INGENIERÍA CIVIL

Núm.: 189/2018
ISSN: 0213-8468

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

ÁREAS TEMÁTICAS Y TECNOLÓGICAS DE ACTIVIDAD

Aguas

Estructuras y Materiales

Puertos y Costas

Transportes y Carreteras

Geotecnia

Señalización Ferroviaria

Medio Ambiente

Patrimonio Histórico-Artístico de Obras Públicas

Actividades Horizontales

Transferencia de Conocimiento

INGENIERÍA CIVIL

Nº 189, enero/febrero/marzo 2018

CEDEX
Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas

Publicación incluida en el Programa Editorial para 2018

MINISTERIO DE FOMENTO
SECRETARÍA GENERAL TÉCNICA
CENTRO DE PUBLICACIONES

COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente
Miguel González-Portal

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

Comisión Asesora
Antonia Berjaga Peralta
Cristina de Santiago Buey

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

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

REDACCIÓN
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid
Telf.: 913 35 72 69 - Fax: 913 35 72 49
E-mail: ingcivil@cedex.es

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) no se hace responsable de las opiniones, teorías o datos publicados en los artículos de Ingeniería Civil, siendo ello responsabilidad exclusiva de sus autores.

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

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

NUESTRA PORTADA: Vista aérea de la cubierta del nuevo estadio Wanda Metropolitano de Madrid (imagen facilitada por FCC).

MIXTO
Papel procedente de fuentes responsables
FSC® C110522

Sumario

Estadio Wanda Metropolitano. Caso de estudio cubierta del estadio
Wanda Metropolitan Stadium. Case Study Roof Stadium
Álvaro Marzo Ruiz **5**

El reto del almacenamiento de residuos radiactivos de alta actividad. Análisis de la influencia térmica y tensional en un almacenamiento geológico profundo (AGP). Aplicación práctica al AGP de Onkalo en Finlandia
The Challenge of Storing High-Level Nuclear Waste. Analysis of the Thermal and Stress Influence in a Deep Geological Repository (DGR). Practical Application to the Onkalo DGR Project in Finland
Julián Lozano Cazorla **15**

Caracterización del comportamiento ambiental de áridos procedentes del reciclado de los residuos de construcción y demolición para su empleo en construcción de carreteras
Construction and Demolition Waste Aggregates Environmental Performance Assessment in Road Construction
Antonio Sánchez Trujillano, Laura Parra Ruiz, Julio Termenón Delgado **35**

Desafíos en el ámbito de las patologías de las obras lineales
Challenges Concerning Pathologies of Roads and Railway Lines
José Luis García de la Oliva, Javier Moreno Robles **45**

Efectos de la adición de Poliestireno Expandido Reciclado (REPS) en las propiedades físicas y mecánicas de un mortero con dosificación cemento-arena 1:3
Effects of the Addition of Recycled Expanded Polystyrene (REPS) on the Physical and Mechanical Properties of a Mortar with Cement–Sand Dosage of 1:3
J.C. Chanchí Golondrino, C.S. Canabal Cordero **63**

Columnas a flexo compresión biaxial. Métodos simplificados y ayudas de cálculo
Columns Subjected to Biaxial Flexo-Compression. Simplified Methods and Calculation Aids
Juan José Hernández Santana, Claudia Sotolongo Pérez **77**

La ingeniería y la historia portuaria. La formación de un ingeniero en Roma
Engineering and Port History. The Formation of a Roman Engineer
José M. de la Peña Olivas **89**

Hitos de de Innovación en Ingeniería Civil
El liderazgo del CEDEX en el despliegue de la Red Europea Ferroviaria Interoperable
CEDEX's Leadership in the Implementation of the Interoperability European Rail System
Jaime Tamarit Rodríguez, Jorge-Ignacio Iglesias Díaz **103**

Ingeniería y Vida **109**

Noticias **111**

Normas de publicación
También las puedes encontrar en nuestra web http://cedex.es **114**

Obra de Pelayo Ortega
Propiedad Ministerio de Fomento

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas
http://www.cedex.es

Estadio Wanda Metropolitano. Caso de estudio cubierta del estadio

Wanda Metropolitan Stadium. Case Study Roof Stadium

Álvaro Marzo Ruiz[1*]

Resumen

La nueva sede del Atlético Madrid, ocupa una superficie total de 88.150 metros cuadrados y tiene una capacidad para albergar a más de 68.000 aficionados, distribuidos en aforo general y zona VIP. Además, cuenta con más de 1.000 plazas de aparcamiento para aficionados en el interior del estadio y 3.000 plazas de aparcamiento exteriores.

Mención especial requiere la cubierta del estadio, constituida por una estructura de acero de unas 6.336 toneladas, tensada con cables radiales y unidos con una membrana que ocupa una superficie de 83.053 metros cuadrados. La membrana se compone de 720 paneles de PTFE (politetrafluoroetileno), que presenta un peso de 92 toneladas. La cubierta cubre el graderío y contribuirá a que el 96% de las localidades estén protegidas de la lluvia. Esta constituye un elemento singular y diferenciador al resto de instalaciones deportivas europeas diseñadas en los últimos años.

El nuevo estadio es el primer estadio del mundo en contar íntegramente con tecnología LED, transformando así el skyline de la ciudad de Madrid. Sin duda, se trata de un proyecto hecho realidad en un estadio moderno, funcional, y de primer nivel en el conjunto de estadios europeos y mundiales.

Palabras clave: estadio, cubierta, tensoestructura, anillos, hormigón.

Abstract

The new headquarters of Atletico Madrid, occupies a total area of 88,150 square meters and has a capacity to accommodate more than 68,000 fans, distributed in general capacity and VIP area. In addition, it has more than 1,000 parking spaces for fans inside the stadium and 3,000 outdoor parking spaces. The state-of-the-art design of the sports complex was provided by the architects Cruz y Ortiz. They emphasize the concrete finishes and the ample interior spaces that allow the mobility of the fans within all the complex.

The stadium cover requires a special mention. It is constituted by a steel structure of about 6,336 tons, tensioned with radial cables and united with a membrane that occupies an area of 83.053 square meters. The membrane is composed of 720 panels of PTFE (polytetrafluoroethylene), which has a weight of 92 tons. The roof covers the stands and will help ensure that 96% of the localities are protected from rain. This is a unique and differentiating element compared to the rest of European sports facilities designed in recent years.

The new stadium is the first in the world to use entirely LED technology, thus transforming the skyline of the city of Madrid. Undoubtedly, this is a project that has become a reality in the form of a modern, functional and first-class stadium among the European and world ones.

Keywords: *stadium, cover, tensostructure, rings, concrete.*

1. INTRODUCCIÓN

El Estadio de Madrid, se ubica dentro del área de Canillejas del Término Municipal de San Blas de Madrid (al Este del área metropolitana), en el ámbito A.O.E.OO.O8 "Parque Olímpico-Sector Oeste", en los terrenos destinados originalmente para la ciudad deportiva de la Comunidad de Madrid. El área queda delimitada al Este, por la M-40, al Sur, por la Avda. de Arcentales, al Oeste, por las cocheras de Metro y al Norte, por la N-II.

El área de intervención sobre el estadio y sus alrededores queda definida por un rectángulo con una superficie aproximada de 113.182 m2.

El solar en el cual se localiza el Wanda Metropolitano tiene una superficie de 88.150 m2. La Ampliación del Estadio ocupa una superficie de 54.537 m2.

Figura 1. Vista aérea de La Peineta (2012).

El antiguo estadio fue construido en 1994, y proyectado para la celebración de competiciones de atletismo y partidos de fútbol, con una capacidad de aproximadamente

[*] Autor de contacto: amarzor@fcc.es

[1] Jefe de Oficina Técnica Estadio Wanda Metropolitano. FCC Construcción.

19.000 espectadores. Concebido como la pieza central de un conjunto de instalaciones deportivas, tiene su origen en un concurso celebrado en 1988.

Desde las primeras propuestas, se optó por una solución muy unitaria, donde el conjunto constituyese un proyecto previo que informase los distintos edificios a realizar posteriormente. Pieza clave y central de esta ordenación es una plataforma horizontal aproximadamente cuadrada, de 360 metros de lado, sobre la que se encuentra el estadio, y a la que se conectarían en un futuro los diferentes pabellones deportivos.

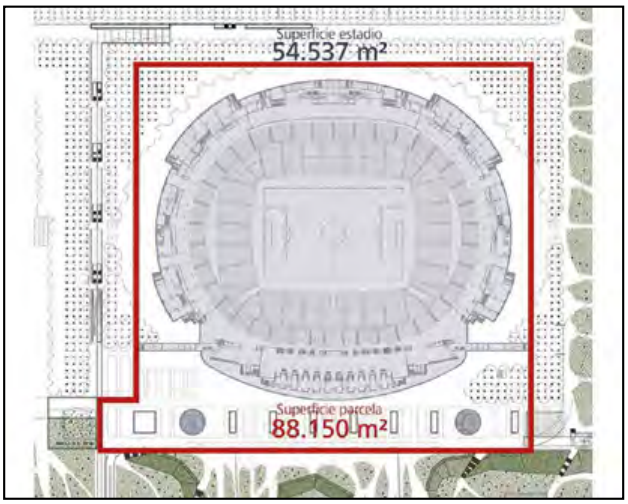


Figura 2. Plano planta Wanda Metropolitano.

Se parte de la necesidad de proyectar un Estadio capaz de albergar los usos necesarios para permitir su funcionamiento como estadio de fútbol con una capacidad aproximada de 68.000 espectadores.

La ampliación del actual estadio se proyectó con una serie de condiciones muy específicas en cuanto a requerimientos técnicos, tales como, las recomendaciones de UEFA y FIFA en cuanto a usos, condiciones de seguridad en caso de evacuación, condiciones de óptima visibilidad, y necesidades derivadas del espectáculo que genera la celebración de partidos de fútbol, donde el espectador desea buena visibilidad y cercanía con el campo y sus jugadores.

Se proyectó asimismo una cubierta capaz de cubrir la totalidad del aforo de la opción atletismo y, al menos, el 90% del aforo de la opción fútbol.

La ampliación y adecuación del estadio a estadio de fútbol consiste en completar el estadio existente en las zonas actualmente desocupadas mediante la construcción de tres nuevos graderíos sobre el cuenco:

- un graderío bajo formado por 28 gradas en los fondos y en las zonas de preferencia y el oeste, con capacidad para 22.466 espectadores.
- un graderío de 13 gradas destinado a Vips con acceso desde la cota 0.00 m y capacidad para 13.168 espectadores.
- por último, un graderío alto apoyado sobre un edificio perimetral de 32 gradas, con capacidad para 18.220 espectadores, donde se sitúan los accesos de público, palcos Vips y servicios complementarios (aseos bares, etc).

Se prevé además la construcción de una crujía continua, volada de la zona inferior del graderío alto, con 94 palcos con un total de 1.452 espectadores.

Se construye un nuevo campo de fútbol, deprimiendo la cota actual -9.91 m. hasta la -15.00 m., de manera que permita acercar los espectadores al terreno de juego sin perturbar las condiciones de visibilidad.

Sobre el estadio actual, la Peineta, y dada su representatividad, se ubican los usos más distintivos del estadio, como el Área de jugadores, Presidencia, Vip's y Prensa. En la zona de la ampliación, además de prever los espacios necesarios de servicios al espectador, como bares, aseos, tiendas, etc, se ha previsto la construcción de dos plantas subterráneas, la primera de ellas para atender a las necesidades del graderío bajo y aparcamiento y la segunda destinada en su totalidad a aparcamientos.

Por último, una cubierta ligera, que protege a los espectadores del estadio, se asienta sobre el conjunto de graderíos adaptándose sutilmente a las diversas situaciones, y permitiendo dotar de unidad a la intervención.

Una vez explicada de forma general la distribución y estructura del Wanda Metropolitano, centraremos el artículo en el estudio y análisis de la cubierta del estadio.

Figura 3. Diseño final de Cruz y Ortiz del Wanda Metropolitano.

2. METODOLOGÍA

El Ayuntamiento de Madrid decidió presentar a la ciudad como candidata para albergar los Juegos Olímpicos del año 2012. Por esta razón se aprobó en febrero de 2004 un plan especial para el Parque Olímpico, situado a las afueras de Madrid.

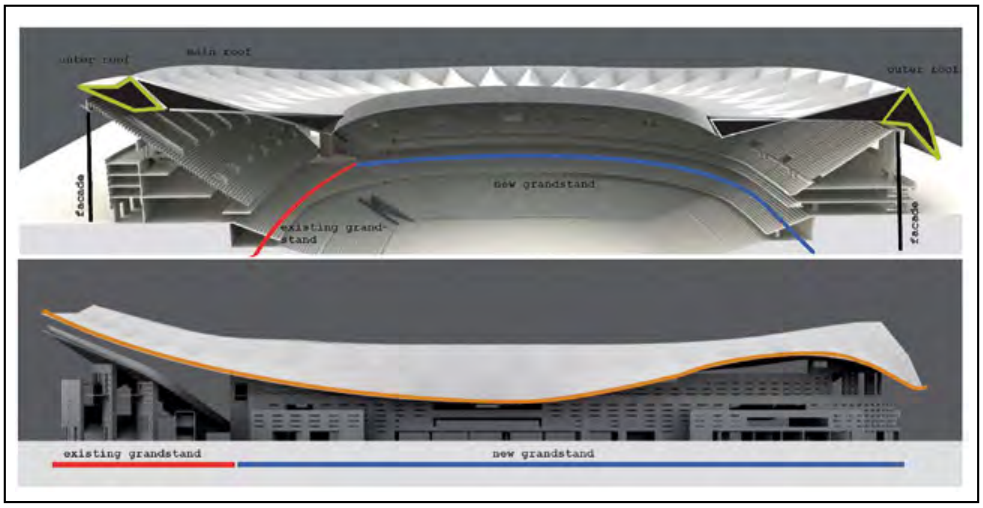
Este plan incluía la modificación del estadio existente de La Peineta para cumplir los requisitos correspondientes, incluyendo la construcción de nuevas tribunas anexas a la tribuna ya existente.

La ampliación fue diseñada por los arquitectos españoles Antonio Cruz y Antonio Ortiz, que ya proyectaron la estructura existente. Además, Schlaich Bergermann und Partner fue responsable del diseño de la cubierta del estadio.

Debido a que Madrid no fue elegida para albergar los Juegos Olímpicos de 2012, en 2008 el Ayuntamiento de Madrid y la Presidencia del Atlético de Madrid firmaron un acuerdo por el cual el estadio pasaría a ser la casa del club de fútbol.

Descripción general de la cubierta

La cubierta del Estadio de Wanda Metropolitano cubre a los espectadores. La estructura de la cubierta está formada por un anillo exterior de compresión de acero, un anillo interior de tracción formado por cables, y dos grupos de cables radiales que conectan los anillos. La estructura está cubierta por membranas en el espacio entre los dos anillos.



Figuras 4 y 5. Dimensiones interiores y exteriores estructura Wanda Metropolitano.

El borde exterior de la cubierta presenta un voladizo exterior ondulado de acero estructural, con secciones diferentes en cada eje, creando un elemento de forma libre.

La cubierta es simétrica en el plano X-Y respecto a dos ejes. Sin embargo, debido a la presencia de la tribuna ya existente y a la distribución de los apoyos, se considera al sistema como simétrico únicamente respecto al eje YY.

El ancho de la cubierta, considerado como la distancia entre el anillo de tracción y el anillo de compresión, es de aproximadamente 55 m.

El anillo de compresión está formado por una celosía triangular que resiste las fuerzas horizontales de los 96 cables que están conectados a él y transmite las fuerzas verticales y las fuerzas debido al viento a los apoyos. De esta manera, únicamente las cargas verticales permanentes y las cargas horizontales debido al viento se transmiten a la estructura de apoyo bajo las tribunas.

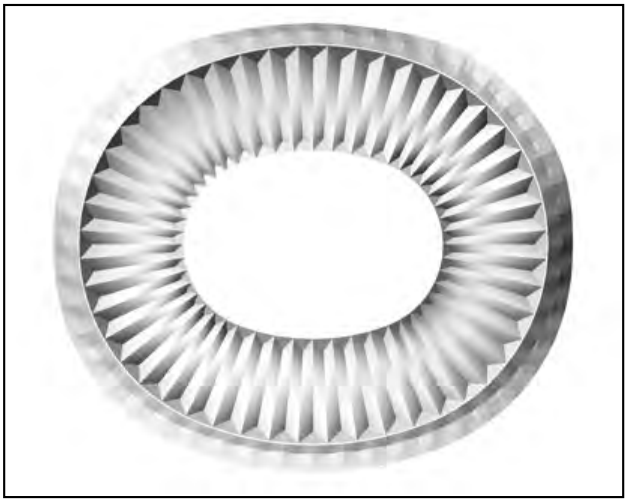


Figura 6. Visión aérea cubierta Wanda Metropolitano.

La búsqueda de la forma del anillo de compresión y del anillo de tracción que permitiera el posicionamiento de únicamente dos columnas esbeltas en la tribuna existente es uno de los puntos más destacables. El resto de apoyos se sitúan a lo largo del anillo de compresión permitiendo el movimiento radial, es decir, permitiendo los movimientos debido a cambios de temperatura sin restricciones. Seis soportes impiden los movimientos tangenciales para soportar las cargas de viento.

Descripción estructural-Diseño conceptual

El principio conceptual en el que se basa la cubierta es el principio de la rueda con radios, que fue diseñado con éxito por Schlaich Bergermann und Partner, y puesto en práctica más tarde en algunos estadio por todo el mundo. Los elementos básicos son el anillo de compresión (rueda), el anillo de tracción y los cables radiales (radios). Aunque se emplea una tecnología ya probada, se introduce una variación totalmente novedosa del principio de la rueda con radios.

Una característica importante de la cubierta del estadio del Wanda Metropolitano es la disposición de los cables. En un diseño convencional cada eje tiene dos cables en planos verticales, como se puede observar en la siguiente figura.

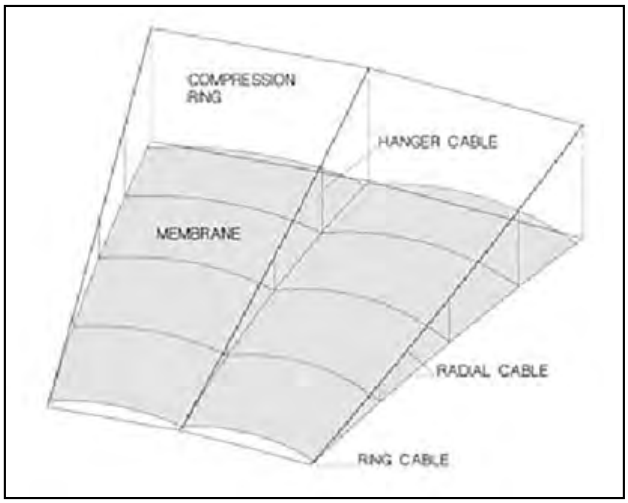


Figura 7. Diseño convencional para cubierta de cables.

Se puede observar una configuración distinta en otra colaboración entre Schlaich Bergermannn und Partner y los arquitectos españoles Cruz y Ortiz: la cubierta del Estadio Olímpico de Sevilla. Está cubierta difiere de la cubierta de anillo de cables convencional en el que los cables radiales no fueron colocados de dos en dos en planos verticales, sino que se colocaron de manera que la membrana se extiende entre los cables radiales en forma de "zig-zag" y se convierte en un elemento portante, de manera que crea la tensión necesaria para aumentar la rigidez de la estructura

de cables. En alzado todos los cables radiales concurren a la altura del anillo de tracción, pero alcanzan alturas diferentes en el anillo de compresión.

La primera vez que se consideró tal solución fue quizá en la cubierta de la plaza de toros de Zaragoza, España en 1989.

Para cubrir el nuevo Estadio Wanda Metropolitano la solución en "zig-zag" ha evolucionado más. En esta configuración los cables radiales están a diferentes alturas en el anillo de compresión y en el anillo de tracción. Los nudos superiores e inferiores de los cables correspondientes a los ejes pares se sitúan en el cordón superior del anillo de tracción y en el cordón inferior del anillo de compresión, respectivamente, mientras que los nudos de los cables correspondientes a los ejes impares se sitúan en el cordón inferior del anillo de tracción y en el cordón superior del anillo de compresión.

