos proyectos en estadios muy distintos de desarrollo, Daule-Peripa en estudios finales de factibilidad y en proceso de financiamiento por el Banco Interamericano de Desarrollo, BID, y el PHASE todavía a nivel de idea preliminar, no fue óbice para que plantease, con pleno convencimiento y una sencillez técnica impresionante, ante las autoridades de CEDEGE primero, del gobierno ecuatoriano luego, y de las instancias internacionales de crédito después, la idea de un aprovechamiento conjunto, no solo desde el punto de vista hidráulico, sino de maximizar la vertiente energética del proyecto Daule-Peripa y, a partir de éste, incursionar en el Plan Nacional de Desarrollo Eléctrico del Ecuador.

Esto lo puedo afirmar rotundamente, ya que, por diversas circunstancias de orden técnico, fui asumiendo, en el tiempo, y siempre con la cooperación de Mendiluce, el cargo de Director del Proyecto PHASE y, como tal, responsable ante las autoridades ecuatorianas del Proyecto PHASE tanto en la etapa de estudios con el CEH, como en las posteriores de construcción y ya como Director Ejecutivo de CEDEGE en la fiscalización y primera etapa de operación del PHASE, donde siempre encontré en Mendiluce una permanente disposición de ayuda, aún después de su jubilación como funcionario.

A nivel más personal, destacaría sin duda alguna su humildad profesional pues, teniendo un envidiable bagaje técnico, lo unía a su capacidad de involucrarse de lleno en sacar el mayor aprovechamiento a los proyectos ya no del específico motivo del Convenio de Cooperación Técnica, sino de ampliar el horizonte del proyecto insertándolo en una realidad de un inventario nacional ecuatoriano de otros recursos naturales renovables y, como un nuevo "Caballero de la Mancha", entendida esta aseveración por un comportamiento humano lleno de sencillez y claridad técnica, plantear, ante quien hiciese falta, sus convincentes y claros conceptos técnicos y exponer sus planteamientos, ideas y la necesidad de ampliar los meros horizontes de un proyecto sectorial.

La seguridad técnica y sus dones humanos de humildad, sencillez, claridad y convencimiento que lo caracterizaban, lograban penetrar en los estratos de mayor capacidad de decisión del país, de ser escuchado, e ir poco a poco, pero con plena seguridad avanzando en su visión integral del desarrollo hidráulico e hidroeléctrico ecuatoriano.

Mendiluce, sin dejar ni un momento sus obligaciones como director del Centro de Estudios Hidrográficos de España, CEH, se transformó en un adalid de una nueva incursión de la ingeniería y técnicas españolas, para volcarse en pro de los proyectos que, Ecuador, como otros países de América Latina, demandaban de la cooperación ibérica.

Fue un verdadero "Embajador" en lo técnico y supo integrar equipos multidisciplinarios de España con Ecuador, para librar nuevos desafíos técnicos que permitieron dar un nuevo giro a los proyectos de desarrollo en el Ecuador.

Anecdóticamente, recuerdo sobre todo la pasión que ponía Mendiluce en el Proyecto, contagiaba a quienes trabajábamos con él en la responsabilidad del mismo. Dejó en el perchero su traje y vistiendo la clásica guayabera guayaquileña, y con su pequeña calculadora Casio de bolsillo,

llenó miles de páginas con cálculos numéricos para evaluar diversas alternativas técnicas y obtener, suponiendo un flujo de inversiones en infraestructura, gastos operativos y beneficios en el tiempo, la de mayor beneficio económico.

Fue esa capacidad de involucramiento global, lo que le permitió, con sencillez, pero convencido de sus números, solicitar audiencias ante las máximas autoridades del Gobierno del Ecuador, y presentar, sin uso de ningún medio audiovisual, a estas autoridades su visión de desarrollo que, en más de una ocasión, sirvió para, en una aparente marcha atrás en otros proyectos, sacarlos adelante con una nueva visión.

Cómo no dejar de recordar que, por su actuación, se revisó el Plan de Desarrollo Eléctrico del Ecuador y se definieron nuevas prioridades. Asimismo, cuando los sucesivos gobiernos ecuatorianos tomaban una decisión que, en su pensamiento y cálculos, no era la más acertada, se dirigía, sin temor alguno, pero con decisión y solidez técnica, para dejar por escrito su criterio, por lo que en el Ecuador y sus autoridades en casi veinte años, la figura de Mendiluce no pasó jamás desapercibida.

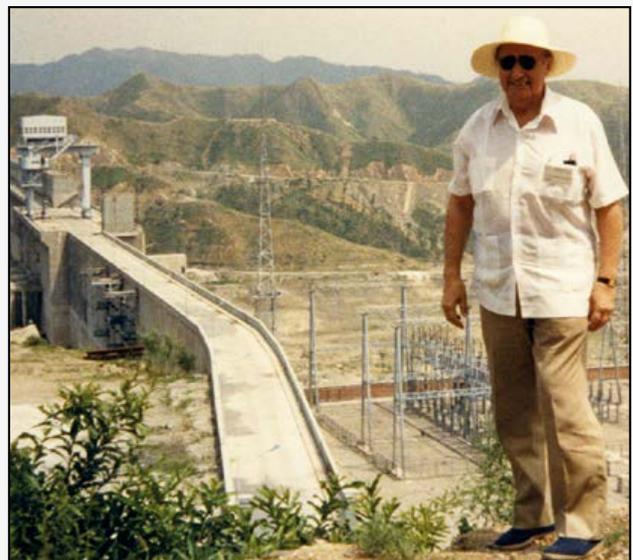
Desde el punto de vista social y humano, Mendiluce poseía sin lugar a dudas un don de gentes que pocas personas tienen. Para el proyecto PHASE en Guayaquil, logró que los funcionarios técnicos españoles que se desplazaban para el proyecto conviviesen juntos en una misma casa, situación que rompía los esquemas de unos alojamientos fríos e individuales en hoteles. Creó unos verdaderos "hogares de familia" en la que residían los técnicos españoles, que conllevaba a una mayor integración. A esos "hogares" se invitaba a tertulias, con directivos, técnicos de la contraparte ecuatoriana, o vinculada de una u otra manera al proyecto, logrando derrumbar las clásicas reticencias de las personas a abrirse a un diálogo mucho más allá de las meras situaciones técnicas, de las que se partía, para llegar a profundizar en aspectos humanos de familia, de región y de país.