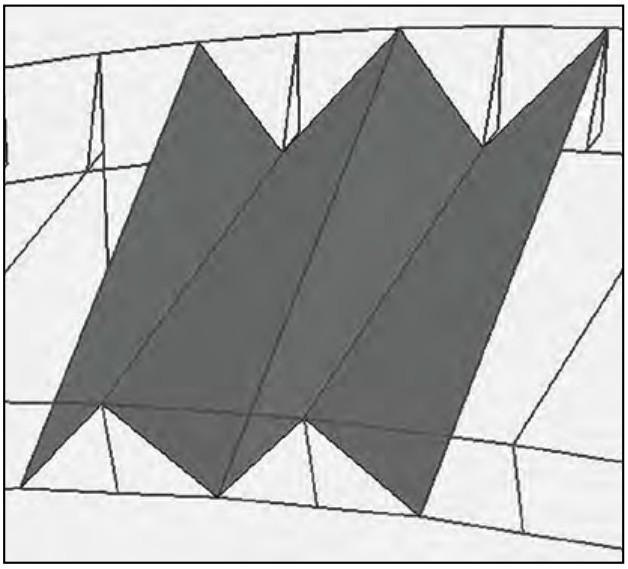


Figura 8. Diseño para la cubierta empleado en el Estadio La Peineta.

Con esta configuración la membrana apoyada en los cables tiene una forma en "zig-zag" con una rigidez significativa, incrementando la rigidez general de la estructura de cables. Los cables conectados al cordón superior del anillo de compresión soportan cargas gravitacionales debido a su inclinación y los cables conectados al cordón inferior del anillo de compresión soportan fuerzas de succión debido al viento.

El diámetro de los cables radiales varía desde 55 mm a 95 mm. Todos los cables son de acero de alta resistencia, totalmente herméticos y conectados con el resto por medio de conectores de acero.

3. RESULTADOS OBTENIDOS

Los elementos estructurales principales son:

- Anillo de compresión
- Anillo de tracción y cables radiales (estructura de cables)
- Membrana
- Pasarela radial
- Apoyos
- Vigas metálicas y membrana del voladizo exterior

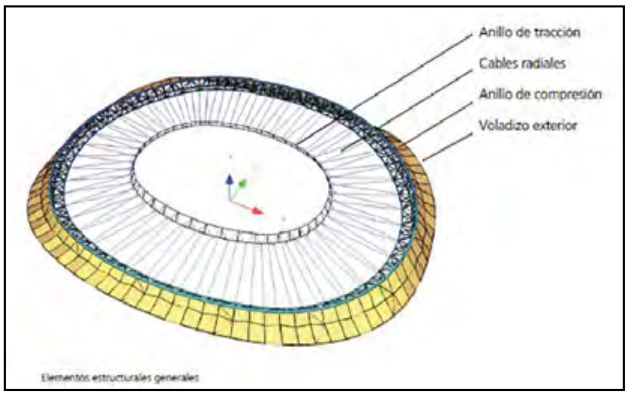


Figura 9. Vista elementos estructurales de la cubierta.

Anillo de compresión

El anillo de compresión es una celosía espacial con una sección transversal triangular formada por perfiles huecos soldados. Consiste en 96 elementos alrededor del perímetro, formado dos cordones inferiores y un cordón superior. La celosía tiene una altura aproximada de 8.00 m. La distancia entre los cordones inferiores interior y exterior es de 7.00 m. Estos valores son constantes a lo largo de todo el perímetro. En la vista en planta la geometría general del anillo de compresión está definida por dos radios diferentes. En alzado el anillo de compresión muestra diferentes ondulaciones. Los puntos altos se encuentran en los ejes 0 y 48 (tribuna principal y en frente) y los puntos bajos se encuentran tras las líneas de gol.

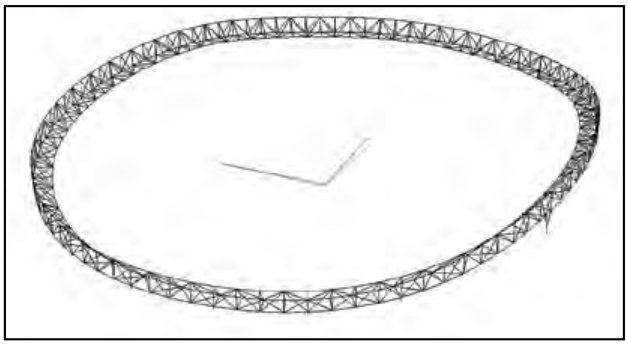


Figura 10. Vista isométrica del anillo de compresión.

Los cordones son perfiles huecos rectangulares con diferentes alturas y espesores de placa (20-60 mm). La disposición de montantes y diagonales completa la configuración de la celosía. Las dimensiones exteriores del cordón superior son aproximadamente 1.2 x 1.2 m, mientras que las dimensiones exteriores de los cordones inferiores son de 0.7 x 0.7 m.

Entre las columnas situadas en el Wanda Metropolitano, la celosía tiene una luz libre de 81 m. El pretensado de los cables radiales crea una fuerza elevadora que reduce de forma significativa el tamaño de las dos columnas sobre la existente Peineta.

Para anclar los cables radiales se colocan entre los cordones fuertes chapas de conexión (acero de calidad-Z). El anillo de compresión también carga con la estructura del voladizo exterior, estructura en celosía formada por tubos y cubierta con una membrana también.

Los segmentos individuales del anillo de compresión se conectan mediante tornillos de alta resistencia que trabajan

por fricción (M36 calidad 10.9). Por ello las superficies de conexión entre segmentos deben ser fresadas y recubiertas para alcanzar un coeficiente de fricción de 0.5. Las secciones deben ser soldadas, dando lugar a piezas estancas.

Todos los elementos del anillo de compresión están formados por acero estructural S355 J2 (+N).

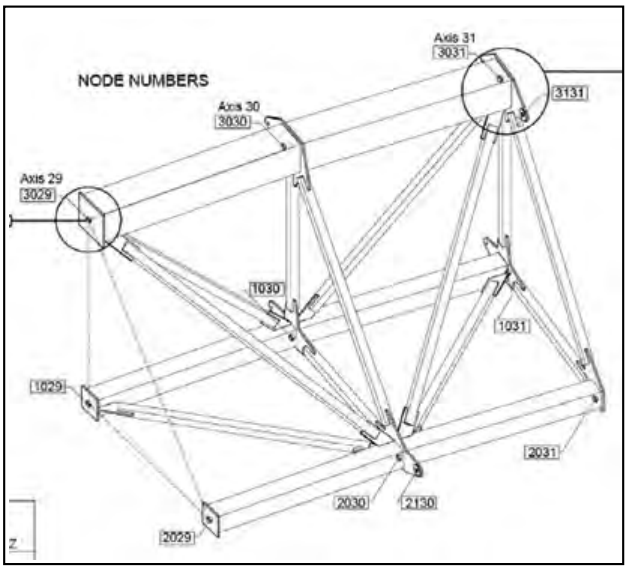


Figura 11. Anillo de compresión.

Estructura de cable

El sistema de cables principal está formado por 96 cables radiales, 8 cables del anillo de tracción inferior y 4 cables del anillo de tracción superior. Todos los cables están hechos de alambre de acero de alta resistencia, son cerrados y están conectados unos a otros mediante piezas de acero de alta resistencia S460 (conectores de cables del anillo). Los cables tienen cabezales a ambos extremos. Los cables del anillo de tracción se conectan entre ellos con cabezales cónicos con bulones en su interior.

Los cables del anillo superior e inferior tienen un diámetro de 95 mm, mientras que los cables radiales tienen diferentes diámetros entre 55 y 95 mm.

Los cables se sitúan a diferentes alturas en el anillo de tracción y en el anillo de compresión. Los nudos superiores e inferiores de los cables correspondientes a los ejes pares se sitúan en el cordón superior del anillo de tracción y en el cordón inferior del anillo de compresión, respectivamente, mientras que los nudos de los cables correspondientes a los ejes impares se sitúan en el cordón inferior del anillo de tracción y en el cordón superior del anillo de compresión.

Este sistema de cables se rigidiza a través de una elevada tracción y una fabricación muy precisa. No está previsto el ajuste posterior de las longitudes de los cables. La forma del anillo de tracción se determinó mediante un análisis de búsqueda de forma. Dependiendo de la fuerza de pretensado necesaria y la forma del anillo de compresión se encontró un estado de equilibrio que satisface también todas la condiciones de contorno geométricas.

Entre ambos cordones existen unos puntales volantes que mantienen fija la distancia entre el cordón superior e inferior. Está distancia es aproximadamente de 7.00 m. Los puntales volantes se sitúan cada dos ejes, donde existe un cable radial superior. Las siguientes figuras muestran una configuración típica del anillo de tracción y una vista general del anillo de tracción y el anillo de compresión.

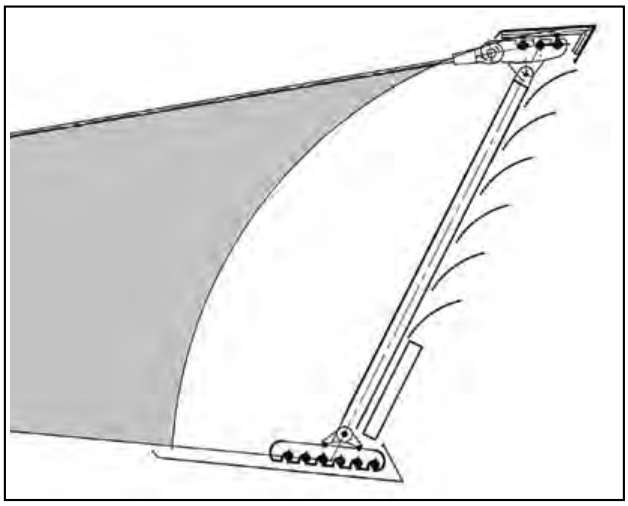


Figura 12. Sección del anillo de tracción.

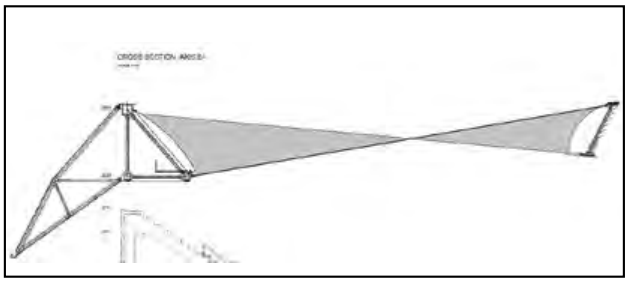


Figura 13. Anillo de tracción y anillo de compresión.

Los ocho cables inferiores del anillo de tracción proporcionan el soporte para una pasarela, instalaciones eléctricas y mecánicas, así como altavoces y equipos de iluminación.

Figura 14. Lamas en el anillo de tracción (vista frontal).

Anillo de tracción con revestimiento, pasarela, drenaje, etc.

Lamas de membrana se sitúan entre los puntales volantes, sirviendo como un cerramiento y cubriendo la parte frontal del anillo de tracción. Se deben adjuntar las lamas a los pórticos entre el anillo de tracción superior e inferior. Estos marcos también alojan los focos ("Anillo de fuego").

Figura 15. Lamas en el anillo de tracción (vista frontal).

Membranas

El material principal de la membrana es tela de vidrio de alta resistencia cubierto por PTFE ("teflón"), hecha de fibras de 3 micras. El vacío entre los cables radiales es cubierto por 96 paneles de membrana principales hechas de "tiras" longitudinales soldadas, con unas dimensiones entre 50.0 m y 57.0 m en la dirección radial y entre 9.0 m y 14.0 m en la dirección transversal.

Las membranas transmiten las cargas de nieve y viento a lo largo de la luz menor principalmente (dirección de relleno) de cable radial a cable radial y están pretensadas en ambas direcciones con una fuerza aproximada de 5 kN/m.

Membranas triangulares cubren las aberturas en el anillo de tracción y de compresión. Para estas membranas se usará un material más ligero que se confeccionará según corresponda.

Los paneles de membrana se tensan y se fijan en sus bordes libres, bien usando abrazaderas de aluminio o cables de catenaria de borde en bolsas.

Todas las esquinas de la membrana se refuerzan mediante capas de membrana adicionales. Se utilizan membranas secundarias para recubrir todos los espacios restantes entre los cables y la estructura metálica.

Se han dispuesto membranas adicionales para:

- Cubrir la pasarela radial (ver abajo).
- Cubrir listones/lamas desde detrás mediante paneles triangulares de membrana.
- Cubrir el anillo de compresión.

Como alternativa a membranas de vidrio/PTFE se pueden emplear materiales basados en PES/PVC si se garantizan las mayores calidades de recubrimiento en superficie.

Pasarela radial

Para acceder e inspeccionar tanto al anillo de compresión como al anillo de tracción, ambos están equipados de pasarelas de mantenimiento. Sólo podrán ser utilizadas por personal autorizado provisto de equipo de seguridad.

La pasarela interior en el anillo de tracción está situada sobre el cable inferior del anillo. La pasarela exterior en el anillo de compresión está situada en el cordón horizontal inferior.

Una pasarela radial con una luz de 44.0 m entre la pasarela interior y exterior permite el acceso a la pasarela interior. La situación de la pasarela radial queda determinada por el punto más bajo del anillo de tracción con una orientación radial, en los ejes 25/26 y 25´/26´.

Voladizo exterior

El voladizo exterior se conecta al cordón superior y al cordón inferior exterior del anillo de compresión mediante tornillos. Las diferentes formas geométricas de las celosías metálicas planas crean la forma ondulada del voladizo exterior.

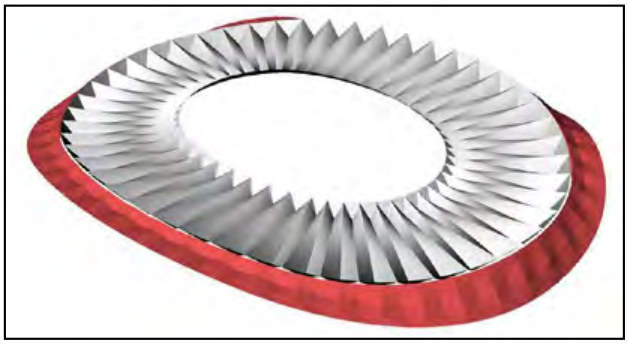


Figura 17. Cubierta del voladizo exterior alrededor del anillo de compresión.

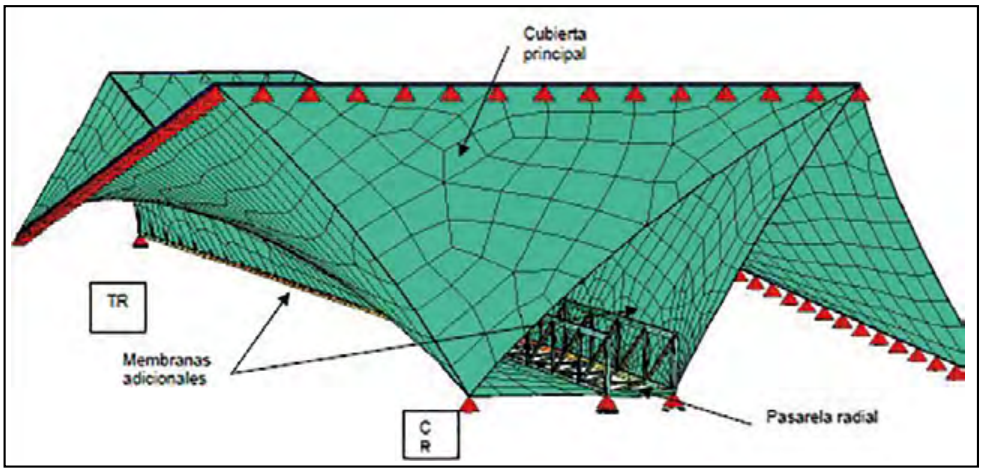


Figura 16. Vista pasarela radial con revestimiento de membranas.

Sólo hay dos tipos básicos de celosías, donde sólo una de las vigas tiene longitud variable. De esta forma se puede conseguir una forma muy compleja con sólo unos cuantos elementos distintos. En la dirección del anillo una pareja de vigas se extiende entre las vigas en celosía adyacentes. Su longitud varía de un eje a otro. La disposición de algunas diagonales (barras a tracción/tubos) la dotan de la rigidez natural necesaria.

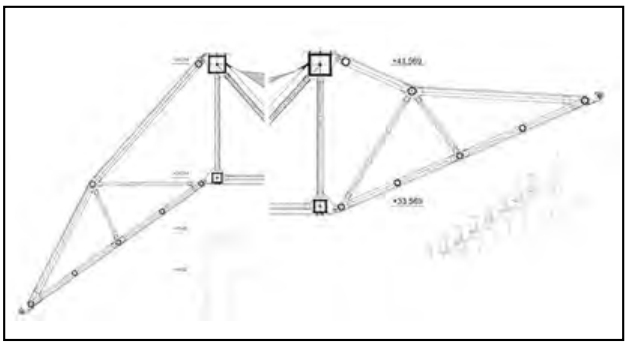


Figura 18. Sección tipo (Eje 24 y eje 0).

Seis elementos están atornillados juntos y con una junta de desplazamiento se unen al siguiente segmento. De esta manera no se introducen fuerzas de coacción en el anillo de compresión de la cubierta principal.

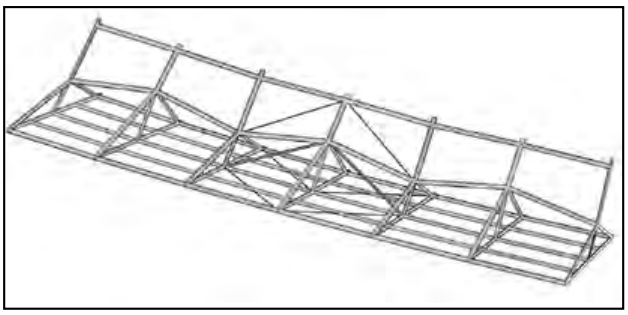


Figura 19. Vista isométrica de uno de los segmentos.

En el borde frontal la membrana se sujeta y el agua de lluvia se recoge. El canalón y la sujeción de la membrana se esconden bajo un revestimiento. El revestimiento también puede albergar elementos para una iluminación especial del borde del voladizo exterior.

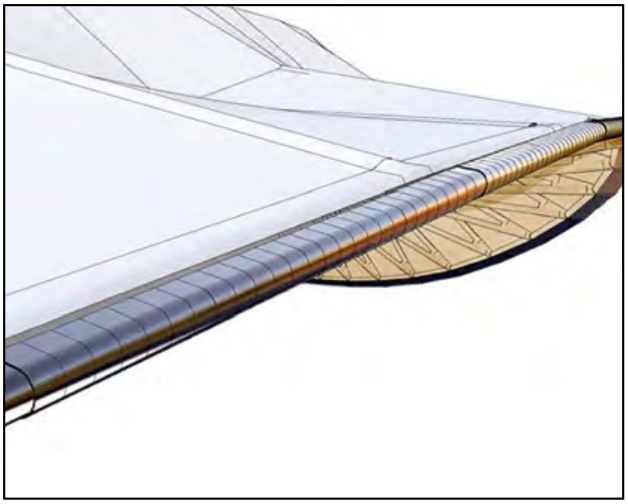


Figura 20. Borde del voladizo exterior.

Apoyos

El anillo de compresión se apoya en dos columnas metálicas sobre la estructura ya existente "La Peineta" y en 16 apoyos esféricos adicionales. La distribución de apoyos es simétrica respecto de los ejes Y-Y.

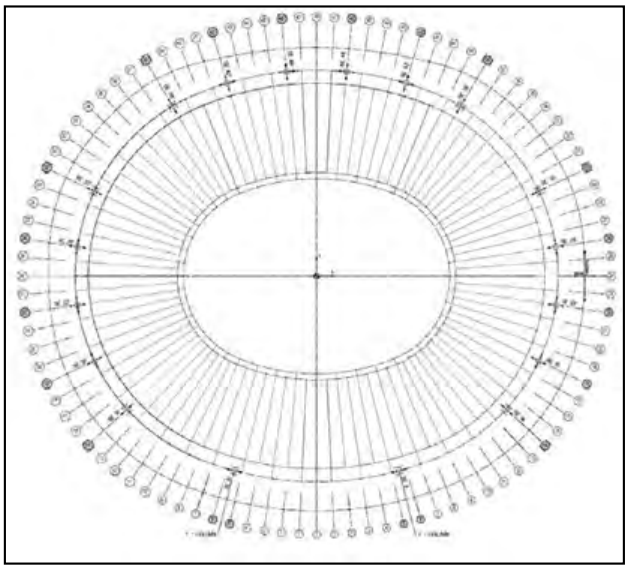


Figura 21. Distribución de los apoyos para el anillo de compresión.

Todos los apoyos se sitúan bajo el cordón inferior exterior del anillo de compresión. Los apoyos esféricos se conectan "boca abajo" al anillo de compresión y deslizan sobre placas de acero inoxidable conectadas a las columnas de hormigón que forman parte de las gradas. Diez de estos apoyos permiten movimientos relativos entre el anillo de compresión y las columnas en las direcciones radial y tangencial.

El resto de apoyos esféricos permiten movimientos relativos en la dirección radial, pero están fijos en la dirección tangencial. Estos apoyos se emplean para transmitir las cargas de viento horizontales que actúan sobre la cubierta al terreno. Estos apoyos se localizan en los ejes 14, 14´, 30, 30´, 38 y 38´.

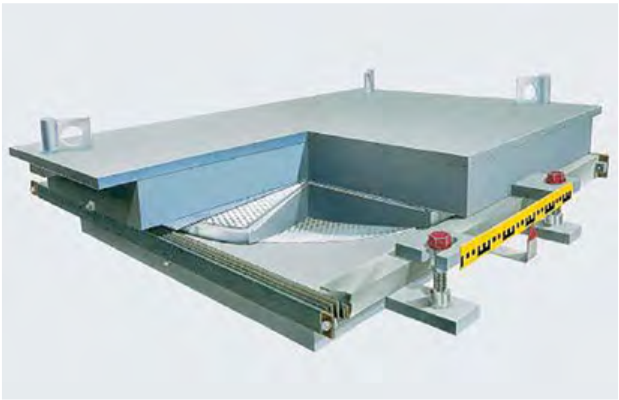


Figura 22. Apoyo esférico tipo (ejemplo de Maurer Söhne Germany).

Las columnas sobre La Peineta están situadas en los ejes 5/6 y 5´/6, con una altura aproximada de 7.30 m. Las columnas están equipadas con bulones y rótulas esféricas para adaptarse a los movimientos del anillo de compresión, trabajando tanto en compresión como en tracción.

Diseño estructural

Se emplearon modelos de elementos finitos en 3D para la cubierta y el voladizo exterior.

Los objetivos prioritarios eran la búsqueda de la forma, el control de fuerzas para el estado límite último para todos los elementos metálicos, cables y membranas. Además la estabilidad global y local de todos los elementos de la cubierta fue controlada. También se comprobó el embalsamiento de agua en las membranas asegurando un drenaje adecuado.

Todas las cargas se aplicaron de acuerdo a la normativa española CTE. Para las cargas de viento se realizó un estudio en el túnel de viento.

El diseño de los elementos estructurales se realizó conforme a la norma española CTE, el Eurocódigo EN y la DIN donde fueran aplicables.

Figura 23. Colocación membrana cubierta.

4. CONCLUSIONES

Un proceso de fabricación y construcción adecuado y altamente preciso es fundamental para una estructura ligera compleja, tal como está cubierta.

La geometría y dimensiones de los planos pretenden mostrar la geometría de fabricación. La geometría de la cubierta después de tensada y bajo las cargas permanentes diferirá de esta geometría. Los cables se encontrarán a diferentes niveles, el anillo de compresión se contraerá y se girará de modo que el cordón superior quedará más cerca del campo deportivo y las puntas del voladizo exterior se moverán hacia arriba.

Proceso de construcción

Montaje de prueba: para alcanzar la geometría correcta del anillo de compresión y para acelerar la construcción, todos los segmentos deben ser montados de prueba con tres segmentos continuos sobre el suelo:

- Montaje de un segmento soldando todos sus componentes.
- Atornillar placa final A a la placa final B del segmento ya ejecutado.
- Construcción del segundo segmento adjunto al primero.
- Repetir los dos pasos siguientes.
- Construir el tercer segmento adjunto al segundo segmento de la misma manera que arriba.
- Desatornillar el primer segmento e instalarlo en la cubierta.

Construcción del anillo de compresión: el peso de los segmentos individuales del anillo de compresión puede alcanzar fácilmente pesos de hasta 100 toneladas. Tienen que ser elevados por grúas pesadas y, por lo tanto, se debe disponer de suficiente espacio y capacidad portante del terreno alrededor del estadio durante la construcción del anillo de compresión. Cada segmento será atornillado al segmento precedente mediante soportes temporales, que deben mantenerse hasta que se alcance el número de apoyos permanentes suficientes.

Instalación de cables y membranas: los cables del anillo dispuestos sobre el suelo se elevarán a su posición final tensando los cables radiales conectados a ellos. Después de esto, los paneles individuales de membrana prefabricados se elevarán al sitio correspondiente para su tensado.

La confección de las membranas, la determinación de la longitud de los cables y el análisis de la construcción depende de las propiedades finales de los materiales y del método constructivo adoptado y, por lo tanto, debe ser realizado por el contratista.

Después de completar el anillo de compresión, el pretensado de cables y la instalación de las membranas, se puede incorporar el voladizo exterior mediante pernos. Las deformaciones del anillo de compresión durante el tensado de los cables deben ser tenidas en cuenta en el diseño final en taller del voladizo exterior.

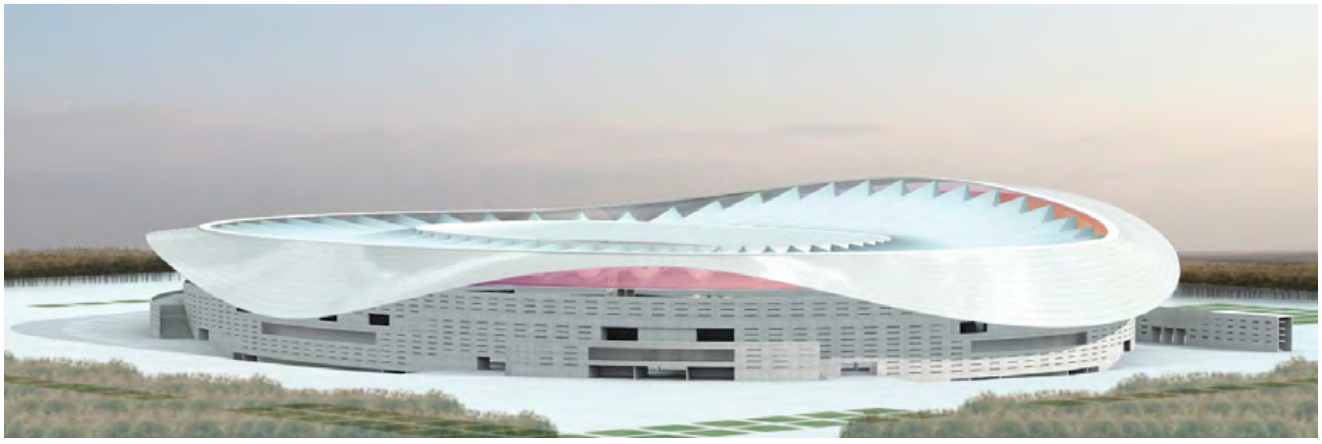


Figura 24. Infografía Cruz y Ortiz. Wanda Metropolitano.

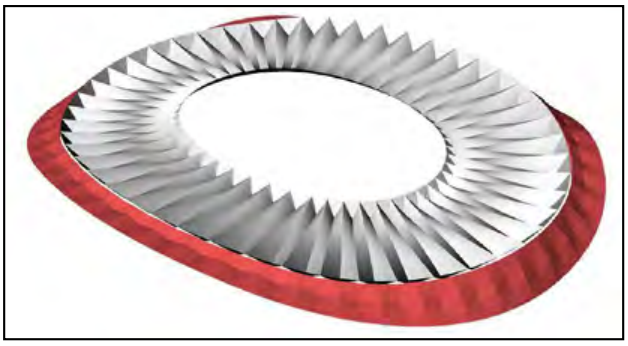


Figura 25. Cubierta y anillo exterior.compresión.

6.336,90	TN ACERO ANILLOS, COLUMNAS Y ESTRUCTURA
83.053,00	M2 PANELES EN MEMBRANA DE CUBIERTA
16.590,00	ML CABLES RADIALES DE TRACCIÓN

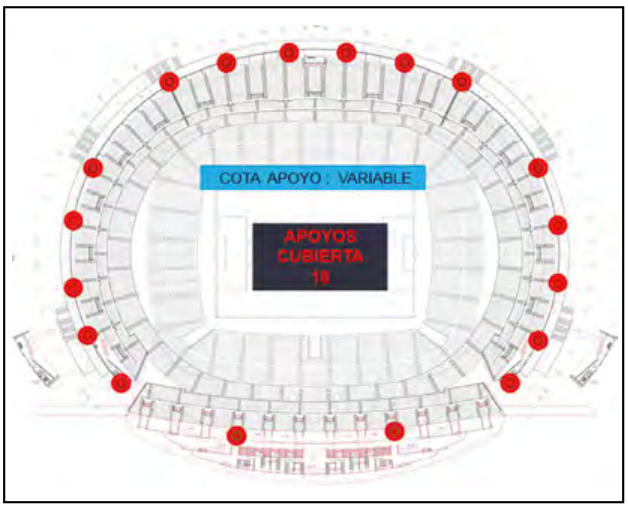


Figura 26. Plano cubierta y apoyos.

5. REFERENCIAS

http://www.apa.org
Normas adoptadas y otras regulaciones
Normas españolas:

- *CTE (Marzo 2006): Código técnico de la edificación.*
- *DB-SE AE Documento básico.*
- *Seguridad estructural – Acciones en la edificación.*
- *DB-SE A Documento básico.*
- *Seguridad estructural – Acero.*
- *NCSE-02 Norma de construcción sismoresistente.*

Parte general y edificación
Normas europeas:

- *EN 1993: Steel Structures* (Estructuras metálicas).

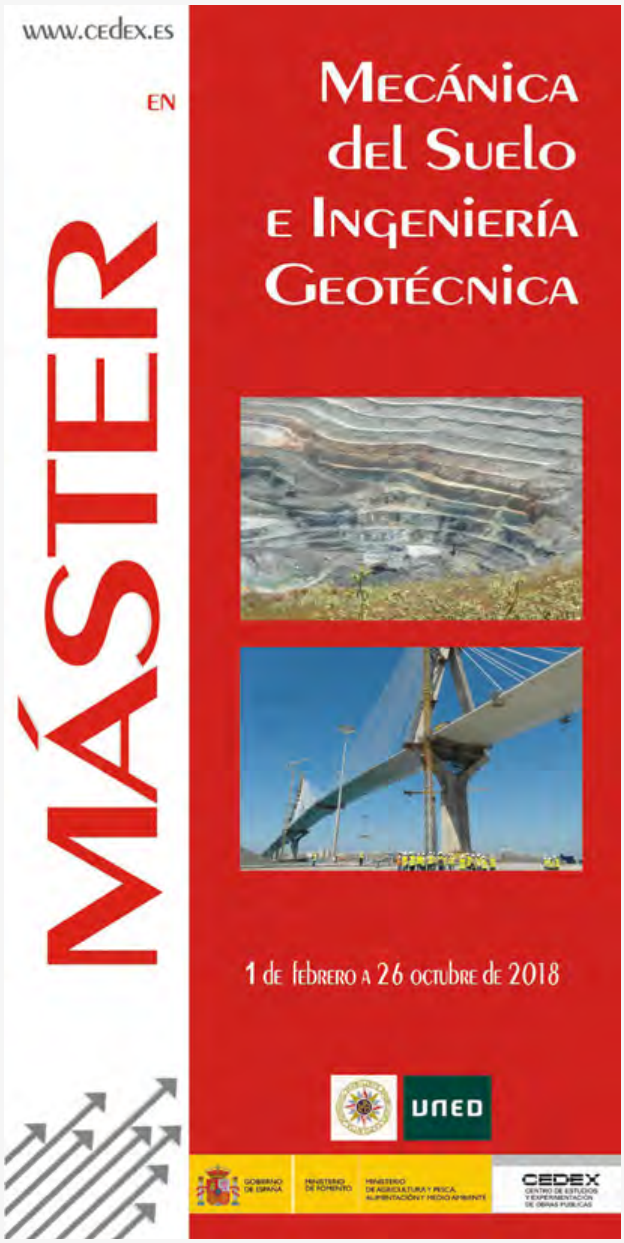
Normas alemanas:

- *DIN 18800: Steel Structures* (Estructuras metálicas).

Otras:

- *Tensinet Design Guide* (para el diseño de membranas).
- *Informe de la prueba del túnel de viento* (Wacker engineers, agosto 2010).

MÁSTER DE MECÁNICA DEL SUELO E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



La UNED y el CEDEX organizan de forma conjunta para 2018 el Máster de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica. El Máster está destinado a ingenieros de Caminos, de Minas, geólogos, y a todos aquéllos procedentes de cualquier país, con titulaciones afines relacionadas con la especialidad y dominio del idioma español, interesados en profundizar en sus conocimientos en Geotecnia en una doble vertiente teórico-práctica.

El perfil internacional de los estudiantes se confirma con la notable presencia de titulados iberoamericanos y, en menor medida, con otros provenientes de países europeos y africanos.

PROGRAMA

Consta de **14 módulos** de entre una y dos semanas de duración aproximadamente cada uno:

1. Mecánica del suelo básica (2,5 semanas)
2. Reconocimientos geotécnicos de campo
3. Mecánica de rocas
4. Cimentaciones superficiales
5. Cimentaciones profundas
6. Estabilidad de taludes
7. Estructuras de contención
8. Estructuras de tierra
9. Túneles
10. Mejora del terreno
11. Geotecnia de presas
12. Geotecnia medio ambiental y minera
13. Dinámica de suelos y de cimentaciones
14. Modelización numérica

El programa se completa con clases de **Geotecnia Avanzada,** distribuidas a lo largo del curso, que versan sobre:

- Geotecnia de estructuras costa afuera (off-shore)
- Geomecánica aplicada al del sector del gas y petróleo
- Fiabilidad geotécnica
- Modelos constitutivos
- Teoría del Estado Crítico
- Teoremas de estados límite
- Suelos no saturados
- Geotermia

El temario se refuerza con prácticas de laboratorio, de campo y de modelización con códigos numéricos comerciales.

Se prevé un curso de una semana de MIDAS GTS-NX, con licencia completa para los alumnos durante el periodo docente, y una sesión introductoria de PLAXIS.

DESARROLLO DEL MÁSTER Y EVALUACIÓN

El Máster consta de un periodo lectivo, entre el 1 de febrero y el 30 de junio, de asistencia obligatoria, en cuyas clases se imparte el programa; y un periodo no lectivo, desde julio a octubre, durante el cual el alumno ha de desarrollar, bajo la tutela de un profesional del sector, una tesina que ha de defender ante un tribunal a finales de octubre. Las clases se imparten de lunes a viernes de 9:00 a 13:30 y, de 2 a 3 veces por semana, de 15:00 a 17:00 h. Se realiza una evaluación continua con ejercicios semanales y tres exámenes parciales.

VALOR AÑADIDO

- Visita técnica y viaje de prácticas para visitar obras geotécnicas de relevancia en España.
- Premio CEDEX a la tesina más sobresaliente, otorgado por el Director del CEDEX en la ceremonia de clausura.
- Contacto con empresas españolas de actividad internacional, asociaciones y sociedades del sector.

El reto del almacenamiento de residuos radiactivos de alta actividad. Análisis de la influencia térmica y tensional en un almacenamiento geológico profundo (AGP). Aplicación práctica al AGP de Onkalo en Finlandia

The Challenge of Storing High-Level Nuclear Waste. Analysis of the Thermal and Stress Influence in a Deep Geological Repository (DGR). Practical Application to the Onkalo DGR Project in Finland

Julián Lozano Cazorla[1*]

Resumen

Vivimos en un mundo en constante cambio y desarrollo, especialmente desde el punto de vista energético. La construcción del primer Reactor Termonuclear Experimental Internacional (ITER) en Francia, los últimos accidentes nucleares (Fukushima Daiichi, Japón), el fin de expiración de licencia de operación de las centrales nucleares españolas en los próximos años, los elevados sobrecostes de la construcción de centrales nucleares como la de Flamanville en Francia (300% sobrecoste), o la declaración de bancarrota de Westinghouse por la pérdida de 6.4 miles de millones de dólares en la construcción de dos centrales nucleares en EEUU hace unos meses, así como la decisión de no construir más instalaciones de este tipo en Alemania, Suiza o Suecia, entre otros, hacen mirar hacia nuevos modelos energéticos, al mismo tiempo que pone sobre la mesa qué hacer con los residuos nucleares generados por éstas y su desmantelamiento en la búsqueda de sistemas alternativos.

El presente artículo tiene como finalidad introducirnos en la gestión de los residuos nucleares de alta radiactividad, desde la construcción de almacenamiento temporal y su problemática, hasta analizar la influencia de la propagación térmica transitoria en los parámetros de diseño y de seguridad del contenedor de residuos nucleares mediante el empleo de una sección típica de almacenamiento subterráneo definitivo en rocas graníticas, como el que actualmente se está construyendo en Onkalo (Finlandia), por tratarse de uno de los iconos más referentes en dicha gestión.

Palabras clave: almacenamiento subterráneo, residuos radiactivos de alta actividad, análisis térmico transitorio.

Abstract

We are living in a world of constant change and development, especially in regard to energy. Examples can be seen in the construction of the first International Thermonuclear Experimental Reactor (ITER) in France, the latest nuclear accident in Fukushima Daiichi (Japan), the expiration of the licenses of nuclear power plants in Spain in the coming years, the miscalculated cost of reactors in the nuclear power plant located at Flamanville, France (300% over budget), or the declaration of bankruptcy at Westinghouse due to a debt of $6.4 billion during the construction of two nuclear power plants in the USA. Countries like Germany, Switzerland, and Sweden have decided not to build more nuclear power plants, looking instead to new energetic models. The quest for alternative systems has raised questions about what should be done with nuclear waste and when ageing nuclear power plants should be dismantled.

The present article aims to introduce us to nuclear waste management, from the troubleshooting of the construction of temporary storage spaces, to the analysis of the influence of security and design parameters of nuclear waste containers by employing a typical section from the subterranean container, such as the one that is currently being constructed in the granite rock formations of Onkalo (Finland).

Keywords: *underground disposal, high-level radioactive wastes, transient thermal analysis.*

1. INTRODUCCIÓN

En relación con el último episodio recogido por la prensa americana con la declaración de bancarrota de la ingeniería, cuya tecnología abarca más de la mitad de las centrales nucleares de todo el mundo, Westinghouse Electric (EEUU), con la pérdida de 6.4 miles de millones de dólares en la construcción de dos centrales en los estados de Georgia y de Carolina del Sur, expone a los ojos del público un obstáculo serio que afecta a la más reciente tecnología nuclear: el riesgo de construcción y licenciamiento de las futuras centrales en coste y plazo.

* Autor de contacto: julianlozanocazorla@gmail.com

[1] Julián Lozano Cazorla. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Máster en Túneles y Obras Subterráneas.

Figura 1. Construcción de la Central Nuclear de Vogtle (Georgia, EEUU). (Fuente: ENR Southeast, 2017).

En Europa, según informan los medios del sector, dos de las cuatro plantas actualmente en construcción están equipadas con tecnología EPR (Tercera Generación Avanzada, Gen. III+), pero sufren irritantes desajustes en relación con los planes previstos: Flamanville, en Francia (seis años de retraso y un coste final por encima del 300% del inicialmente aprobado) y Olkiluoto-3, en Finlandia (entre 8 y 10 años de retraso previsto y una desviación de 5.000 millones de euros sobre el precio ofertado de 3.000 millones).

Los hechos anteriores junto con la declaración de Alemania, Suiza o Suecia, entre otros, de no construir más este tipo de centrales, llevarían a pensar que, al menos en Europa, el papel de la energía nuclear en el futuro de la producción industrial de electricidad se encuentra en cuestionamiento, no solo por los habituales problemas de rechazo del sector antinuclear de la opinión pública, exacerbados por el último y grave accidente de Fukushima Daiichi, sino por algo aún más básico como es la viabilidad técnico-económica de esta clase de instalaciones.

Todo lo comentado anteriormente se derivó tras la gran crisis que golpeó el mundo económico y social, la caída del banco Lehman Brothers en 2008 y el grave accidente de marzo de 2011 en la costa oriental de Japón. Ello supuso que, del aumento de la capacidad nuclear en un 80% que vaticinó la IEEE (Asociación Profesional de los Ingenieros Eléctricos) para el año 2030, se haya pasado a un más que poco probable escenario de construcción de nuevas centrales nucleares en Europa. Además, hay que tener en cuenta la construcción del primer prototipo de Reactor Termonuclear Experimental Internacional (ITER) que está teniendo lugar en Francia.