Profesionalmente hablando, lo que hacía distintivo a Mendiluce como ingeniero era sin duda su visión integral de los proyectos. Mendiluce no era, en términos estrictos, un especialista en solo un campo de la ingeniería. Fue eso y mucho más. Tenía una visión muy especial de la necesidad de que los proyectos fuesen, en último término no solo canales y presas o cualquier obra de ingeniería bien realizada. No, debían responder a un aprovechamiento de los recursos naturales de la región y del país como un todo armónico. Por ello, es de destacar su particular concepción de la cooperación internacional en materia de grandes proyectos de aprovechamientos hidráulicos, destacando siempre la necesidad de integrar para el Proyecto la experiencia española en planificación de recursos hídricos, idea fuerza o pasión dominante que lo motivaba mucho, logrando incorporar a los mejores y más competentes ingenieros civiles, agrónomos, mecánicos, eléctricos, planificadores, etc., de España que, acompañados en cada una de sus especialidades por contrapartes ecuatorianas; y articulando un ambicioso conjunto de voluntades y actitudes de manera que, "todos a una" cual Fuenteovejuna, se "metieran" en el proyecto y, sin prisas pero sin pausas, crear una integración técnica y humana que trascendió mucho más allá de las correspondientes competencias técnicas.

En lo que se refiere a los proyectos técnicos de planificación hidráulica en los que colaboré con Mendiluce, tendría que señalar que si bien el PHASE fue el principio de una cooperación técnica con el que el CEH incursionó en Ecuador, su campo de actuación sobrepasó ese ámbito en CEDEGE, donde se intervino en todos los demás proyectos de la entidad. A través de CEDEGE y por necesidad del proyecto, se vincularon otras entidades del sector público ecuatoriano y salieron las nuevas colaboraciones técnicas con el Instituto Ecuatoriano de Electrificación, INECEL, y el Instituto Ecuatoriano de Recursos Hidráulicos del Ecuador, INERHI, cuyo primer Plan Nacional Hidráulico, fue otra de las tareas del CEH.

En particular hay que destacar la visión de Mendiluce con relación al PHASE. Logró convencernos de que no era un simple aprovechamiento hidráulico, sino que la operación de un elevado coste de sus elevaciones de agua, en los dos niveles de aprovechamiento del Proyecto, había que insertarlo o matrimoniarlo con los proyectos de desarrollo eléctrico ecuatoriano. De tal manera, el PHASE se considera como el primer "Proyecto Hidroenergético del Ecuador". Desarrolló todo un modelo de simulación del PHASE, vinculando los desembalses de la Presa Daule-Peripa con los proyectos hidroeléctricos contemplados en el Plan Nacional Eléctrico para que el PHASE fuera considerado como un "usuario" de la energía secundaria de menor valor, es decir, de aquella que, con parque térmico equivalente, no podía colocarse en el mercado eléctrico ecuatoriano.

Eso obligaba a que el PHASE tuviera necesidad de mayores volúmenes de almacenamiento propio, pero esa mayor inversión inicial se pagaba, y con creces, al combinar los desembalses de aguas no comprometidas para otros usos en Daule-Peripa con los excedentes energéticos de las centrales andinas ecuatorianas caracterizadas por grandes saltos, pero pequeños volúmenes de regulación, lo que provocaba excedentes de energía secundaria muy importantes que el PHASE aprovechaba para llenar esos reservorios propios y tener una autonomía tanto hídrica como energética.



José María Martín Mendiluce durante una de sus numerosas estancias de trabajo en Ecuador -en la foto, en la segunda mitad de los años 80 (Archivo Familia Martín-Mendiluce Romero).

CAMINOS DE INNOVACIÓN EN INGENIERÍA CIVIL

Ismael García Carpintero (ingeniero de Caminos),
Jorge Rueda Puerta (ingeniero de Caminos),
Juan Manuel Hidalgo (ingeniero técnico de Telecomunicaciones)
Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (LCEYM/CEDEX)

USO DE DRONES EN EL CEDEX

En los últimos años la tecnología de aeronaves tripuladas de forma remota (RPA) se ha incorporado con fuerza al sector de la construcción. Inicialmente su empleo en este campo ha sido el de la adquisición de imágenes aéreas, lo que combinado con los programas informáticos actuales desarrollados para la restitución fotométrica, ha abaratado y ampliado el alcance de los trabajos topográficos para la elaboración de planos, mediciones de superficies y volúmenes, etc.

Aprovechando que este tipo de aeronaves permite embarcar distintos sensores (no sólo cámaras fotográficas en espectro visible), cada vez más se le están buscando nuevos usos, también en la ingeniería civil.

En dicho desarrollo el CEDEX, como centro de referencia para el estudio de las obras públicas, está en proceso de incorporar esta tecnología para su empleo en diferentes aplicaciones. Por ejemplo, en el ámbito de la mencionada fotogrametría topográfica permitirá mejorar el control de movimientos en terraplenes y laderas, estudiar diaclasados en macizos rocosos, analizar la erosión en costas y riberas, observar la dinámica litoral en playas, etc. En el análisis de la hidrología e hidráulica de los cauces se podrán caracterizar las infraestructuras (puentes, azudes, etc.) que lo afectan.

En el campo de la evaluación de estructuras estas aeronaves tripuladas remotamente facilitarán la inspección en zonas de difícil acceso sin necesidad de disponer de



Figura 1. Preparando dron para las pruebas en el Cerro de los Ángeles (Getafe/Madrid), abril 2017.

medios auxiliares de acceso (por ejemplo para la inspección de aparatos de apoyo en puentes, de cara inferior de tableros, depilas altas, de torres, o de depósitos elevados). En el caso de los puentes de ferrocarril la mejora que supone es mayor si cabe, dada su menor accesibilidad a la ubicación de la estructura y la mayor dificultad



Figura 2. Aeronave tripulada remotamente (Remotely Piloted Aircraft o RPA) del CEDEX para la inspección de estructuras.