El caso de España es bien distinto. No se conoce ningún proyecto futuro sobre construcción de nuevas centrales nucleares. Sin embargo, las plantas que operan desde hace aproximadamente tres décadas en territorio español afrontarán en breve la expiración de su licencia de operación, otorgada por un plazo de cuarenta años tras la autorización inicial. En los próximos años, España deberá decidir sobre el futuro de siete centrales en total, con una potencia instalada de casi 7.400 MWe y una producción que representa actualmente algo más del 20% de la demanda nacional.

La relación de las centrales nucleares en funcionamiento en España, con sus fechas de inicio y fin de operación comercial según la autorización vigente, se recoge en la tabla 1.

Tabla 1. Relación de centrales nucleares y sus fechas. Fuente: Foro de la Industria Nuclear

Central Nuclear	Potencia (MWe)	Fecha de inicio de Operación	Fecha de expiración de su licencia operativa
Almaraz I	1049,4	1981	2021
Almaraz II	1044,5	1983	2023
Ascó I	1032,5	1984	2024
Cofrentes	1092,0	1985	2025
Ascó II	1027,2	1986	2026
Vandellós II	1087,1	1988	2028
Trillo	1066,0	1988	2028
Total	7396,7		

Así pues, resulta evidente que el tema es complejo y sea cual sea la decisión política-económica en los próximos años, existe a su vez la problemática de cómo gestionar los residuos generados por dichas centrales nucleares en los años siguientes.

En relación a la gestión de los residuos nucleares, cabe destacar que el residuo generado es gestionado a través de un paso intermedio previo al definitivo en el almacenamiento geológico profundo (AGP), conocido con las siglas de ATC (Almacenamiento Temporal Centralizado). Sin embargo, existe una problemática en el diseño de este tipo de instalaciones prototipo ATC para el almacenamiento del residuo de alta actividad radiológica proveniente de las centrales nucleares. Ello radica en la necesidad de materializar un edificio robusto y seguro frente a solicitaciones

tales como tornados, impactos de avión o seísmos con una o varias ZPA (aceleración de pico) mayores de 0.4g (sismo virtual), así como de unas acciones térmicas que generan dichos residuos en sí, al estar estas instalaciones clasificadas como Categoría I nuclear según la NRC (Nuclear Regulatory Commission), que dificultan una transición entre un diseño sin juntas de dilatación y robusto para evitar las fugas de radionucleidos y de seguridad humana frente a situaciones accidentales.

A modo ilustrativo, se realizó un estudio de un edificio temporal prototipo como el de la figura 2, considerando el incremento de temperatura debido al cambio climático, una potencia de 1750 W (115 °C) del combustible gastado en el momento de la recepción y posterior almacenamiento, así como el sismo de parada segura (El Centro, ZPA de 0.35g) empleado para el diseño de las centrales nucleares españolas, por tratarse del estado tensional más desfavorable.

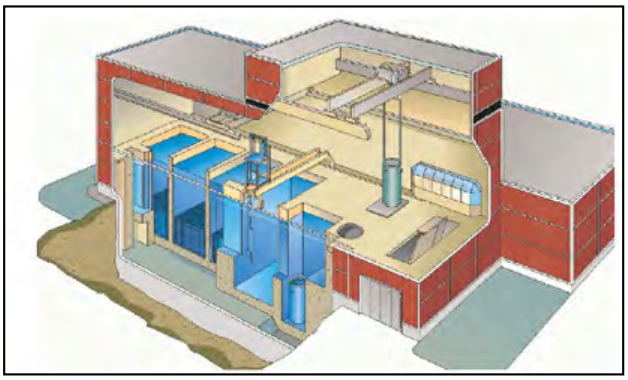


Figura 2. Almacenamiento temporal del combustible gastado de Olkiluoto (Finlandia).

En la figura 3, se muestra alguno de los resultados obtenidos para un hormigón de 50 MPa fisurado (según recomendaciones de la normativa americana ACI 349) en la combinación de accidente (sismo y temperatura) donde se muestra en color gris la zona plastificada, es decir, aquella cuya relación entre la tensión y la tensión admisible es mayor de 1.

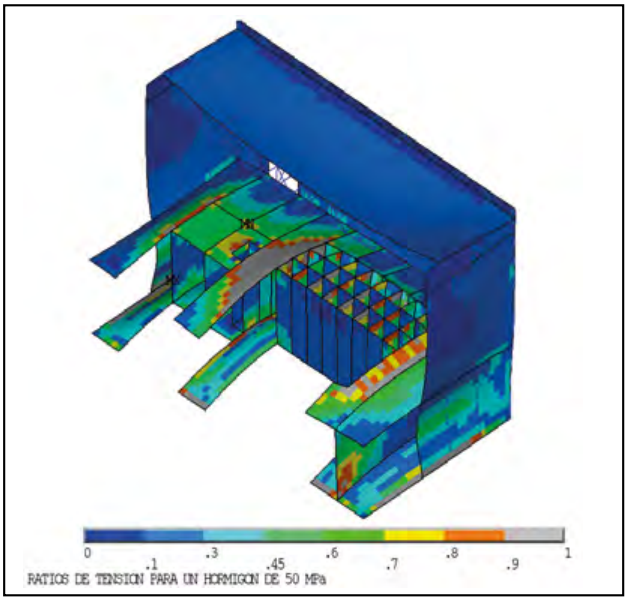


Figura 3. Ratio de tensión admisible del prototipo fisurado (Rmax=1.82).

Como puede observarse, no sólo supone un reto técnico y de seguridad, sino que además este edificio prototipo temporal no es viable para *residuos radiactivos de alta actividad* debido, entre otros factores, a que el diseño de estas instalaciones para una vida útil de 60 años no es más que una solución parcial y no definitiva, puesto que si atendemos al marco temporal referido a los desechos radiactivos, se observa que estos tienen una larga vida que supera con creces a la de la estructura. Todo ello, sumado al cambio climático, donde muchas series históricas temporales de temperatura ya no son válidas y se necesita de un criterio de seguridad mayor, nos llevan a la necesidad de mirar hacia otras alternativas, como los almacenamientos geológicos profundos o AGP que están siendo estudiados y construidos en países de nuestro entorno con gran repercusión en el mundo nuclear y que, seguidamente, se abordan y analizan.

Almacenamiento geológico profundo de residuos nucleares. Onkalo. La solución finlandesa en formaciones graníticas

En el caso de Finlandia, los residuos de baja, media y alta actividad son depositados en instalaciones subterráneas, siendo la empresa Posiva la que se encarga de todo el planeamiento, investigación y desarrollo necesario; además, es ésta la que construirá y operará la instalación para el encapsulamiento del combustible gastado que se está llevando a cabo en Onkalo, con fecha prevista de operación 2020.

El emplazamiento escogido se trata de rocas graníticas de muy buena calidad y baja permeabilidad (inferior a 10^{-13} m/s), estando compuesta de cinco tipos de rocas: a) gneis migmatíticos VGN (43%) y DGN (21%), b) gneis homogéneos, con bandas, o no-migmatítico TGG (8%) y MGN (7%) y c) granitos pegmatíticos PGR (20%). Para su determinación, fue requerida de una previa campaña geotécnica para la detección de fallas (figura 4), además de la utilización del "CEIC" (Coordinación de Ingeniería de Diseño, Investigaciones y Construcción) para reconocer las condiciones más probables, favorables y desfavorables de antemano, preestableciendo así alternativas de diseño basadas en estas condiciones. Esta gran cantidad de información es lo que se conoce como Big Data aplicada a modelos BIM (figura 5), de tal manera que el proyecto en sí se trata de un documento vivo.

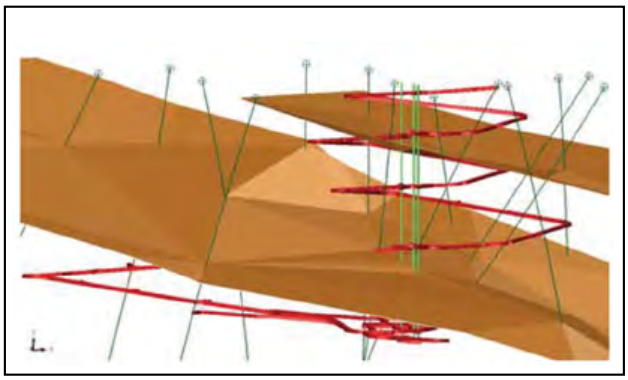


Figura 4. Representación de las dos principales planos de falla de Onkalo (Falla superior: OL-BFZ 019C y falla inferior: OL-BFZ020A). (Fuente: Mönkköne y otros, 2012).

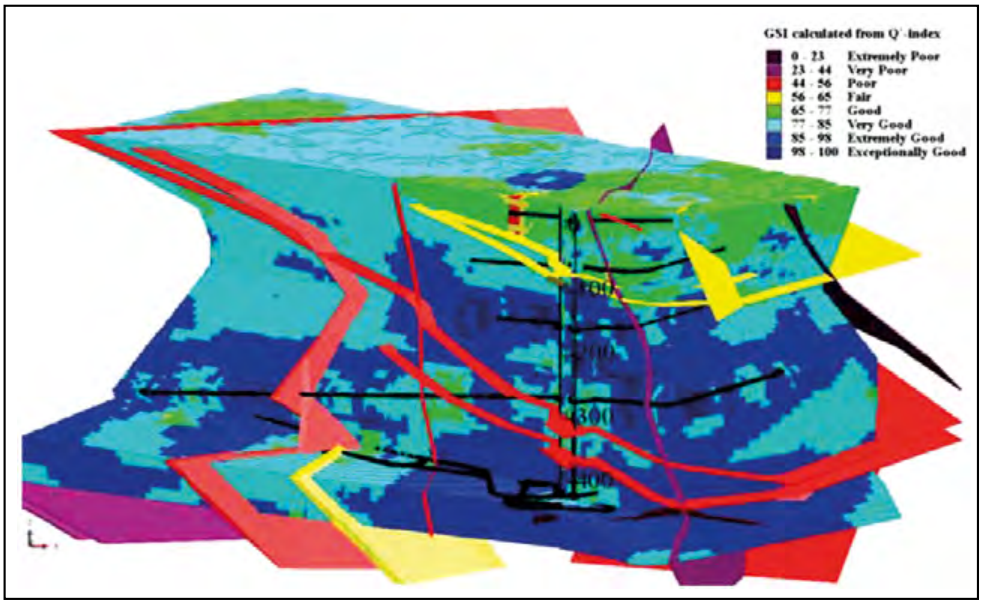


Figura 5. Representación de la estimación del GSI y de las zonas de falla. (Fuente: Mönkkönen y otros, 2012).

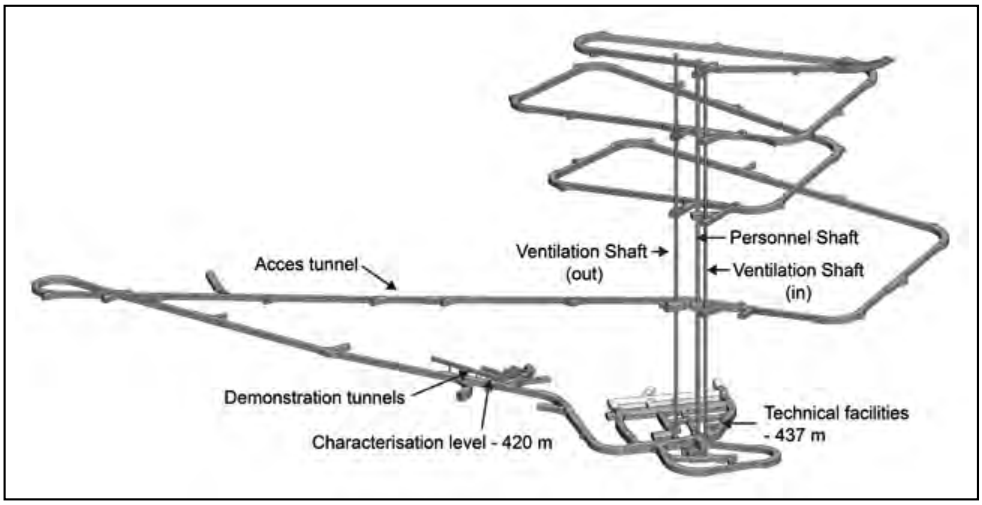


Figura 6. Túnel de acceso, pozos de ventilación y de personal así como de un laboratorio. (Fuente: Saanio y otros, 2013).

Esta construcción conlleva tres fases iniciales: galería principal, laboratorios de investigación del comportamiento del residuo en la roca e instalaciones técnicas, tal y como se observa en la figura 6, donde serán almacenados 2.800 recipientes de residuos nucleares.

Los túneles de deposición serán excavados mediante voladura controlada en uno o ambos lados del par de túneles centrales en el mismo sentido a la máxima tensión principal y con una longitud inferior a 350 m por imposición constructiva y de seguridad (figura 7).

Una vez ejecutados estos túneles centrales, los recipientes de eliminación se depositan en los orificios perforados, cuyo diámetro es de 1,75 m y su profundidad es de 7,83 m para los bidones OL1-2; 8,28 m para los bidones OL3 y 6,63 m para los bidones LO1-2 (figura 8).

Las superficies de estas galerías son mapeadas y, además, en los túneles de deposición se realizan diferentes mediciones para descubrir las posibles secciones adecuadas del túnel para los sitios de orificios de deposición, así como su espaciado. Sin embargo, en el diseño original se supone que la distancia mínima entre los depósitos es de 9,0 m para los bidones OL1-2; de 7,5 m para los bidones LO1-2 y de 10,5 m para los bidones OL3; y la distancia entre los túneles de deposición es de 25 m. En cualquier caso, más adelante se analizará cómo influyen las características mecánicas al variar dichas distancias.

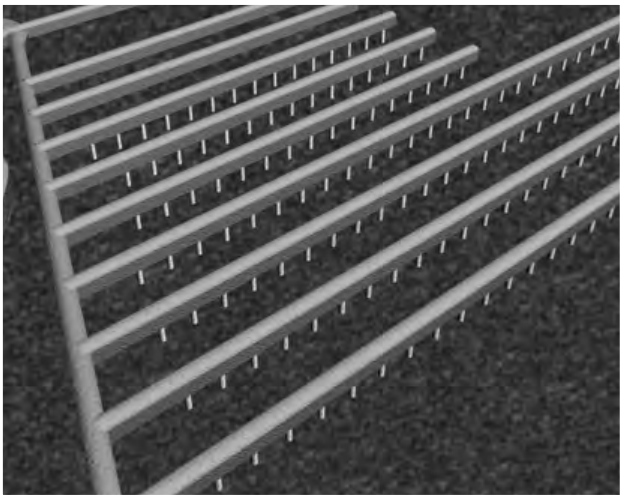


Figura 7. Túneles centrales y depósitos. (Fuente: Siren y otros, 2011).

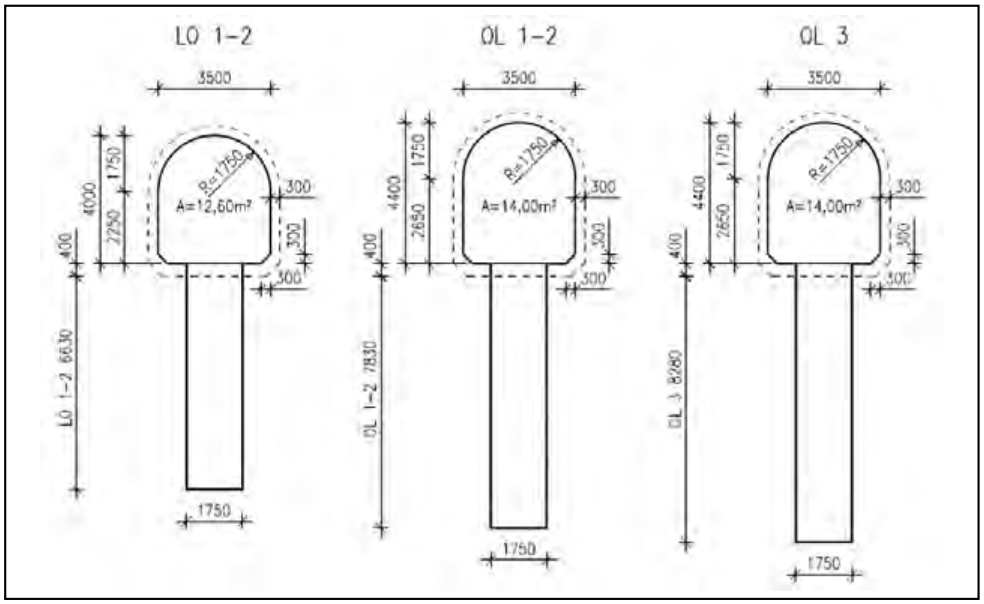


Figura 8. Sección transversal LO 1-2, OL1-2, OL 3. Cotas en mm. (Fuente: Pintado y otros, 2013).

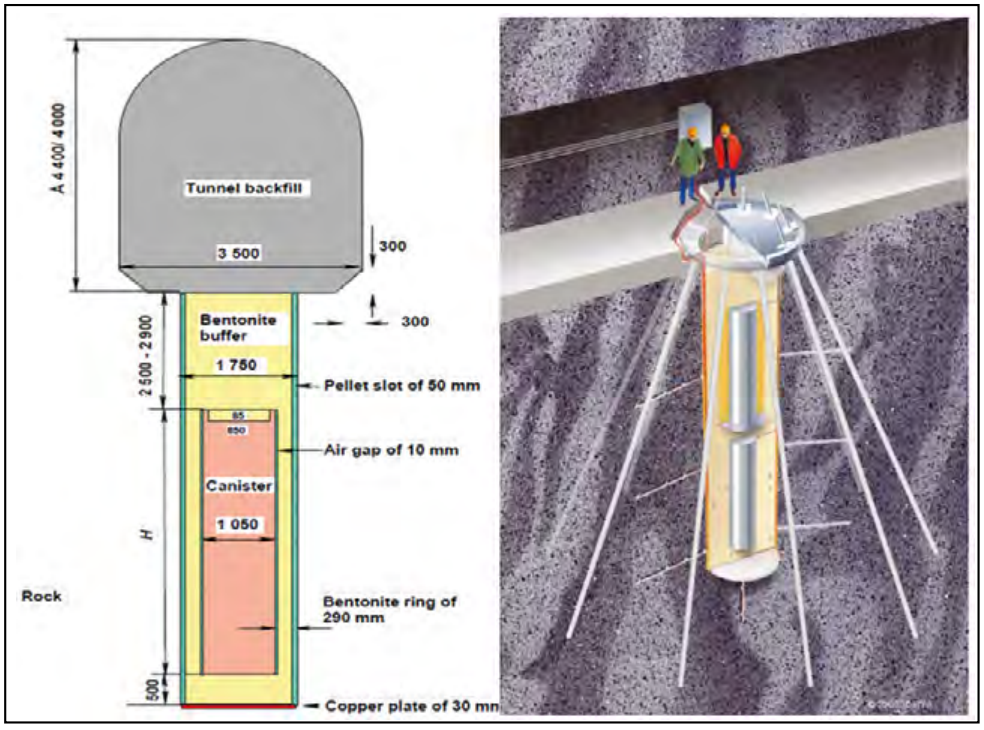


Figura 9. Partes del repositorio SKB y contenedores empleados (Fuente: Pintado y otros, 2013).

Tras esta fase, se procede a la colocación de la vasija nuclear y posterior recubrimiento con el anillo de bentonita MX-80 hasta completar su sellado (figura 9). Este proceso, será monitorizado en el laboratorio *in situ* para determinar el comportamiento de la roca y de la garantía del sello, siguiendo el modelo SKB realizado anteriormente en las instalaciones de Äspö de Suecia por tener unas condiciones de contorno muy similar al de Onkalo, ya que la disposición geométrica, temperatura y diseño del contenedor nuclear es la misma, así como por tratarse también de formaciones graníticas de características similares.

A medida que dichos túneles se vayan ocupando por el residuos nucleares, serán rellenados y sellados en su inicio con un material compuesto de pellet de arcilla, hormigón y material de la propia excavación, así como por un tapón estructural cuya función principal consiste en retardar lo máximo posible el flujo de agua ascendente originado al realizar la obra. Este modelo sigue el esquema de diseño conocido con las siglas BPT (del inglés, Backfill and Plug Test), tal y como se puede ver en la figura 10.

Sin embargo, es importante señalar que el AGP en condiciones no saturadas presenta una serie de problemas que se detallan a continuación:

1. Efecto spalling o desconchamiento de la roca circundante debido al incremento de volumen de la bentonita. Este efecto es provocado por el aumento de la tensión debida a la evolución térmica del residuos nucleares a lo largo de cientos de años.
2. Deterioro de las propiedades mecánicas de la bentonita MX-80 a temperaturas superiores a 100 °C. Por ese motivo, según el tipo de contenedor (LO1-2,

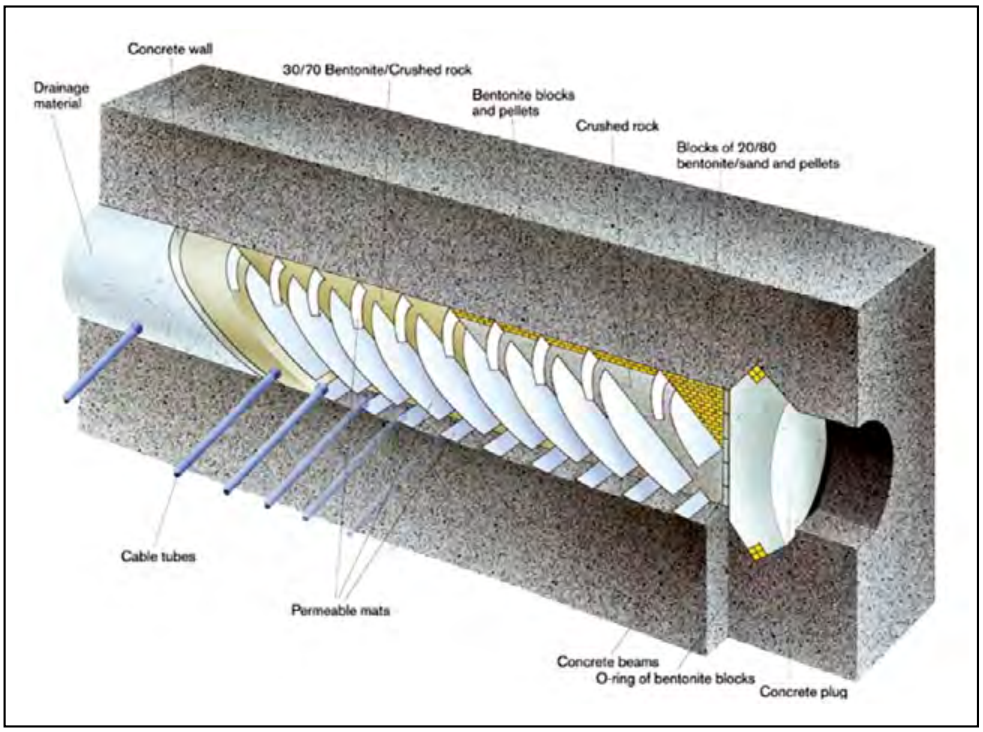


Figura 10. Diseño del ensayo BPT (Fuente: Dixon y otros, 2009).

OL1-2, OL3) se fijaba un espaciamiento mínimo, así como una distancia entre los túneles de deposición de 25 m. Sin embargo, se analizará la sensibilidad al variar la distancia entre contenedores, considerando una distancia mínima mayor de 6 m. Es importante destacar las aportaciones en esta materia realizadas por CIEMAT con la bentonita española FEBEX en condiciones análogas a la de repositorio nuclear (Fuente: Martín y otros, 2006).

3. Efecto cracking o cierre de la sección del túnel, especialmente bajo profundidades entre 300-700 m, lo cual delimita las condiciones de seguridad durante el proceso de excavación y de explotación del almacenamiento.
4. Movimiento a lo largo de posibles fracturas producidas por movimientos sísmicos o fallas activas. La ductilidad del depósito de combustible gastado juega un papel fundamental para soportar la deformación cortante, tal y como se puede apreciar en la figura 11, aunque bien es cierto que las fracturas se evitan una vez se hayan detallado las ubicaciones mediante sondeos.

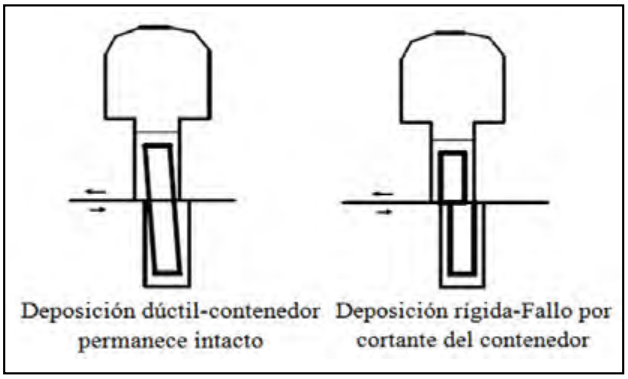


Figura 11. Fallo por cortante del contenedor. (Fuente: Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (SKB). (2013).

5. Presencia de agua en las zonas fracturadas de la roca. La característica más importante la constituye la presencia de zonas de fracturas portadoras de agua y la geometría de éstas, ya que pueden suponer caminos para el rápido transporte de las aguas subterráneas entre el repositorio y el entorno humano. Por este motivo, no se deberán emplazar residuos próximos a tales zonas fracturadas, habiéndose introducido la restricción de que existan al menos 100 metros de roca intacta entre las cápsulas y cualquier zona de fracturas relevante. Además, el agua subterránea en la roca madre de Olkiluoto es salina a profundidades comprendidas entre los 400-500 m, por lo que se utiliza acero a prueba de ácido y corrosión.
6. Corrosión amorfa de la cápsula de cobre, cuyas causas principales son debidas, por un lado, a la aparición de flujo salino de agua y de gases disueltos que influyen en los procesos en el campo próximo y en la migración de radionucleidos en la geosfera; y por otro, a la actividad bacteriológica en ambiente anaeróbico debida a la reducción de sulfatos y oxidación del metano en condiciones de aguas anóxicas –aguas subterráneas en las que el oxígeno disuelto está agotado– que generan el aumento de volumen por la corrosión.

Todo ello sirve de base para realizar un análisis del riesgo de almacenar los residuos nucleares en Onkalo, procurando no exceder el riesgo anual calculado dado como una escala logarítmica para individuos expuestos en las inmediaciones del repositorio y para los dos tipos de modos de fallo que podrían ocurrir más probablemente y con un mayor riesgo para la salud del ser humano.

Un riesgo anual de 10^{-6} significa que la probabilidad de contraer cáncer o de padecer efectos hereditarios de la exposición a la radiación correspondiente es de uno en un millón por año si está continuamente expuesto a esta dosis.

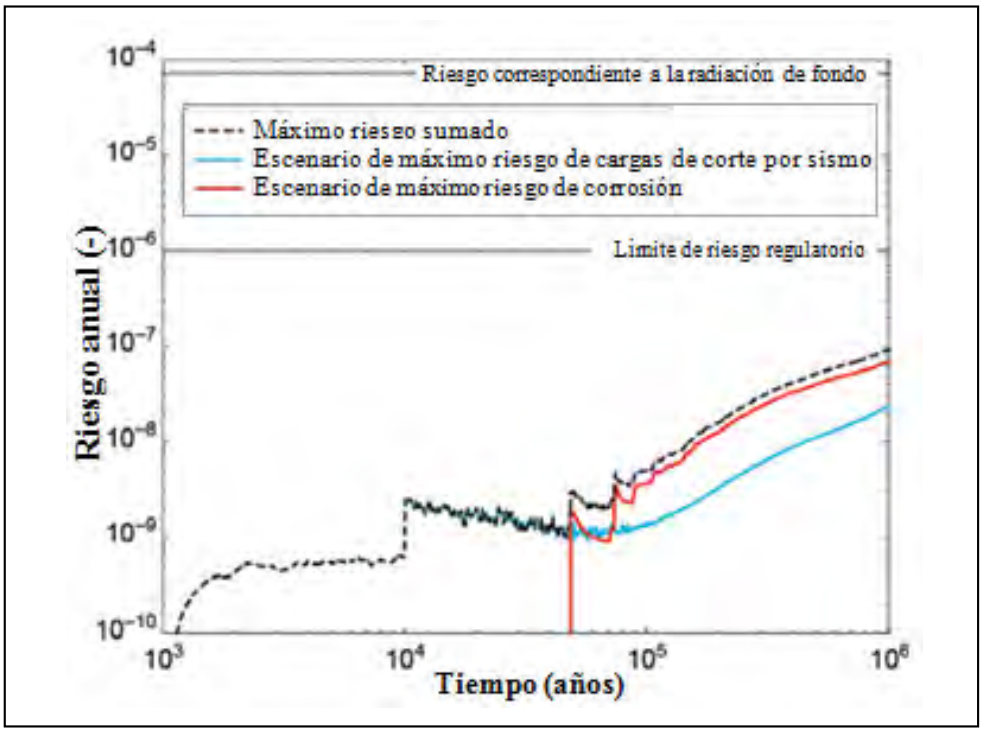


Figura 12. Evolución de los riesgos probabilísticos a lo largo de los años. (Fuente: Compañía Sueca de Gestión de Residuos Nucleares (SKB), 2013).

Los pequeños riesgos entre 1.000 y 10.000 años se deben a fallos de los bidones inducidos por el terremoto –cargas de corte, mostradas en azul–. Para este escenario, se espera que el anillo de bentonita dañado se erosione 10.000 años después del fallo, lo que conduce a un aumento en el riesgo de exposición a partir de ese momento. Las mayores tasas de flujo de agua subterránea y las mayores concentraciones de sulfuros relevantes en Onkalo producen los primeros fallos de corrosión –mostrados en rojo– a los 50.000 años (figura 12).

2. MÉTODOS EXPERIMENTALES

Se ha realizado un exhaustivo análisis de un caso real del almacenamiento geológico de Onkalo, empleando para ello el método de elementos finitos. Así pues, se han analizado los siguientes dos puntos críticos:

1. Un análisis térmico para examinar la influencia de la potencia térmica del combustible gastado en la geometría del modelo, con el fin de cumplir con las exigencias del diseño y de seguridad a lo largo del tiempo.
2. Un análisis tensional de la sección frente al efecto del *spalling*, que se puede originar al ejecutar dichas galerías a gran profundidad (450-700 m) considerando la temperatura del combustible gastado a lo largo del tiempo, así como la posible incidencia de realizar la excavación en una zona débil de la formación granítica.

El cálculo térmico transitorio de esta estructura se va a hacer con apoyo del programa de cálculo de elementos finitos ANSYS y su lenguaje de programación APDL.

Dada la complejidad del problema, en determinados análisis se ha reducido el cálculo a un modelo de tensión plana en dos dimensiones, a fin de analizar la temperatura en función de la geometría y del medio, así como de la anisotropía existente.

En lo que respecta a la construcción del modelo de elementos finitos, se han empleado diferentes elementos de los disponibles en el código de ANSYS, dependiendo del elemento estructural que se tratase. A continuación, se describen las principales características de los tipos de elementos finitos adoptados en el análisis:

Plane77

Se trata de un elemento de 8 nodos por elemento, con un único grado de libertad, la temperatura. Estos elementos tienen funciones de forma térmicos compatibles y permiten incluir condiciones de contorno curvas, además de análisis térmicos planos (2D), estado estacionario o transitorio, como es nuestro caso (figura 13):

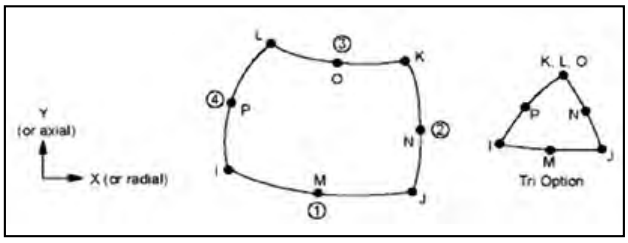


Figura 13. Elemento plano (Plane77). (Fuente: ANSYS Mechanical User's Guide (2017).

Plane182

Es adecuado para analizar estructuras sólidas en dos dimensiones. Se considera tensión plana. Cada elemento es definido por 4 nodos con 2 grados de libertad cada uno, desplazamientos en X y en Y (figura 14).

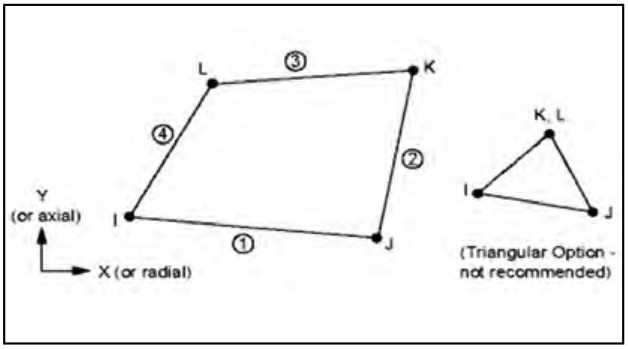


Figura 14. Elemento plano (Plane182). (Fuente: ANSYS Mechanical User's Guide (2017).

Condiciones de contorno

Una vez definidas las propiedades mecánicas del modelo, así como el tipo de análisis que se emplea, se comentan las condiciones de contorno contempladas en el cálculo.

1. Simetría (S): Como se observa en la figura 26, una estrategia que resulta eficaz en estos modelos estructurales para ahorrar tiempo de computación consiste en establecer bordes de geometría simétrica, es decir, simular un mismo comportamiento o matriz estructural en el lado opuesto.
2. Temperatura ambiental (amarillo): Para el análisis de la temperatura, y dado que intervienen conceptos como la difusividad y conductividad, es importante fijar en el modelo la temperatura ambiente, que entre otros aspectos afecta al modo en que se propaga la temperatura del repositorio a lo largo del tiempo, lo cual tiene un especial interés en las propiedades mecánicas del modelo en sí. Para ello, en el modelo con elementos finitos se tuvo en cuenta la distribución lineal obtenida como resultado de la correlación de los resultados hallados en varios nichos de investigación realizados a lo largo del repositorio (figura 15). Como resultado a estas dos primeras condiciones de contorno, se obtiene la siguiente figura 16:

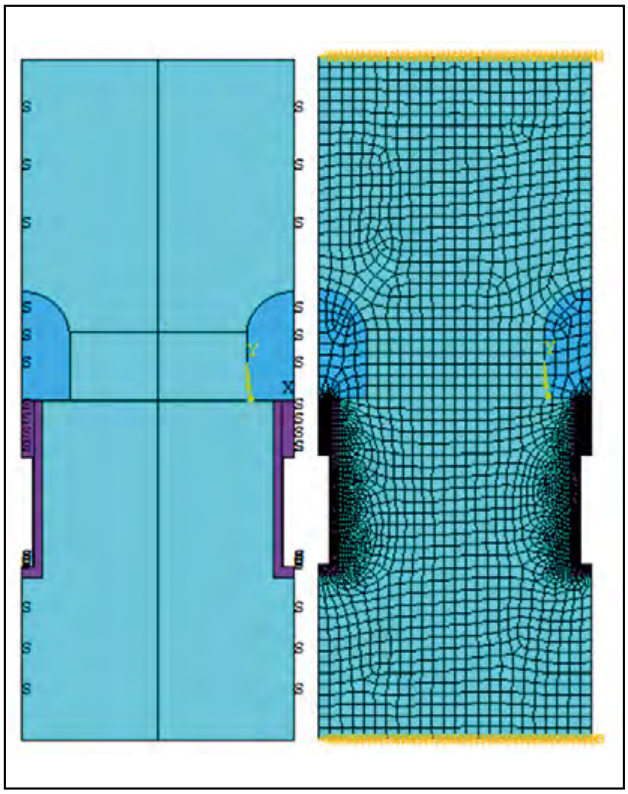


Figura 16. Condiciones de contorno del modelo plano (2D), simetría (S) y temperatura ambiental (amarillo).

3. Tensiones *in situ*: Previo a la excavación y colocación del recipiente, es importante fijar el nivel tensional *in situ*. Las descripciones geológicas y las tensiones *in situ* de las zonas se pueden encontrar en Aaltonen y otros (2010).
4. Hay que tener en cuenta la potencia de cada contenedor tras un periodo de 30-40 años de enfriamiento (Hökmark, 2010). En este caso, el combustible es del tipo PWR.

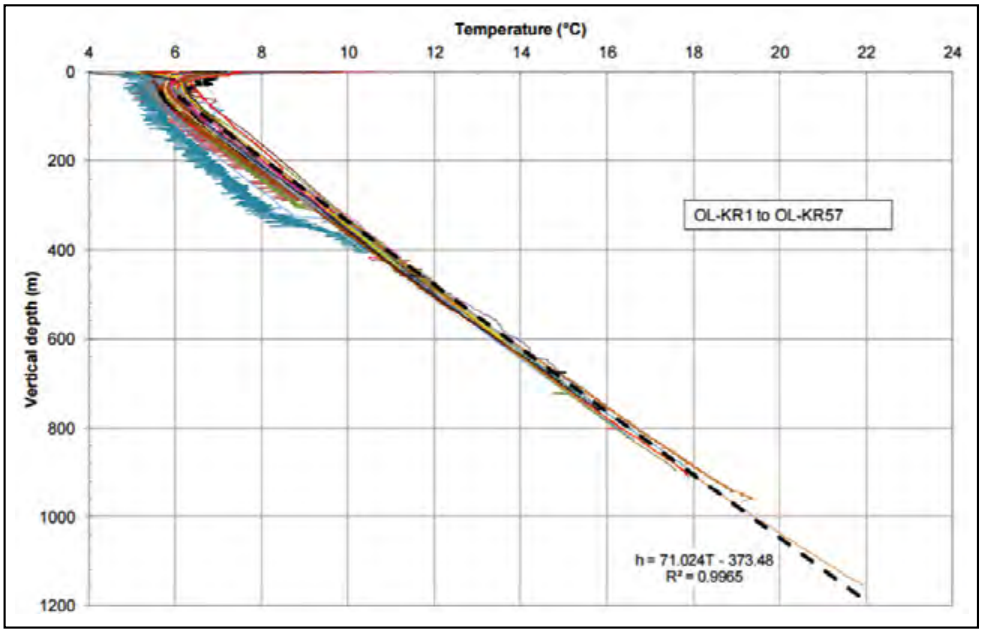


Figura 15. Evolución térmica según la profundidad (Fuente: Sedighi y otros, 2014).

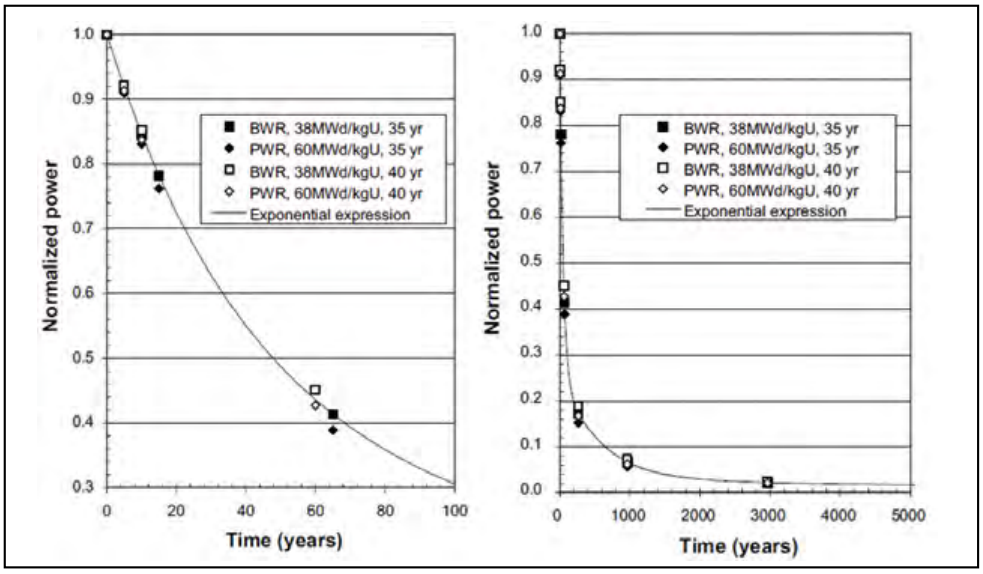


Figura 17. Potencia normalizada para un residuos nuclear de 30 a 40 años del tipo BWR y PWR con 38 MWd/kgU and 60 MWd/kgU, respectivamente (Fuente: Håkansson, 2000).

Análisis de la influencia térmica del modelo

El cálculo de la temperatura de la pared de roca en la altura media del recipiente es un problema complejo. Para el caso idealizado de una roca homogénea con un valor variable de conductividad térmica –y de capacidad calorífica–, se puede utilizar una solución analítica para determinar la temperatura de la pared de la roca en función de la separación entre el recipiente y el túnel (Hökmark y Fälth, 2003). En el caso real de que dicha roca sea heterogénea, es necesario tener en cuenta la variabilidad espacial de la conductividad térmica y la capacidad calorífica. Por esta razón, se ha desarrollado un método numérico que considera directamente la variabilidad espacial y la anisotropía en la geología. Sin embargo, la anisotropía dentro del tipo de roca (foliación, alineación) no se tiene en cuenta y, en consecuencia, se debe manejar como una incertidumbre.