Figura 3. Ingenieros y operadores dando los últimos ajustes antes de la primera prueba de vuelo.

de disponer de medios auxiliares de acceso para el personal técnico especializado.

En este tipo de trabajos es necesario que el aparato vuele próximo a la estructura que se quiere inspeccionar para que las imágenes capturadas alcancen el nivel de detalle requerido; además de conseguir los ángulos de visión necesarios para la inspección de todos los elementos de la obra. El mayor condicionante radica en que la propia presencia de la estructura induce turbulencias que pueden afectar a la estabilidad de la aeronave.

Para minimizar el riesgo de impacto con la estructura, además de controlar la posición de la aeronave (mediante fusión sensorial, integrando información proveniente de localización por satélite, navegación inercial y tracking por visión), son de gran utilidad los sistemas de detección y evasión de obstáculos que están empezando a integrarse en estos aparatos (basados en ultrasonidos o láser combinados con procesado de imagen).

Otro campo que se puede beneficiar de esta tecnología es el de las carreteras, gracias a que podría facilitar el control y automatización de aforos o la medición de la retrorreflexión en la señalización vertical elevada.

Además, empleando cámaras de visión infrarroja podrán estudiarse los cambios de humedad en el terreno, analizar la vegetación en riberas, estimar la configuración estructural interna en puentes y muros de fábrica, etc.

Complementariamente al empleo de aeronaves, el uso de embarcaciones tripuladas remotamente capaces de navegar sobre o bajo el agua (por lo tanto de mucho menor tamaño y más cómodo de transportar y pilotar que las embarcaciones convencionales), facilitaría la toma de muestras para el estudio de la calidad de las aguas, en ríos, embalses, lagos y playas. Además permitiría agilizar la realización de batimetrías, tanto en el mar como en aguas interiores.

En una primera inversión el CEDEX ha adquirido dos aeronaves de características diferentes y complementarias. Una de pequeñas dimensiones, gran maniobrabilidad, y fácil despliegue; y otra de mayores dimensiones,

con mayor capacidad de carga, y que admite distintas configuraciones de sensores. La primera dispone de una cámara compacta para adquisición de imágenes y vídeo, que junto con un sistema de procesado de visión le permite tanto el posicionamiento como la detección y evasión de obstáculos.

La segunda aeronave cuenta con dos estaciones de control en tierra: una para el piloto que controla el vuelo, y otra para el operador de inspección que dirige los trabajos. Desde la estación de control de vuelo se gobierna la aeronave con una cámara que permite tener visión embarcada en tiempo real; mientras que desde la estación de inspección se controla otra cámara independiente de alta calidad para la visión y adquisición de imágenes y vídeo (montada sobre una suspensión cardán o gimbal, orientable remotamente).



Figura 4. Operando dron en vuelo.

REFERENCIAS DE ARTÍCULOS PUBLICADOS EN REVISTAS CIENTÍFICAS POR PERSONAL TÉCNICO DEL CEDEX

Título del artículo: La desecación de Las Tablas de Daimiel (1750-1987): cambios agrarios e impactos medioambientales a partir de la interpretación del registro sedimentario
The desiccation of Las Tablas de Daimiel (1750-1987): agricultural changes and environmental impact based on interpretation of the sedimentary record

Autores: A. Celis, R. Mediavilla, J. I. Santisteban, S. Castaño y A. de la Losa

En: *Historia Agraria*, nº 71. Abril 2017, 5-35

Resumen: El Parque Nacional de Las Tablas de Daimiel es un humedal de importancia internacional sometido a una fuerte presión agraria desde el siglo XVIII. El impacto de dicha presión ha sido analizado a partir del estudio de los sedimentos acumulados en el interior del humedal. Se han encontrado varias anomalías sedimentarias que separan al humedal de su comportamiento natural. Se han establecido cuatro épocas de alteración importantes: el primer proyecto de desecación en la década de 1750; el aumento de la superficie cultivada en el entorno durante la segunda mitad del siglo XIX; el intento de desecación promovido durante la Segunda República; y la degradación definitiva en la segunda mitad del siglo XX. Estas perturbaciones han sido corroboradas por fuentes historiográficas, concluyendo que los sucesivos proyectos de desecación desde el S.XVIII, los cambios en la agricultura española contemporánea, la deforestación del entorno y la expansión del regadío han transformado el humedal.

* Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas, CEDEX.

Título del artículo: Caracterización geofísica de superficies estratigráficas: Fondo del vaso y elementos arquitectónicos sedimentarios de Las Tablas de Daimiel (Cuaternario del España Centro-Sur)
Geophysical characterization of stratigraphical surfaces: Basin floor and sedimentological architectural elements of Las Tablas de Daimiel (Quaternary of southern-central Spain)

Autores: J. Rey, J. Martínez, R. Mediavilla, J. I. Santisteban, S. Castaño y A. de la Losa

En: *Journal of Applied Geophysics*, 136. Enero 2017, 387-399

Resumen: Se analiza y compara la eficacia de la tomografía eléctrica (ERI) y el georradar (GPR) como herramientas para estudios sedimentológicos y estratigráficos. Para ello, se realizaron perforaciones de sondeos y prospecciones geofísicas en dos sectores próximos al Parque Nacional de Las Tablas de Daimiel (Ciudad Real, España). En esta zona, el registro del Cuaternario está formado por depósitos siliciclásticos (gravas, arenas y limos) de origen fluvial, por sedimentos ricos en materia orgánica (turba, arcillas orgánicas y arcillas limosas orgánicas) y por carbonatos (depósitos biogénicos formados principalmente de caráceas) depositados en un ambiente de tablas fluviales sobre cuarticas ordovícicas y carbonatos pliocenos karstificados.

La tomografía eléctrica, apoyada por información superficial y subsuperficial (sondeos), ha permitido identificar la geometría de la base del Cuaternario en las dos zonas. La morfología de ese límite está controlada por fracturas y por la karstificación del techo de las calizas pliocenas.