Por otro lado, las propiedades térmicas de la roca dependen de la temperatura. El cambio relativo en las propiedades causado por cambios de temperatura de 10 °C (condición inicial a -450m) a 100 °C puede ser del orden de 10-20%. En el análisis se tuvo en cuenta esta dependencia de la temperatura. Para ello, se supone que la conductividad térmica λ y la capacidad calorífica volumétrica C, del que depende la difusividad, tienen una dependencia lineal de la temperatura del tipo:

$$\lambda = \lambda_o\left(1+\propto \lambda(T-T_o)\right)$$

$$C = C_o(1+\propto C(T-T_o))$$

Los valores iniciales o propiedades de ésta son λ_o y C_o a la temperatura de referencia T_o. Los coeficientes lineales $\propto \lambda$ y $\propto C$ se dan para cada tipo de roca. Estas variaciones ya fueron estudiadas en los años 60 con las aportaciones de Clark (1966) y Dmitriev y otros (1972) (figura 18).

Respecto a la anisotropía de la roca, si existe una anisotropía sistemática tal que la conductividad nominal de la roca sea λ con diferentes valores de λ_x , λ_y , λ_z tales que

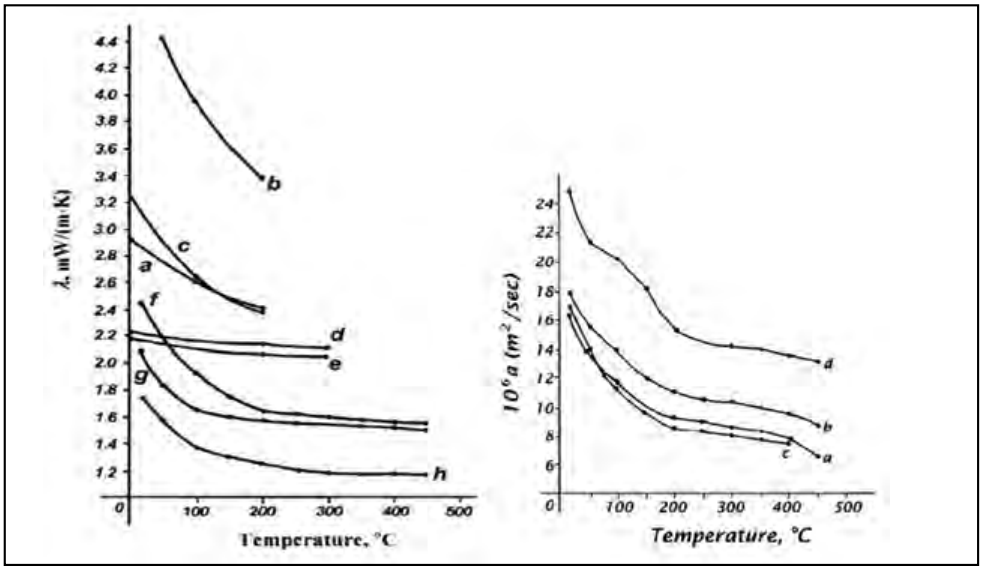


Figura 18. Evolución de la conductividad térmica (izquierda) para algunos tipos de rocas: a y h granitos; b dunitas; c calizas; d y g diabasa; e y f gabro (Fuente: Dmitriev y otros, 1972) y Evolución de la difusividad térmica para algunos tipos de rocas: a gabro; b diabasa; c granito; d granito-gneiss (Fuente: Clark, 1966).

Tabla 2. Conductividad térmica en condiciones isótropas y anisótropas para la formación VGN

	Sección horizontal	Sección Vertical
Condición isotrópica	$\lambda_x = \lambda_y = 2.83$ W/(m·K)	$\lambda_r = \lambda_z = 2.83$ W/(m·K) r
15% anisotropía	$\lambda_x = 3.13$W/(m·K) $\lambda_y = 2.66$ W/(m·K)	$\lambda_r = 3.04$ W/(m·K) $\lambda_z = 3.13$ W/(m·K)
50% anisotropía	$\lambda_x = 3.54$ W/(m·K) $\lambda_y = 1.77$ W/(m·K)	$\lambda_r = 2.89$ W/(m·K) $\lambda_z = 4.335$ W/(m·K)

$\lambda^3=\lambda_x*\lambda_y*\lambda_z$, la temperatura de pico del anillo de bentonita resultante puede ser mayor –o menor– que en el caso isotrópico con $\lambda_x=\lambda_y=\lambda_z$. Esto significa que se debe aplicar un margen de seguridad para tener en cuenta la anisotropía, el cual depende de las direcciones principales del tensor de conductividad, es decir, si están alineadas con la geometría de deposición. El peor caso consistiría en que los planos de foliación atravesaran a lo largo del túnel y se hundieran 90 °, ya que esto podría afectar más en el transporte horizontal del calor lejos de los túneles, lo que es particularmente importante durante los primeros 10-20 años después de la deposición. En este caso, y para mediar la sensibilidad en los resultados, se tiene en cuenta en el análisis esta anisotropía para valores que oscilan entre 15% y 50%, tal y como se resumen en la tabla 2. Además se considera, mediante una geometría variable parametrizada, la opción de cambiar las condiciones de contorno del modelo para evaluar dicha diferencia y calibrar así el modelo.

3. RESULTADOS

A continuación, se comentará cada uno de los resultados obtenidos en el modelo de cálculo. Por ello, se analizará la influencia que tiene el fenómeno de la anisotropía térmica, el impacto de las dimensiones geométricas y espaciamiento entre cápsulas para cuantificar la funcionalidad e integridad del anillo bentonítico (MX-80), así como la temperatura de la pared de la roca, para terminar con la comprobación del efecto spalling del mismo.

Variación térmica debido a la anisotropía en la pared del muro granítico del repositorio

Además de verificar la anisotropía de la solución analítica, las figuras 19 y 20 muestran que la anisotropía asumida comentada (15%-50%) no influye en el campo de temperatura generado de una cápsula individual a grandes rasgos. En estas figuras se puede apreciar cómo aumenta la temperatura debido al efecto de la anisotropía en la conductividad y difusividad cuando ésta es incrementada.

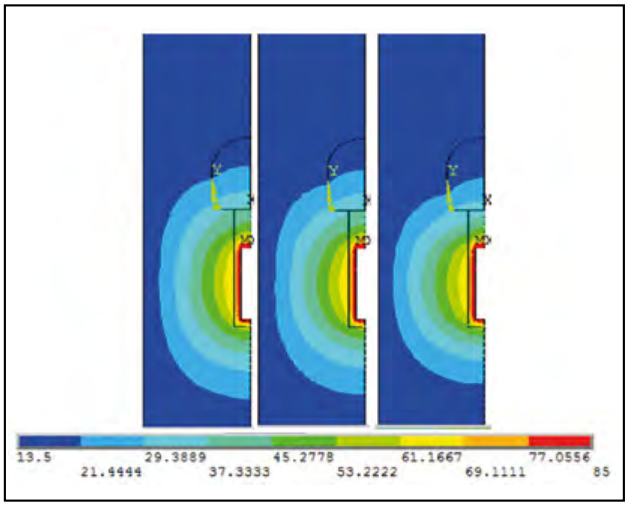


Figura 19. Propagación de la temperatura (°C) para una roca granítica VGN suponiendo borde libre a 6 m y 500 m de profundidad. De izquierda a derecha, isótropo, 15% anisotropía y 50% anisotropía.

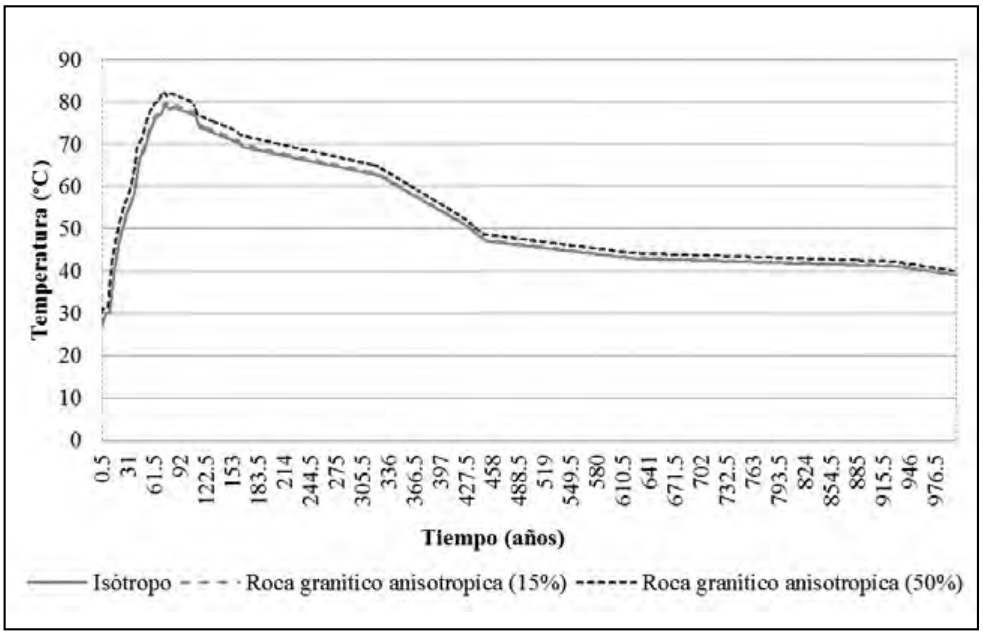


Figura 20. Variacion de la temperatura (°C) debido a la anisotropia de la pared de roca granítica en la zona de contacto con el anillo de bentonita.

La diferencia de temperatura no excede tres grados en ninguno de los puntos examinados a lo largo de los 1000 años.

Evolución térmica según la separación entre contenedores

Como se ha comentado con anterioridad, a fin de mantener la propiedades mecánicas del anillo bentonítico MX-80 empleado en el repositorio de Onkalo, es necesario que no se sobrepase la temperatura crítica de los 100 °C a lo largo de su vida útil. Por ende, es de vital importancia saber a qué distancia pueden estar separados los contenedores del combustible gastado, con el objetivo de optimizar el coste de ejecución y asegurar su integridad.

Por otro lado, resulta interesante considerar la variación térmica entre el anillo de bentonita y la roca granítica. La bentonita MX-80 juega un importante papel en la mitigación del flujo térmico del repositorio y, por consiguiente, de la transmisión de tensiones que más tarde se analizarán en el spalling. Como puede apreciarse en la figura 22, la pendiente de disipación es más acentuada.

Puede observarse que, a medida que aumenta la separación, la temperatura que tiene el anillo de bentonita disminuye, es decir, la temperatura en la cara de la pared granítica es inferior, pasando de 83 °C a 75 °C para una distancia de 5 a 19 m.

Tambien cabe destacar que, a mayor porcentaje de cuarzo, mayores temperaturas alcanza la roca. De la misma manera, pero en el sentido opuesto, ocurre con la pegmatita (figura 23).

De manera más visual, la diferencia de temperatura entre la roca granítica y el anillo de bentonita se resume en la figura 24 para una separación de 6 m, como en Äspo.

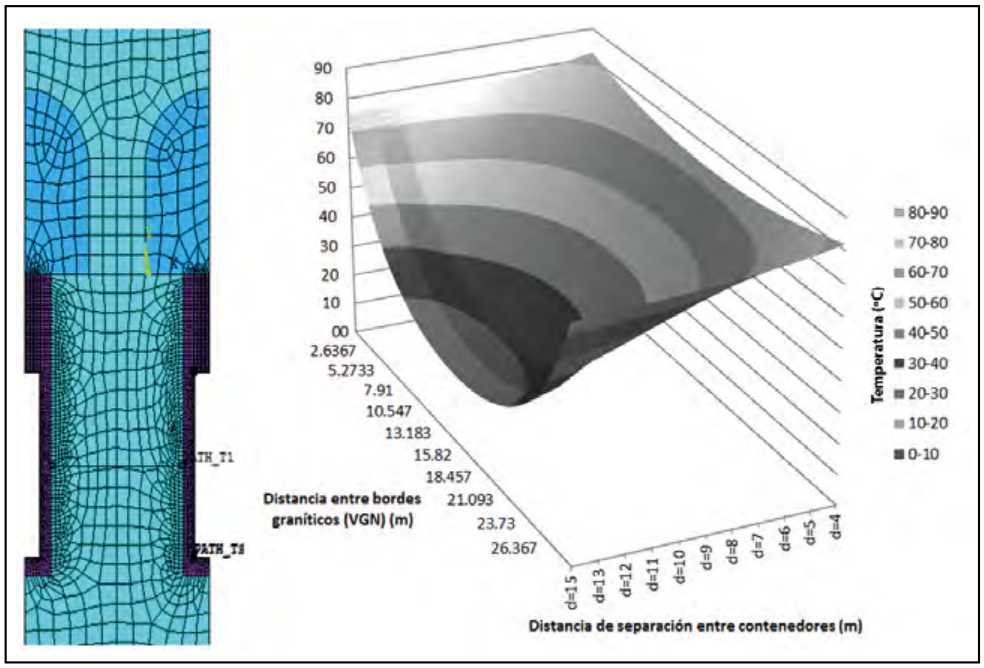


Figura 21. Variacion de la temperatura (°C) entre los muros de roca granitica para cada distancia (m) de separación entre contenedores a media altura (según el plano de corte: Path T1).

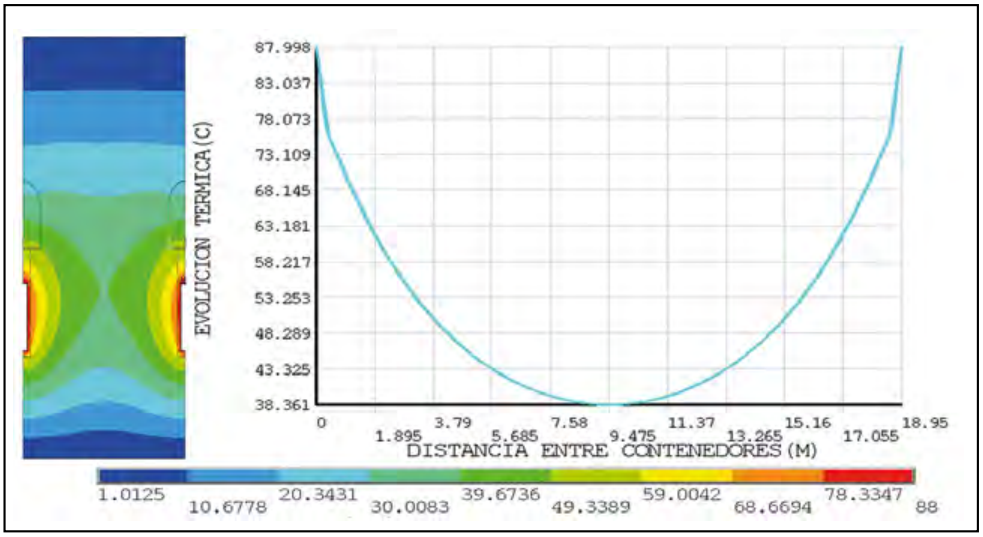


Figura 22. Variacion térmica (°C) entre contenedores separados 19 m para una formación granítica VGN a 500 m de profundidad.

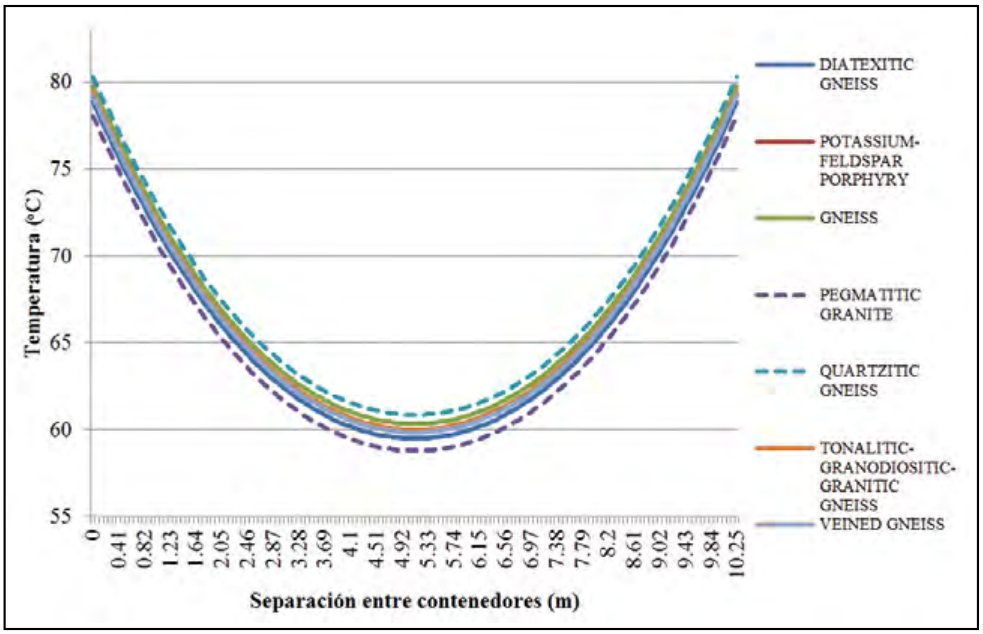


Figura 23. Evolución térmica (°C) según la composición mineralógica.

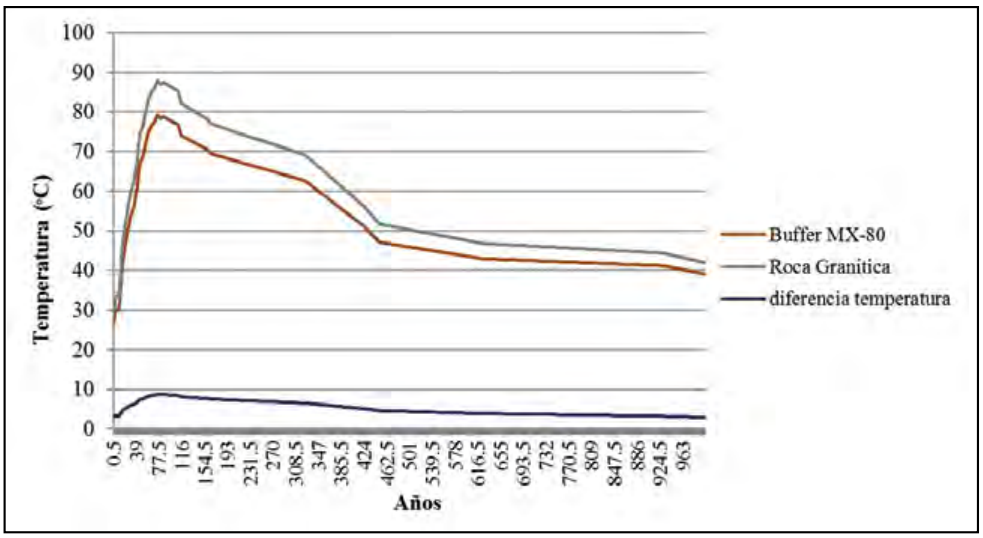


Figura 24. Evolución térmica (°C) en la pared de la roca granítica, anillo bentonítico y variación entre ambas.

Análisis del spalling de una sección KBS

El análisis de la interacción térmica, aunado a la excavación a gran profundidad, ya fue estudiado por la AECL's –Agencia Atómica Canadiense– en 1996 (Martin y Read, 1996) (figura 25). Igualmente, en el laboratorio de Äspö (Hard Rock Laboratoty) se realizó la misma evaluación y ambas fueron la antesala de la empleada en el experimento de Onkalo (POSE).

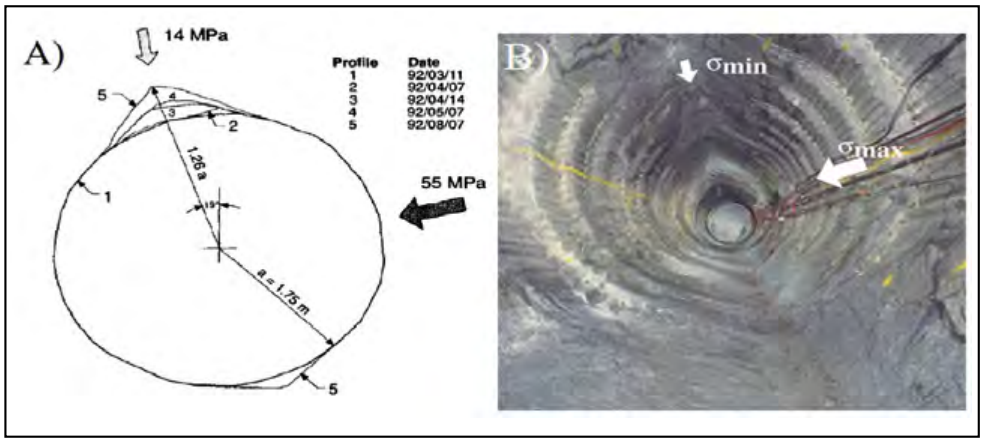


Figura 25. Daño/spalling sobre el túnel experimental analizado por la AECL's (Fuente: Koittola, 2014).