Los 13 perfiles de georradar realizados (antenas de 100 y 250 MHz) han proporcionado información sobre la morfología y la estructura interna de las unidades sedimentarias hasta 4 m de profundidad. Las características que se han observado incluyen: progradación de los sedimentos sobre el borde la cuenca, fosilización de pequeños paleorrelieves por depósitos lacustres y rellenos de canal en depósitos holocenos, y estructuras de colapso en el sustrato neógeno

* Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas, CEDEX.

Título del artículo: Predicción de la humedad del suelo como apoyo a la gestión de humedales semiáridos en episodios secos
Soil moisture prediction to support management in semiarid wetlands during drying episodes

Autores: H. Aguilera, L. Moreno, J. G. Wesseling, M. E. Jiménez-Hernández y S. Castaño

En: *Catena*, 147. Diciembre 2016, 709–724

Resumen: Las zonas húmedas dependientes de las aguas subterráneas en regiones semiáridas son extremadamente vulnerables a los impactos de las sequías, especialmente en sistemas antropizados. Durante los períodos secos, la humedad del suelo es el factor que controla cambios ambientales y ecológicos tales como la expansión de especies invasoras, la combustión de suelos orgánicos, la redistribución de los nutrientes o las alteraciones físicas de los suelos. La herramienta de gestión que se ha desarrollado se basa en el modelo SWAP (Soil-Water-Atmosphere-Plant) que simula la humedad del suelo. Los principales datos utilizados son valores experimentales de las características físicas e hidráulicas de los suelos, medidas de humedad, parámetros de crecimiento de la vegetación y registros meteorológicos. Los gestores pueden usar los valores calibrados para predecir la evolución de la humedad en diferentes escenarios de sequía para seleccionar las opciones de gestión más eficaces que eviten que la humedad alcance valores críticos. La aproximación se ha probado en el Parque Nacional de Las Tablas de Daimiel, humedal semiárido mediterráneo antropizado situado en la España central. Se han calibrado diez modelos de la zona vadosa para diferentes unidades edáficas. También se han estimado las condiciones críticas de humedad para el sobrecrecimiento del carrizo (especie invasora) y para la combustión de la turba. Las simulaciones de un escenario de dos años típicos de sequía indican que las condiciones de humedad crítica para el sobrecrecimiento del carrizo se alcanzan a los 9 o 10 meses tras el cese de una inundación y que las áreas de turba colonizadas por carrizo pueden incendiarse (con un 50% de probabilidad) al final del período simulado.

* Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas, CEDEX.

Título del artículo: Comunidad planctónica en un lago Antártico ultra-oligotrófico durante la transición estival del periodo con cubierta de hielo al periodo sin cubierta
Plankton assembly in an ultra-oligotrophic Antarctic lake over the summer transition from the ice-cover to ice-free period: A size spectra approach

Autores: C. Rochera, A. Quesada, M. Toro, E. Rico y A. Camacho

En: *Polar Science*, Vol. 11. Marzo 2017, 72-82. doi.org/10.1016/j.polar.2017.01.001

Resumen: Los lagos de la región Antártica marítima experimentan el cambio climático como un factor de estrés principal capaz de modificar la estructura y función de su comunidad planctónica, principalmente porque las temperaturas del verano son superiores al punto de congelación y provocan la fusión de su cubierta de hielo. Este estudio se llevó a cabo en un lago estacionalmente cubierto de hielo (lago Limnopolar, Península de Byers, Antártida), que presenta una red trófica pelágica dominada por la comunidad microbiana. Un factor importante es también la presencia de musgos bentónicos (*Drepanocladus longifolius*) cubriendo el fondo de la cubeta lacustre. La dinámica del plancton fue investigada durante la transición del periodo de fusión al máximo estival. Tanto el bacterioplancton como las partículas de tipo viral fueron más abundantes cerca del fondo del lago, sugiriendo una dependencia bentónica. Cuando el lago se encontraba en condiciones de oscuridad por la presencia de la cubierta de hielo y nieve, los organismos autótrofos del picoplancton dominaron en las capas más profundas. Los fotopigmentos específicos indicaron una dominancia de picocianobacterias entre ellos cuando la disponibilidad de luz fue más baja. Por el contrario, el fitoplancton de mayor tamaño y menos comestible dominó en el comienzo de la fusión del hielo. El espectro de tamaños del plancton se ajustó a un modelo continuo de distribución de Pareto. El espectro evolucionó de forma similar en las dos profundidades muestreadas, en la superficie y cerca del fondo, con pendientes en aumento hasta mediados de enero. No obstante, las pendientes fueron menos pronunciadas (ej. clases de tamaños con una distribución más uniforme) en el fondo, lo que significó una utilización de los recursos más eficiente.

Estos hallazgos sugieren que las rutas del bucle microbiano en el lago se canalizan de forma eficiente durante algunos periodos hacia la producción del metazoo (principalmente el copépodo *Boeckella poppei*). Nuestros resultados apuntan a que las interacciones tróficas pueden ocurrir todavía en estos lagos a pesar de las inclemencias ambientales adversas. Esto resulta de interés en un marco de aumento de temperaturas que puede reducir las restricciones climáticas y por tanto, estimular las interacciones bióticas.

* Centro de Estudios Hidrográficos, CEDEX.

Título del artículo: Reconstrucción climática de los últimos dos milenios en la zona central de la Península Ibérica: el papel de la oscilación del Atlántico Norte (NAO) y el del Atlántico Este (EA), y sus interacciones sobre la Península Ibérica

Climate reconstruction for the last two millennia in central Iberia: The role of East Atlantic (EA), North Atlantic Oscillation (NAO) and their interplay over the Iberian Peninsula

Autores: G. Sanchez-Lopez, A. Hernandez, S. Pla-Rabes, RM. Trigo, M. Toro, I. Granados, A. Sáez, P. Masque, JJ. Pueyo, MJ. Rubio-Ingles et al.

En: *Quaternary Science Reviews*, Vol.149. Octubre 2016. 135-150. doi 10.1016/j.quascirev.2016.07.021

Resumen: Un estudio multidisciplinar de los sedimentos superficiales de un lago alpino Ibérico (Cimera, 2140 m) en la Sierra de Gredos, ha permitido reconstruir el clima de la zona central de la Península Ibérica de los últimos 2000 años. Esta caracterización se ha utilizado para reconstruir eventos de escorrentías intensos, la productividad del lago y la erosión del suelo en la cuenca, e interpretar estos factores en términos de variabilidad de la temperatura y de la precipitación. Los resultados obtenidos muestran que durante el Periodo Romano (200 AC - 500 de nuestra era) se alternaron en el centro de la Península los periodos cálidos y fríos, siendo los inviernos cálidos y húmedos y los veranos también cálidos. En la Baja Edad Media (500-900 de nuestra era) hubo un cambio hacia condiciones más frías, con unos inviernos fríos y secos y unos veranos que aún eran cálidos. El estudio indica también que durante la Anomalía Climática Medieval (900-1300 de nuestra era), el clima Ibérico central se caracterizó por inviernos secos y cálidos y por veranos cálidos. En el periodo siguiente, durante la Pequeña Edad del Hielo (1300-1850 de nuestra era), ocurrió todo lo contrario: los inviernos fueron húmedos y fríos y los veranos fueron también fríos. También se ha caracterizado el periodo de la Era Industrial, que se extiende entre el 1850 y el 2012, con un incremento en la productividad del lago, reflejo probablemente de la influencia del calentamiento global.

Esta investigación, integrada con reconstrucciones climáticas anteriores de otras zonas de la Península, ha permitido establecer con precisión la influencia de los principales patrones de circulación atmosférica: la Oscilación del Atlántico Norte (NAO) y el del Atlántico Este (EA), fundamentales para entender la dinámica de la precipitación y de la temperatura en la Península Ibérica. La NAO y el EA muestran dos fases, una positiva y una negativa. La fase negativa de la NAO se caracteriza por inviernos más húmedos en el sur de Europa mientras que la fase positiva provoca inviernos más secos. En cambio, durante la fase negativa del EA se observan veranos más fríos que cuando domina la fase positiva de dicho patrón. La interacción de estos modos en la misma fase provoca un clima más homogéneo en la Península mientras que si la interacción se produce en fases opuestas se observa más variabilidad climática.

Los gradientes de humedad observados durante el Periodo Romano y la Baja Edad Media indican una interacción entre la NAO y la EA en fases opuestas, mientras que la ausencia de dichos gradientes durante la Anomalía Climática Medieval y en la Pequeña Edad de Hielo muestra que ambos modos actuaron en fase. Si bien las condiciones climáticas dominantes durante los inviernos y los veranos de estos 2000 últimos años ya eran conocidas aproximadamente, este estudio ha permitido determinar el papel la NAO y el EA para establecer dichas condiciones, no habiéndose determinado hasta la fecha con tanta precisión.

* Centro de Estudios Hidrográficos, CEDEX.

Título del artículo: Ecología bajo la cubierta de hielo en lagos

Ecology under lake ice

Autores: Stephanie E. Hampton, M. Toro et al.

En: *Ecology Letters*, Vol. 20. Enero 2017, 98-111. doi 10.1111/ele.12699

Resumen: Las condiciones invernales están cambiando rápidamente en los ecosistemas templados, sobre todo en aquellos que experimentan periodos con cubierta de nieve y hielo. Se conoce relativamente poco sobre la ecología invernal en estos sistemas, debido a un enfoque histórico más intenso en la investigación durante la estación estival de crecimiento. En este trabajo se ha llevado a cabo la primera síntesis global cuantitativa sobre la ecología de los lagos bajo el hielo, incluyendo 36 variables abióticas y bióticas de 42 grupos de investigación en 101 lagos, examinando las diferencias y vínculos estacionales y cómo las diferencias estacionales varían con los factores geográficos. Las comunidades del plancton fueron más abundantes bajo el hielo de lo esperado; los valores medios invernales fueron el 43,2 % de los valores estivales para la clorofila a, el 15,8 % del biovolumen planctónico estival y el 25,3 % de la densidad estival del zooplancton. Las concentraciones de nitrógeno disuelto se mostraron típicamente más altas durante el invierno, siendo estas diferencias más marcadas en lagos de menor tamaño. El tamaño de los lagos también influyó en los patrones invierno/verano para el carbono orgánico disuelto (DOC), con valores mayores de DOC invernales en lagos más pequeños. A un nivel taxonómico general, la composición de las comunidades de fitoplancton y zooplancton mostraron pocas

diferencias sistemáticas entre las estaciones, aunque la literatura sugiere que las diferencias estacionales (invierno/verano) frecuentemente dependen de cada lago, especie o a nivel de grupos funcionales. En el grupo de lagos con series más largas temporales se observó que cada invierno influye en el siguiente verano para algunas variables de nutrientes y la biomasa del zooplancton.

* Centro de Estudios Hidrográficos, CEDEX.

Título del artículo: Los proyectos USE-iT y FOX del Horizonte 2020
Horizon 2020 USE-iT and FOX projects

Autores: J. Leal Bermejo

En: *Carreteras*, nº 211. Febrero 2017

Resumen: Parece claro que la infraestructura de transportes en Europa está todavía fragmentada, no solo en cuanto a su distribución geográfica, sino también en lo relativo a los modos de transporte (carretera, ferrocarril, navegación (marítima y fluvial) y aéreo).

Para paliar esta situación y afrontar otros retos futuros (como son la creciente demanda de transporte, el envejecimiento de la infraestructura, la escasez de recursos naturales, las restricciones presupuestarias y unas condiciones climáticas cambiantes), se hace inevitable reforzar la colaboración de los distintos modos de transporte con el objetivo de garantizar un planteamiento conjunto en la investigación y explorar los beneficios de un enfoque multimodal.

Para conseguir esto se han desarrollado entre 2015 y 2017 dos proyectos del Programa de I+D de la UE Horizonte 2020, USE-iT y FOX, en los que se ha tratado de identificar las áreas de investigación en las que la colaboración podría producir unas soluciones más eficaces que trabajar en los modos individuales.

El proyecto **USE-iT (Users, Safety, security and Energy in Transport infrastructure)**, en el cual participa el CEDEX, pretende seleccionar las áreas en las que la investigación multimodal podría respaldar una mejor información al usuario, aumentar la seguridad y la protección, y lograr unas reducciones en el consumo de energía y en las emisiones de carbono.