Este fenómeno se produce cuando el esfuerzo tangencial expresado con tensiones principales alcanza la resistencia a la rotura de la matriz rocosa. La tensión tangencial y, por tanto, el spalling, dependen en gran medida de la dirección del túnel y de la dirección de la tensión principal. Si el túnel es paralelo a esa dirección, es mucho más improbable que se produzca un desprendimiento o spalling en comparación con un túnel perpendicular a la dirección de la tensión principal. En esta línea, ya se comentó cómo las galerías de deposición del combustible gastado habían sido diseñadas en paralelo y en la misma dirección a la dirección principal de tensión.

Hipótesis de partida

De acuerdo con el cálculo realizado en Onkalo, la fuerza que produce riesgo de *spalling* usada es igual al 57% de la UCS (Siren y otros, 2011). El percentil utilizado es similar a los valores reportados en muchos estudios internacionales sobre el tema en rocas similares (Martin y otros, 2009).

Para dicho análisis, se emplearon los resultados obtenidos en diferentes ensayos, tal y como se muestra en la tabla 3.

Tabla 3. Rango de tensión uniaxial, resistencia a tracción indirecta y resistencia a spalling de las formaciones graníticas típicas

Tipo de formación granítica	UCS o resistencia a comprensión uniaxial (MPa)	Resistencia a la tracción indirecta (σ_{sm})(MPa)	Resistencia a Spalling (σ_{sm}) (MPa)
VGN	111	13	63,27
DGN	95	12	54,15
PGR	100	8,9	57
MGN	99	12,8	56,43
TGG	102	16	58,14

Debe tenerse en cuenta que, con estas consideraciones, el spalling se produce antes del punto de plastificación de la masa rocosa (σ_{ci}). Además, el medio utilizado es isótropo, ya que la masa rocosa se considera que no tiene ningún fallo notable o superficies de deslizamiento. La foliación de la roca no se tiene en cuenta en esta simulación.

El análisis con elementos finitos plano (2D), se hizo considerando las indicaciones de Martin y Christiansson (2009), los resultados se comparan con los límites de falla de spalling conocidos con la ecuación constitutiva de la tensión diferencial:

$$\sigma_1 + \sigma_3 > \sigma_{sm}$$

Donde σ_1 es la tensión principal mayor o radial concentrada alrededor de la excavación, σ_3 la menor tensión principal o tangencial y σ_{sm} la tensión de resistencia a spalling.

Así pues, es importante definir una correcta simetría para tener en cuenta las distancias a otros recipientes de combustible gastado, cuya influencia térmica y variación tensional influyen en el modelo, tal y como se puede apreciar en la figura 26.

En el análisis realizado en el proceso de recreación del estado tensional *in situ* de la roca y excavación, se distinguieron dos modelos de comportamiento de la roca: uno suponiendo que la zona se está ejecutando en un terreno de muy buena calidad (RMR>90) isótropo; y por otro lado, se emplea el modelo plástico de Mohr Coulomb para comparar los resultados obtenidos.

El factor de seguridad frente al fenómeno de spalling se puede determinar como:

$$FSS = \frac{\sigma_{\theta\theta}}{\sigma_{sm}}$$

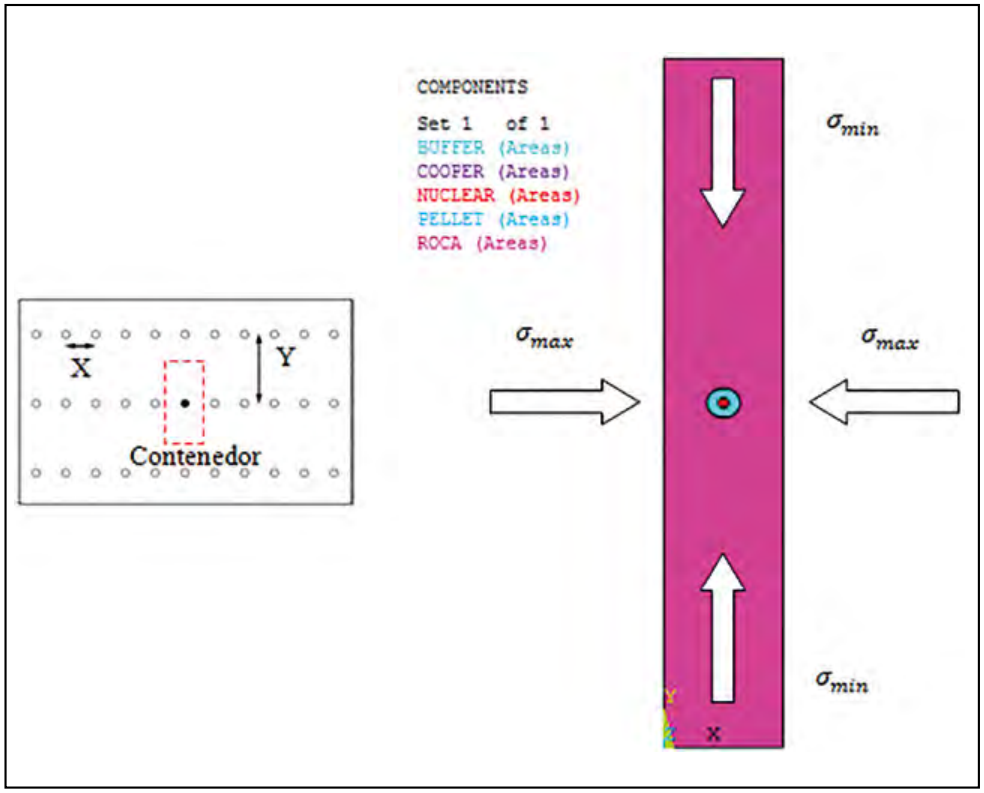


Figura 26. Condiciones de contorno y geometría del modelo de cálculo con elementos finitos.

Como regla general, esta longitud se puede obtener empíricamente mediante la siguiente expresión:

$$S_d = a\left(0{,}5\frac{\sigma_{\theta\theta}}{\sigma_{sm}} - 0{,}52\right) para\ \sigma_{\theta\theta} > \sigma_{sm}$$

Siendo:

$\sigma_{\theta\theta}$: Tensión circunferencial.
σ_{sm} : 57% de la tensión UCS.
a : radio de dicha sección.

En el caso de encontrar esta excavación en un terreno DGN a 500 m de profundidad, como se ha analizado, la longitud obtenida sería:

$$S_d(DGN) = 9\ cm$$

Como se puede apreciar en la figura 28, el FSS tiende a igualarse en los cinco tipos diferentes de formaciones graníticas en condiciones isótropas, mostrando la buena calidad de la obra subterránea. De manera general, considerando las propiedades resistentes medias de las rocas ensayadas y a partir de los datos mostrados a lo largo del estudio, esta gráfica presenta el factor de seguridad a spalling de las formaciones graníticas más habituales de Onkalo.

Por otro lado, es importante destacar que el hecho de emplear el criterio de rotura de Mohr Coulomb proporciona un factor de seguridad mayor, debido a que las tensiones principales (σ_1 y σ_3) alcanzan el estado tensional de Rankine a tracción o el del plano de rotura definido por Mohr Coulomb, provocando deformaciones plásticas en cada una de las direcciones principales en que haya sucedido (figura 29),

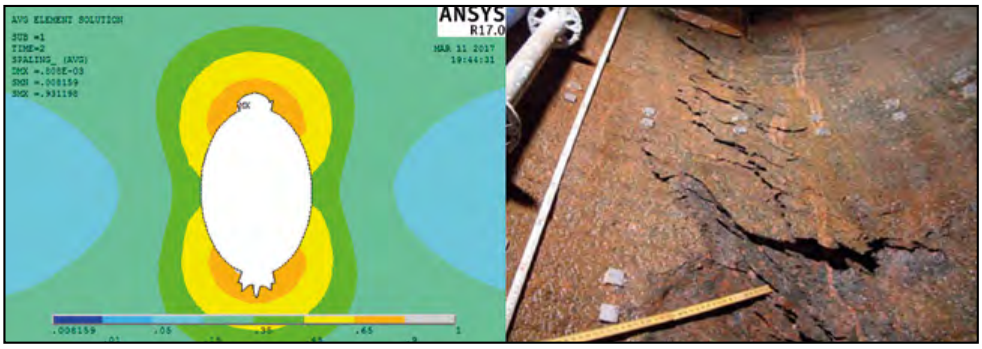


Figura 27. Deformación de la sección y area afectada por el spalling a 500 m de profundidad (DGN).

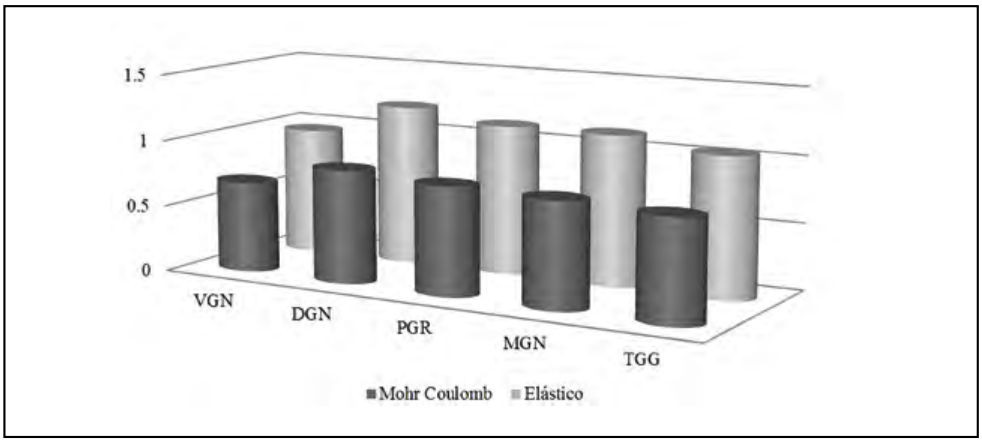


Figura 28. Factor de seguridad (FSS).

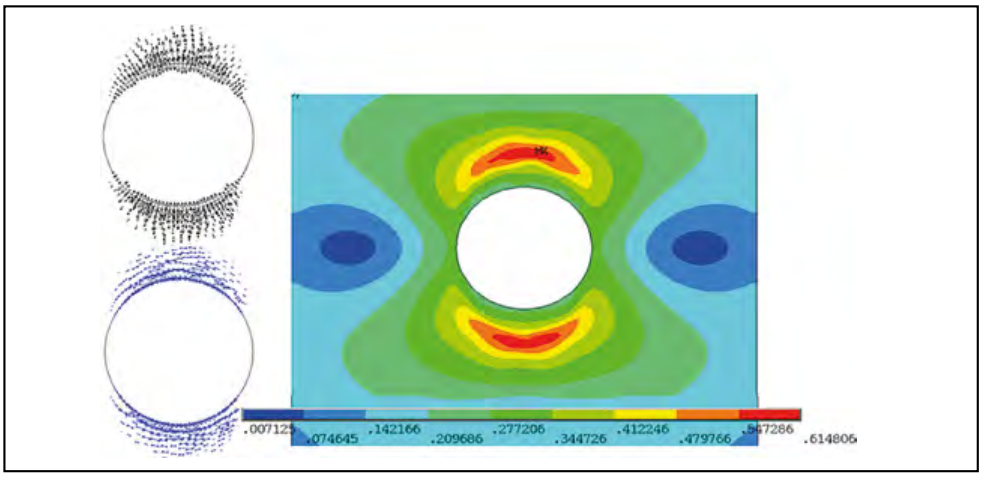


Figura 29. Factor de seguridad (FSS).

de tal manera que la sección plastificada se equilibra a nivel tensional en el contorno del túnel.

Este análisis permite estimar de manera aproximada el riesgo de spalling en función de la profundidad del repositorio para este emplazamiento, como se puede ver en la figura 30, que muestra el factor de seguridad a spalling (FSS) para profundidades de 500 a 650 m de profundidad, lo cual explica la razón principal para que la profundidad máxima de almacenamiento del combustible gastado esté definida entre profundidades de 450 a 500 m y en roca de muy buena calidad geotécnica.

Desde el punto de vista tensional, según la formación granítica empleada en el cálculo, por criterios de seguridad, la profundidad máxima escogida en dichos túneles fue de 500 m.

Finalmente, se resumen los resultados del análisis transitorio térmico comprendido entre el momento de la instalación del anillo de bentonita con un comportamiento de Cam clay y del contenedor elastoplástico hasta los 1000 años a partir de los dos planos (I y II) claramente definidos en la figura 31.

Plano I

Deformación total en el eje Y total (ε_y):

En el gráfico anterior puede observarse que, a diferencia de la deformación que ocurre en el anillo bentonítico –el cual tiende a comprimirse experimentando un desplazamiento casi nulo en la parte central, debido a la mayor rigidez de la roca granítica y a la expansión térmica de la vasija nuclear–, sin embargo, el efecto del empuje hidroestático a dicha profundidad en el caso más desfavorable,

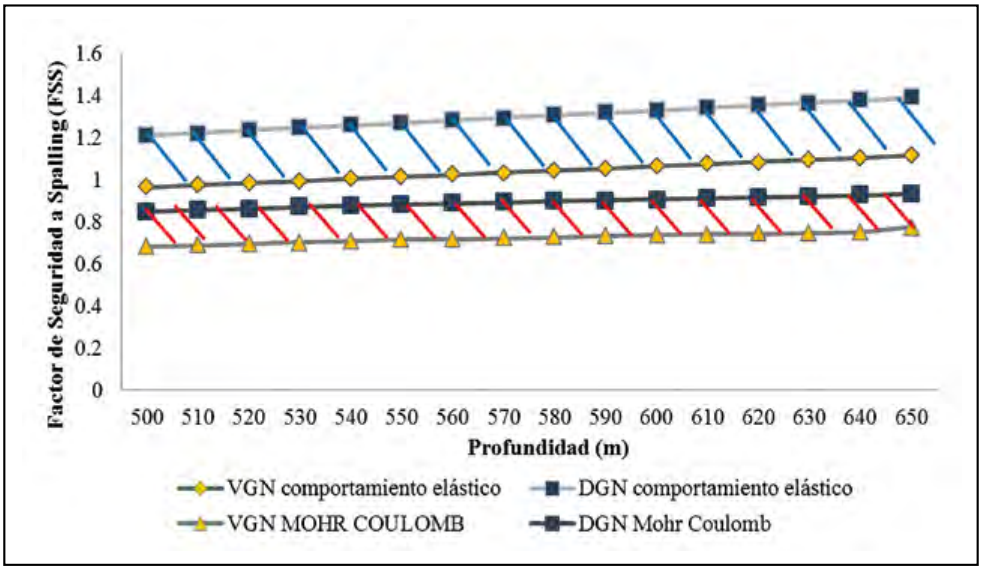


Figura 30. Rango del factor de seguridad a Spalling (FSS) según la profundidad (m).

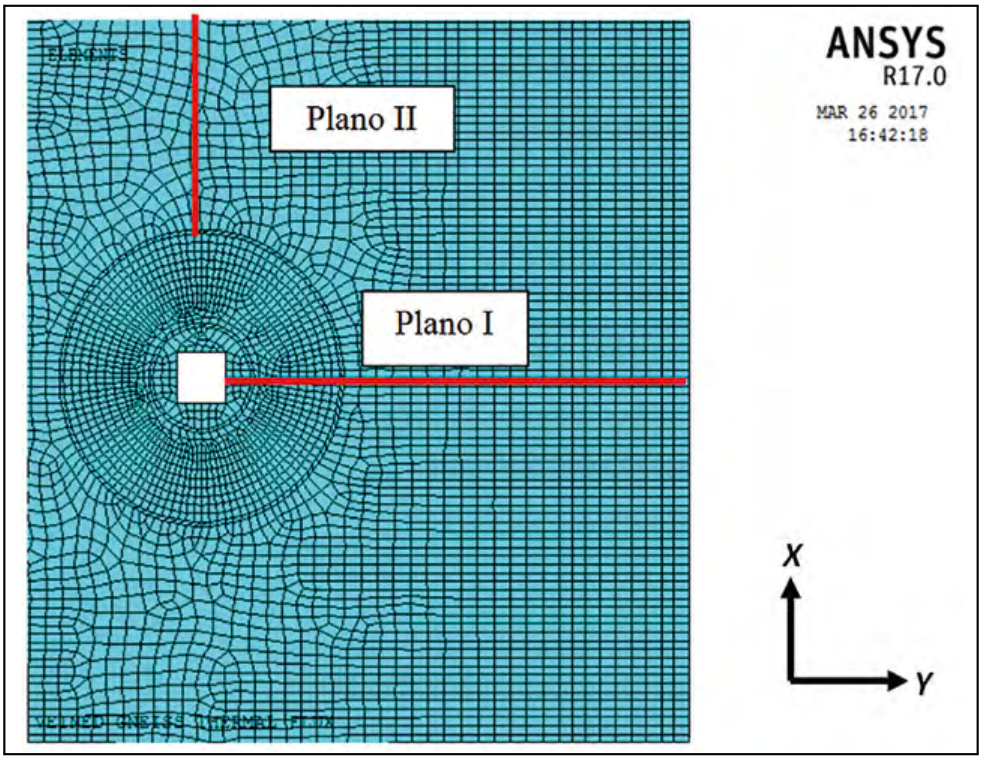


Figura 31. Representación de los planos de corte I y II.

junto con la tensión *in situ* del terreno, hace que poco a poco esa deformación se vaya atenuando y provoque a muy largo plazo que el contenedor colapse y cierre.

Plano II

Todo ello, hace que analizada una sección de peor calidad y a 500 m de profundidad, la roca tendería a fisurarse en todo el perímetro próximo al contenedor nuclear (figura 33), siendo especialmente agudo en los primeros años de deposición donde el contenedor tiene mayor potencia.

Por otra parte, la profundidad constituye otro aspecto crítico en el momento de la excavación. En función de los análisis realizados considerando una ley de comportamiento más desfavorable –como la lineal– y profundidades mayores que las del proyecto original (>500 m), se pudo apreciar cómo existe riesgo a spalling, siendo especialmente agudo en todo el perímetro de la roca circundante al contenedor cuando éste entra en juego en el modelo de

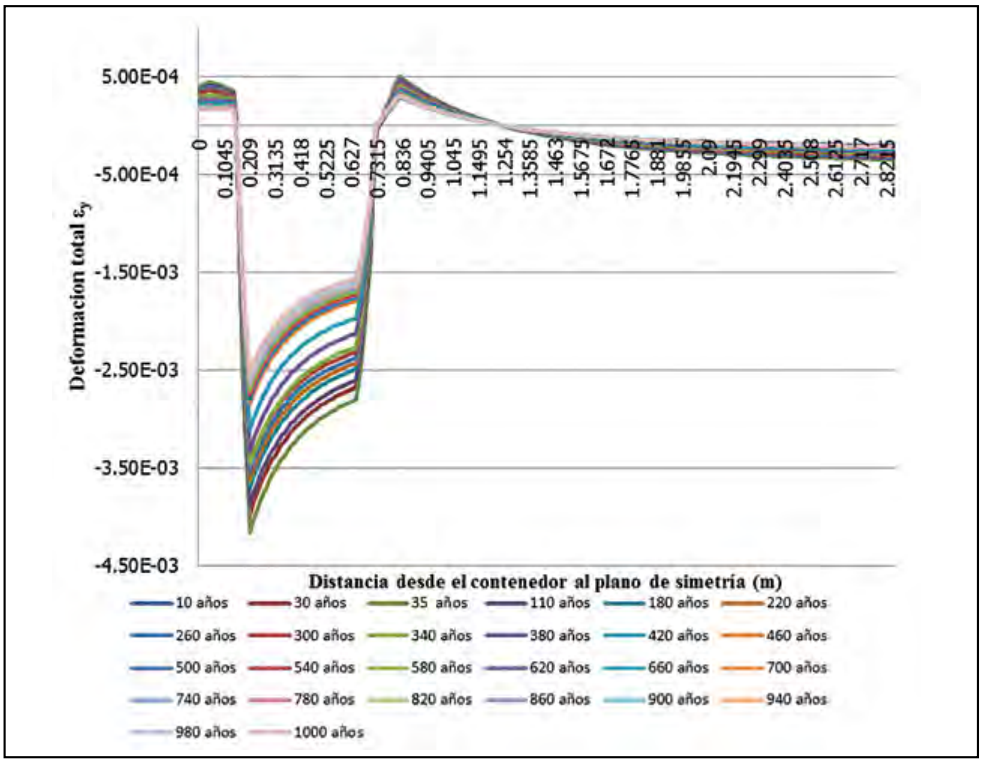


Figura 32. Variación temporal de la deformación ε_y.