El proyecto **FOX (Forever Open infrastructure across all modes)** está identificando las necesidades comunes y las innovaciones relativas a la construcción, conservación, inspección y el reciclado y reutilización de la infraestructura de transporte.

Hay que destacar que desde el comienzo de estos proyectos se ha buscado una participación activa de los diversos actores del sector transporte (propietarios y concesionarios de infraestructuras, operadores de transporte, organismos de investigación, consultores, etc.)

En la Tribuna de la revista *Carreteras* se exponen las conclusiones preliminares de estos Proyectos en cuanto a las tecnologías que se han identificado como más apropiadas, en cada una de las áreas de estudio, para ser transferidas de un modo a otro y con vistas a una aplicación intermodal, considerando además su eficiencia y facilidad de implementación.

El siguiente paso para la implementación práctica de estas tecnologías será desarrollar unos planes de trabajo que se concretarán en la elaboración de una agenda de I+D intermodal, que se reflejará en las correspondientes convocatorias de proyectos de investigación, y con la implementación práctica de aspectos a través de la Plataforma Europea del Transporte.

* Centro de Estudios del Transporte, CEDEX.

Título del artículo: Lugares apropiados para revestimientos de sacos de geotextil: Análisis preliminar
Appropriate Locations for Geotextile Bag Revetments: An Analysis

Autores: A. Anton, J. M. de la Peña, JL Almazan y A. Lechuga

En: *Journal of Coastal Research*, Vol.32, nº 6. Noviembre 2016, 1456-1463. doi 10.2112/JCOASTRES-D-15-00155.1

Resumen: En las últimas décadas la presión urbanística en la costa, el aumento de la erosión en muchos tramos y la subida de nivel de mar, debido al Cambio Climático, ha llevado a los gobiernos a invertir más en la protección de la costa. A su vez, la reducción de costes, su facilidad de construcción y velocidad de implementación, ha hecho que los elementos de geotextil rellenos de arena, tipo sacos, tubos o contenedores, se muestren, como una alternativa a los sistemas de defensa tradicionales: escollera, hormigón, etc., o como un complemento a ellos. Pero no todas las zonas de la costa son apropiadas para el uso de los elementos de geotextil rellenos de arena, en estructuras como defensa de la costa. En este artículo se analizan las zonas apropiadas para la ubicación de las estructuras tipo revestimiento compuesto por sacos de geotextil rellenos de arena, utilizados para proteger la costa de la erosión marina producida durante los temporales.

* Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX.

Conferencia Anual de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

La Conferencia Anual de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) fue impartida, el pasado 14 de marzo, por Claudio Olalla Marañón, catedrático de Ingeniería del Terreno de la Universidad Politécnica de Madrid, quien durante muchos años desarrolló su actividad profesional en el Laboratorio de Geotecnia desde su incorporación al CEDEX en 1979. El título de la conferencia fue "Aportaciones a la mecánica de rocas en el ámbito de la Ingeniería civil: cimentaciones, muros, taludes y túneles".

Nueva Acreditación del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria (LIF) del CEDEX para la realización de los Ensayos de Certificación de Eurocabinas de la Línea de Base 3

Con fecha 31 de marzo de 2017, la Comisión de Acreditación de ENAC aprobó el Informe de la Auditoría que realizó ENAC a finales de enero de este año en el LIF y que incluye aumentar el alcance de nuestra acreditación a la Baseline 3 y, en concreto, a las SRS 3.4.0. Por tanto, a partir de esta fecha, el LIF queda acreditado oficialmente para realizar los ensayos de certificación de eurocabinas basados en el Subset 076 alineado con las SRS 3.4.0. de la Línea de Base 3 (BL3). Este hito permitirá al LIF certificar equipos embarcados ERTMS de nueva generación (BL3) y por tanto mantenerse como laboratorio líder en este campo.

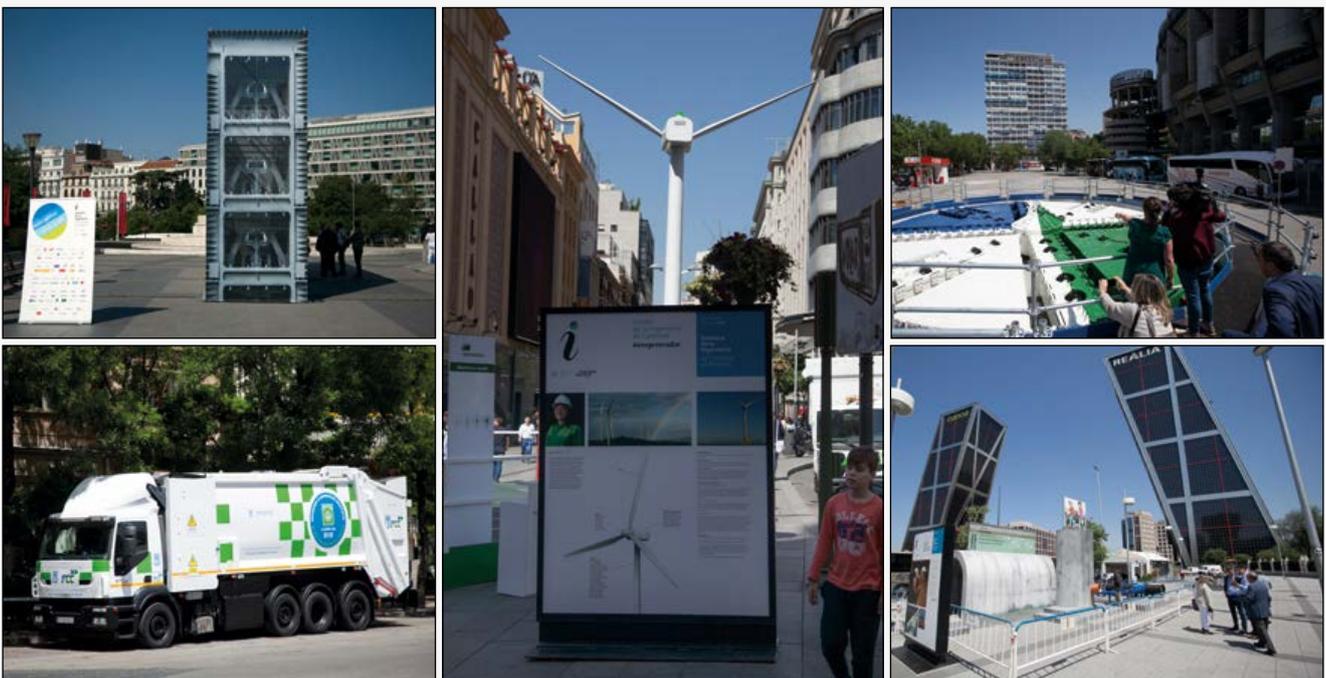
IV Edición de la Semana de la Ingeniería de Caminos en Madrid (SICMA)

Organizada por el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, la alcaldesa de Madrid, Manuela Carmena, inauguró la IV Semana de la Ingeniería de Caminos en Madrid –del 22 al 28 de mayo–, junto al secretario de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda del Ministerio de Fomento, Julio Gómez-Pomar, y el Consejero de Medio Ambiente, Administración Local y Ordenación del Territorio de la Comunidad de Madrid, Jaime González Taboada.

En su intervención, Carmena aseguró que "no puede haber ciudad sin caminos ni transporte y si no hubiera habido ingenieros que establecieron esos caminos no habría habido ciudades".

Por su parte, Miguel Ángel Carrillo, decano de la Demarcación de Madrid del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, destacó que "la ingeniería de caminos mejora el urbanismo de nuestras ciudades ya que redundan en un mayor bienestar en nuestra vida cotidiana".

Bajo el lema "Ingeniería de Caminos para transformar el mundo", el ciudadano tuvo a su disposición en esta cuarta edición de nuestra Semana de la Ingeniería de Caminos en Madrid una muestra de iconos de nuestra actividad profesional, talleres, demostraciones, jornadas, conferencias, visitas, concursos... Todo ello para acercar el trabajo y la actividad profesional de los ingenieros de caminos a la ciudadanía. Mostrar que tras los puentes y sus impresionantes estructuras, tras los grandes viales, el urbanismo de nuestras ciudades, las grandes ejecuciones hidráulicas hay personas cualificadas que trabajan bien y duro y forman una parte viva y esencial de nuestra comunidad.



Primera parte de la muestra de los elementos de ingeniería de gran impacto expuestos en lugares abiertos de la ciudad de Madrid.



Segunda parte de la muestra de los elementos de ingeniería de gran impacto expuestos en lugares abiertos de la ciudad de Madrid.

Diez Iconos de la Ingeniería

- Compuerta Canal Panamá (SACYR): Plaza de Colón
- Piezas del ciclo del agua (Canal Isabel II): Depósito Canal YII en Plaza Castilla
- Cabeza de Tuneladora (FCC Construcción): Santiago Bernabéu
- Compactadora de Gestión de residuos (FCC Medio Ambiente): Glorieta de Rubén Darío
- Aerogenerador (IBERDROLA): Plaza de Callao
- Topo (ACCIONA): Puerta de Alcalá
- Boya medidora de oleaje (CEDEX): Cuesta de Moyano
- Ferrocamión (ISOLUX): Plaza Museo Reina Sofía
- Rozadora (ACS Dragados): Atocha
- Cubipod (OHL): Plaza de Legazpi

Catorce Infraestructuras Emblemáticas de Madrid abren sus puertas en la IV Semana de la Ingeniería de Caminos

- Esta IV edición de SICMA ofreció la oportunidad de conocer obras e infraestructuras de ingeniería relevantes.
- En ella se incluyó un circuito de 14 visitas gratuitas y guiadas por profesionales que explicaron a los asistentes el funcionamiento y los detalles técnicos de importantes infraestructuras de Madrid, así como una carpa con actividades de interés sobre aspectos menos conocidos de la ingeniería de Caminos
- En el circuito se incluyeron obras conocidas como Madrid Río, el Teleférico, el Faro de Moncloa o Torre Espacio y lugares de acceso restringido habitualmente como el Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC), el centro de control del Metro o el nuevo túnel del AVE entre Chamartín y Atocha.
- El Centro de Regulación y Control de la Red ferroviaria de Alta Velocidad, la Estación Depuradora

de Aguas Residuales de La Gavia y el Estanque de Tormentas de Abroñigales.

- También se pudieron visitar de forma guiada el Hipódromo de la Zarzuela, así como el Museo Eduardo Torroja, el Instituto de Ciencias de la Construcción y el Museo de autobuses históricos de la EMT y se realizó una excursión a Aranjuez para conocer sus azudes, canales y zonas regables.

Exposición de un Ingeniero Vanguardista

SICMA homenajeó, además, a un ingeniero de Caminos que realizó una contribución fundamental al desarrollo industrial, empresarial y tecnológico de España: Federico Cantero Villamil (1874-1946). Destaca de este ingeniero su vertiente aeronáutica, que le llevó a diseñar el primer prototipo de helicóptero, que él mismo bautizó como "libélula española". Además, proyectó a partir de 1906 los aprovechamientos hidroeléctricos denominados, globalmente, "Saltos del Duero", y diseñó la estrategia conocida como "solución española" para interesar al Gobierno portugués en la explotación conjunta del potencial hidroeléctrico del tramo internacional del Duero. También proyectó en 1913 el trazado del ferrocarril directo Zamora-Orense.

En la muestra pudieron verse fotografías originales de su época, realizadas por el propio Cantero, así como diversos objetos y documentos del archivo familiar privado y de otras organizaciones que fueron expuestos en la sede del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid del 22 al 30 de mayo.

Exposición "Maquetas y modelos históricos. Ingeniería y construcción" (7 de junio-17 de septiembre de 2017). Sala 1 del Centro Conde Duque (Madrid)

Abierta desde el 7 de junio al 17 de septiembre de 2017 en el Centro Conde Duque del Ayuntamiento de



Cartel de la exposición de maquetas organizada por la Fundación Juanelo Turriano de Madrid.

Madrid, la Fundación Juanelo Turriano muestra al público más de cuarenta piezas únicas de la historia de la arquitectura e ingeniería a partir de los modelos a escala contruados desde el siglo XVIII hasta el siglo XX.

Desde obras romanas como el acueducto de Segovia o el puente de Alcántara a prodigios tecnológicos como el transbordador del Niágara, pasando por el misterioso artificio de Juanelo, el futurista faro de Buda o las primeras líneas de metro bajo la Puerta del Sol, la exposición *Maquetas y modelos históricos. Ingeniería y construcción*, nos propone un viaje por 2000 años de ingeniería española y europea.

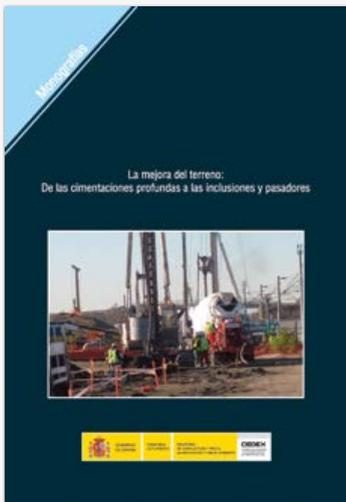
Instituciones como Patrimonio Nacional, Museo del Ejército de Toledo, Academia de Ingenieros de Hoyo de Manzanares, Museo Naval de Madrid, Universidad Politécnica de Madrid, Confederación Hidrográfica del Ebro, Archivo Histórico Nacional, Museo de Historia de Madrid, Metro de Madrid, Canal de Isabel II o CEHOPU, han cedido sus piezas, algunas de ellas nunca expuestas, con un interés formal, estético, artístico, técnico y cultural que será puesto en valor como verdadero patrimonio cultural.

Con esta muestra minuciosamente seleccionada por su calidad y significación, la Fundación Juanelo Turriano quiere devolver a estas obras el importante papel que han desempeñado en nuestra historia científica y técnica.

La Fundación Juanelo Turriano es una institución privada cuyos fines son la promoción y difusión del estudio histórico de la Técnica y de la Ciencia en sus diversas vertientes, con especial énfasis en la Historia de la Ingeniería.



Maqueta del Faro de Buda, una obra de 1864 debida al diseño del ingeniero español Lucio del Valle (1815-1874). Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (UPM). Fotografía de Luis Martínez.



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

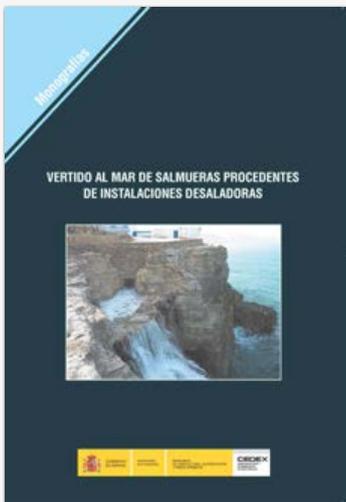
Año: 2017

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 las 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 desaladoras 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.

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, medio ambiente y 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 artículos deben enviarse al correo electrónico del editor: (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 tamaño DIN-A4 (en formato preferentemente MSWord), escritas a doble espacio, 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 para correspondencia o *corresponding author*.

Las figuras se ordenarán según el orden de aparición en el texto, y serán identificadas por el término Figura nº. Todas las figuras deberán llevar un pie de figura. En el caso de las tablas, se seguirá el mismo criterio de numeración que las figuras, utilizando el término Tabla nº. Todas las tablas deberán llevar un título. Tanto en el caso de los pies de figuras como en el de los títulos de las tablas, ambos deben explicar perfectamente su contenido. 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 entre paréntesis. Cuando el autor forma parte de la argumentación sólo el año entre paréntesis. Cuando se cita varias veces a un mismo autor, pero a distinta obra del mismo año, se le añade a, b, c.

“...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:

Apellido(s), Iniciales del nombre(s). (Año de publicación). *Título del libro en cursiva*. Lugar de publicación: Editorial. Opcionalmente podremos poner la mención de edición, que irá entre paréntesis a continuación del título.

Dean, E.T.R. (2010). *Offshore geotechnical engineering: principles and practice*. Londres, Reino Unido: Thomas Telford.

Capítulos de un libro:

Apellido(s), Iniciales del nombre(s). (Año de publicación). Título del capítulo. En: Nombre Apellido (Ed.) Título del libro en cursiva. Lugar de edición: Editorial, (pp-pp).

Ceder, A. (2003). Designing public transport network and routes. En: W. Lam y M. Bell (Eds.), *Advanced Modeling for Transit Operations and Service Planning*. (pp. 59–92). Nueva York, Estados Unidos: Penquin.

Artículos de revistas:

Apellido(s), Iniciales del nombre(s). (Año de publicación). Título del artículo. *Título de la revista en cursiva*, vol., nº vol (nº), pp-pp.

Leblanc, L. (1988). Transit system network design. *Transportation Research Part B*, 22 (5), 383-390.

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), 414-422.

Ponencias, congresos, conferencias y seminarios:

Se citan como los capítulos de libros

Apellido(s), Iniciales del nombre. (Año de publicación). Título de la ponencia. Nombre del Congreso en cursiva, (pp. pp-pp). Lugar de celebración: Editorial.

Vermeer, P.A. (1982). A simple shear band analysis using compliances. *Symposium on Deformation and Failure of Granular Materials*, (pp. 439-499). Delft, Holanda: New Press.

Tesis no publicadas

Apellido(s), Iniciales del nombre. (año). *Título de la tesis en cursiva*. (Clase de tesis inédita, de maestría o doctorado). Institución académica en la que se presenta. Lugar.

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 inédita). Universidad Politécnica de Madrid.

Documentos Electrónicos:

A la referencia correspondiente según el tipo de documento (libro, artículo, etc.) se añadirá a continuación el DOI y si no tuviese se añadirá la URL poniendo: Disponible en <http://xxxxx>

Rigon, E., Comiti, F. and Lenzi, M.A. (2012). Large wood storage in streams of the Eastern Italian Alps and the relevance of hillslope processes. *Water Resources Research*, 48, W01518. DOI:10.1029/2010WR009854

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 publicadas aún irán acompañadas, al final, de la expresión “en prensa”.



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 Gállego 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