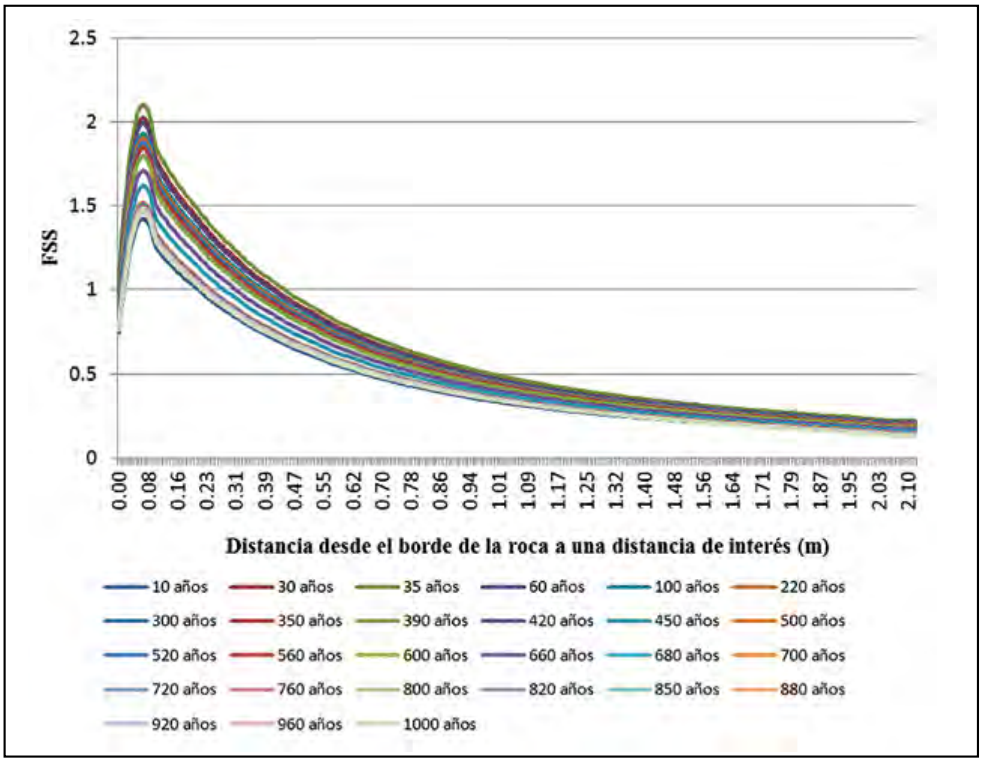


Figura 33. Evolucion temporal del FSS a Spalling a 500 m.

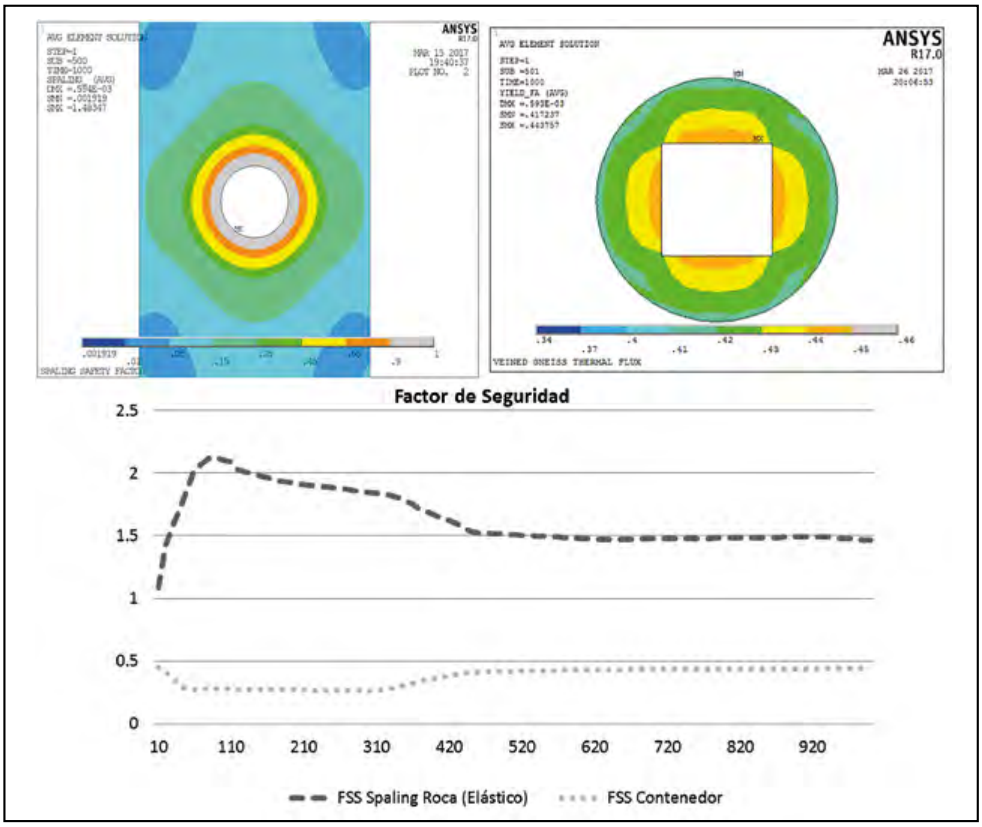


Figura 34. Variación del factor de seguridad frente a spalling y ratio tensional del contenedor nuclear (FSS).

cálculo a lo largo del tiempo, donde podría producirse unas fisuras en el contorno de la roca de ancho aproximado de unos 15-20 cm al final de los 1000 años de registro de potencia del contenedor. Por tanto, aunque existe un riesgo en el deterioro de las propiedades del repositorio a muy largo plazo, además de producirse caminos o flujos hidráulicos hacia el exterior, hay que tener en cuenta que el contenedor de cobre no se vería afectado. En cualquier caso, sería necesario llevar a cabo otro análisis con más detalle para analizar los puntos críticos como las soldaduras (análisis 3D).

Sin embargo, este fenómeno ocurriría en un momento donde la actividad de los residuos nucleares ha disminuido considerablemente y, por consiguiente, cumpliría la función de proteger al ser humano y su entorno en el hipotético caso más desfavorable analizado (figura 34).

4. CONCLUSIONES

Los gobiernos de los países más desarrollados –especialmente de Europa y EEUU– llevan tiempo buscando una solución a los residuos nucleares generados durante su explotación, afrontando el desafío de su desmantelamiento mediante instalaciones temporales o definitivas (AGP).

Independientemente de si las políticas de gestión del residuo de estos países impliquen o no la construcción de un almacenamiento temporal, este tipo de instalaciones presentan la singularidad de almacenar un residuo nuclear con una muy alta potencia térmica sin juntas de dilatación para evitar la fuga de radionucleidos al exterior. Asimismo, las propias exigencias en lo relativo al cálculo en sí de estos edificios en las normativas nucleares –especialmente las americanas–, y más destacadamente a partir del último desastre de Fukushima, ponen en evidencia la complejidad de aunar un diseño robusto, contra impactos de avión, vehículos o sismos de parada segura –suponiendo de que la Categoría Sísmica sea I, ya que almacena residuos radiactivos de alta actividad– con las propias acciones térmicas que son generadas constantemente por el residuo almacenado en ellos. Todo esto supone no solamente un reto desde el punto de vista ingenieril, ya ampliamente desarrollado, sino que también pone en evidencia la necesidad de buscar otros actores en el proceso u otras medidas a adoptar.

Entre las distintas alternativas para la construcción de un almacenamiento geológico profundo, la más viable a día de hoy, y a falta de más pruebas en formaciones arcillosas que se están llevando en Francia o en formaciones salinas en Alemania, es el almacenamiento de residuos nucleares en formaciones graníticas. Sin embargo, el emplazamiento analizado de Onkalo no hubiera sido posible si no se hubiera hecho una extensa campaña de conocimiento del terreno, así como de los ensayos realizados en Äspö, entre otros, en condiciones similares. Esto pone en evidencia la necesidad de un emplazamiento homogéneo, sin fracturas locales y fallas, de muy buena calidad y de muy baja permeabilidad. Sin embargo, debido a la heterogeneidad que presenta siempre la geología, este tipo de proyectos deben entenderse como un proyecto vivo, capaz de crear vías de conexión entre la investigación y la propia construcción llevada a cabo.

Para analizar la influencia transitoria térmica llevada a cabo mediante el empleo del programa de elementos finitos ANSYS APDL, en primer lugar, fue necesario calibrar el modelo de cálculo. Para ello, es de destacar que analizada la influencia de la aplicación de las condiciones de contorno según se adaptaba a diferentes geometrías, así como teniendo en cuenta la anisotropía de la roca, la cual fue introducida como una matriz variable en función de la

profundidad del almacenamiento, de la temperatura de la roca *in situ* y del tipo de composición mineralógica de ésta, se comprobó que no se producían variaciones de temperatura mayores de 3 °C.

A partir de este punto, se analizó el papel que el anillo de bentonita juega en la mitigación del flujo térmico del repositorio y, por consiguiente, de la transmisión de tensiones. Éstas producen una mayor pendiente de disipación térmica transmitida por el contenedor que garantiza, entre otras cosas, que haya una pérdida rápida de energía y que sea gradual con la roca granítica de contacto.

Se ha podido observar también que, a medida que aumenta la separación, la temperatura que tiene el anillo de bentonita disminuye, es decir, la temperatura en la cara de la pared granítica es inferior, pasando de 83 °C a 75 °C para una distancia de 5 a 19 m. Además, el diseño empleado salvaguarda que la bentonita no llegue a alcanzar nunca unas temperaturas críticas mayores de 100 °C y, en consecuencia, pueda garantizar la función de evitar tanto la posible entrada de agua como la salida de radionucleidos por las fisuras o microfisuras originadas en la formación granítica, optimizando así el coste de ejecución y asegurando su integridad.

Asimismo, se destaca que a mayor porcentaje de cuarzo, mayores temperaturas alcanza la roca, como es el caso del Gneis. Este aumento, aunque no muy significativo, ocurre en la pegmatita granítica, con una variación entre ambos de 2 °C.

Respecto al fenómeno de spalling, cabe mencionar que ocurre en el rango elástico de la roca, ya que el criterio de rotura de Mohr Coulomb proporciona un factor de seguridad mayor, debido a que las tensiones principales (σ1 y σ3) alcanzan el estado tensional de Rankine a tracción o el del plano de rotura definido por Mohr Coulomb, provocando deformaciones plásticas en cada una de las direcciones principales en que haya sucedido, de tal modo que la sección plastificada se equilibra a nivel tensional en el contorno del túnel.

Además, en los análisis realizados se han obtenido resultados similares en el tamaño y forma geométrica de los fenómenos de spalling de los nichos de investigación de Onkalo, apareciendo en este caso en la formación de gneis migmatíticos unas fisuras sobre la superficie de uno 9 cm aproximadamente.

Por tal motivo, se ha llegado a la conclusión de que las galerías principales deben ser excavadas en el mismo sentido de la tensión principal mayor y que los nichos para el almacenamiento del combustible gastado deben estar comprendidos, como máximo, entre profundidades de 450 a 500 m en zonas no fracturadas y a más 100 metros de fallas, ya que el factor más crítico es la presencia del agua. Esto se debe a que la ejecución de un túnel no solamente produce un cambio a nivel tensional, sino también en el flujo del agua subterránea.

Una vez resuelta la excavación del nicho y depositado el contenedor con su anillo bentonítico, se pudo apreciar cómo éste tiende a comprimirse a lo largo de los años, experimentando un desplazamiento casi nulo en la parte central debido a la mayor rigidez de la roca granítica y a la expansión térmica de la vasija nuclear. De la misma manera que en la fase inicial se comprobó el fenómeno de spalling, es ahora con la interacción del análisis térmico transitorio cuando se agudiza, pudiendo llegar a producirse unas fisuras en el contorno de la roca de ancho aproximado de unos 15 cm al final de los 1000 años de registro de potencia del contenedor. Por tanto, aunque existe un riesgo en el deterioro de las propiedades del repositorio a muy largo plazo, además de producirse caminos o flujos hidráulicos hacia el exterior, hay que tener en cuenta que el contenedor de cobre no se vería afectado a nivel tensional para un comportamiento elastoplástico, no superando en 0,5 el criterio de plastificación de Von Mises. En cualquier caso, haría falta otro análisis más detallado para analizar los puntos críticos como son las soldaduras (análisis 3D) o zonas de geometría en esquina, ya que suponen los puntos singulares al deteriorarse más rápido.

Finalmente, una vez enfriado el contenedor al cabo de los miles de años y debido al efecto del empuje hidrostático a dicha profundidad en el caso más desfavorable, junto con la tensión *in situ* del terreno, se observa a muy largo plazo que el contenedor colapse y cierre, entrando en juego las barreras diseñadas ya comentadas que se realizaron hasta sellar por completo la obra en su última fase de proyecto.

En este sentido, hay que tener en cuenta que las investigaciones realizadas en Suecia (laboratorios de Äspö) demuestran que los radionucleidos son contenidos en un período del orden de 10^5 años. La liberación de muchos radionucleidos puede, sin embargo, estar más restringida por su baja solubilidad. Incluso después de que los radionucleidos se liberan de la matriz de vidrio principal, la salida a la geosfera está muy limitada por la resistencia al transporte del relleno de bentonita, debido a su conductividad hidráulica extremadamente baja. El transporte a través de la bentonita saturada ocurrirá predominantemente por difusión, de modo que el tiempo a través del relleno supera al de su periodo de semidesintegración y, por tanto, su aparición al exterior es despreciable.

Finalmente, cabe destacar que dada la gran complejidad que engendra esta temática al intervenir en ella multitud de variables, el autor del presente artículo plantea la necesidad de continuar investigando en esta área tan interesante, puesto que reúne casi todas las ramas de la Ingeniería, como pueden ser:

- La variación de las pérdidas de las propiedades mecánicas en ambientes anóxicos.
- La influencia temporal del flujo térmico hidráulico y de los radionucleidos en condiciones anisotrópicas.
- Diseño de hormigones que resistan grandes esfuerzos de temperaturas durante un largo periodo de tiempo.
- Diseño de un sello bentonítico empleando otro tipo de arcillas distintas a la MX-80.

Finalmente, cabe destacar que el presente trabajo pretende suponer la base sobre la cual puedan asentarse futuros proyectos de investigación a corto y medio plazo, tratando de fomentar así la colaboración, tan necesaria hoy en día, entre otros centros de investigación, las empresas y la Universidad. En definitiva, este artículo nos alienta a subir al carro puntero de la investigación globalizada, tomando en consideración el hecho de que no se trata únicamente de copiar lo que ya funciona, sino que además hay que continuar

indagando, investigando y, por qué no, simplemente seguir dando rienda suelta a nuestra imaginación.

5. AGRADECIMIENTOS

Quisiera dar las gracias a todo el equipo que compone AETOS por hacer de cada una de las clases del Máster (nombre completo) un lugar ameno, de experiencia y sabiduría.

Especialmente, me gustaría recordar a D. Carlos Oteo, para quien sólo tengo palabras de agradecimiento, tanto en lo profesional como en el sentido personal. Siempre le recordaré por su sinceridad, su infinita energía, su actitud y su buen hacer. Sin duda alguna, el ejemplo a seguir por los Ingenieros de Caminos.

Asimismo, quisiera dar las gracias de manera simbólica a D. Pablo de la Fuente, por aquellas reuniones de verano en su despacho, siempre preocupado por sus alumnos y por su segunda casa, la Universidad Politécnica de Madrid. Gracias por dedicarme el poco tiempo del que solía disponer y por compartir conmigo su experiencia; fue un verdadero placer haber sido alumno y compañero suyo. Hasta siempre.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aaltonen, I., Lahti, M., Engström, J., Mattila, J., Paananen, M., Paulamäki, S., y Front, K. (2010). *Geological Model of the Olkiluoto Site.* Version 2.0 (POSIVA-WR-10-70). Posiva Working Report: Finlandia.

Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs (ANDRA) (2009). *Colloque Interdisciplinaire sur la Notion de Réversibilité*. Nancy: Francia.

ANSYS (2017). *Mechanical User's Guide*. Swanson: ANSYS, Inc.

Clark, S.P. (1966). *Handbook of Physical Constants* (Revised Edition). Nueva York: Geological Society of America.

Dixon, D.A., Boergesson, L., Gunnarsson, D., y Hansen, J. (2009). *Plugs for Deposition Tunnels in a Deep Geologic Repository in Granitic Rock. Concepts and Experience (SKB-R-09-50).* Estocolmo (Suecia): Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co.

Dixon, D., Hansen, J., Karvonen, T. H., Korkiala-Tanttu, L., Marcos, N., y Sievänen, U. (2012). *Underground Disposal Facility Closure Design 2012.* Posiva Working Report. Eurajoki (Finlandia): Posiva Oy.

Dmitriev, A.P., Kuzyaev, L.S., Protasov, Y., y Yamschikov, V.S. (1972). *Physical Properties of Rocks at High Temperatures*. Springfield, VA: NASA.

ENR (2017). *Engineering News-Record* [en línea]. Recuperado de http://www.enr.com/

Håkansson, R. (2000). *Beräkning av nuklidinnehåll, resteffekt, aktivitet samt doshastighet för utbränt kärnbränsle* (SKB-R-99-74). Estocolmo (Suecia): Svensk Kärnbränslehantering AB.

Hökmark, H. (2010). *Strategy for Thermal Dimensioning of the Final Repository for Spent Nuclear Fuel*. Estocolmo (Suecia): Svensk kärnbränslehantering AB (SKB).

Hökmark, H., y Fälth, B. (2003). *Thermal Dimensioning of the Deep Repository. Influence of Canister Spacing* (SKB TR-03-09). Estocolmo (Suecia): Svensk Kärnbränslehantering AB.

Koittola, N. (2014). *Geological 3D Model of the Investigation Niche in ONKALO*. Posiva Working Report. Eurajoki (Finlandia): Posiva Oy.

Martin, C.D., y Christiansson, R. (2009). Estimating the potential for spalling around a deep nuclear waste repository in crystalline rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(2): pp. 219-228.

Martin, C.D., y Read, R.S. (1996). AECL's Mine-by Experiment: a test tunnel in brittle rock. En: *Proc. 2nd North American Rock Mech. Symp., Montreal, 1996.* Balkema: Rotterdam, pp. 13-24.

Martín, P.L., Barcala, J.M., y Huertas, F. (2006). Large-scale and long-term coupled thermo-hydro-mechanic experiments with bentonite: the FEBEX mock-up test. *Journal of Iberian Geology*, 32(2): pp. 259-282.

Mönkkönen, H., Hakala, M., Paananen, M., y Laine, E. (2012). *ONKALO Rock Mechanics Model (RMM). Version 2.0 (*POSIVA-WR-12-07). Posiva Working Report. Eurajoki (Finlandia): Posiva Oy.

Pintado, X., Mamunul, H. M., y Martikainen, J. (2013). *Thermo-Hydro-Mechanical Tests of Buffer Material.* Posiva Working Report. Eurajoki (Finlandia): Posiva Oy.

POSIVA OY (2003). *Programme of monitoring at Olkiluoto during construction and operation of the ONKALO*. Posiva Working Report. Eurajoki (Finlandia): Posiva Oy.

Saanio, T., Ikonen, A., Keto, P., Kirkkomäki, T., Kukkola, T., Nieminen, J., y Raiko, H. (2013). *Design of the Disposal Facility 2012.* Posiva Working Report, 17, 2013-2017. Eurajoki (Finlandia): Posiva Oy.

Sedighi, M., Bennett, D., Masum, S.A., Thomas, H.R. y Johansson, E. (2014). *Analysis of Temperature Data at the Olkiluoto.* Posiva Working Report: Finlandia.

Siren, T., Martinelli, D., y Uotinen, L. (2011). *Assessment of the Potential for Rock Spalling in the Technical Rooms of the ONKALO (POSIVA-WR-11-35).* Posiva Working Report. Eurajoki (Finlandia): Posiva Oy.

Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (SKB) (2013). *Development of the Repository for Spent Nuclear Fuel in Sweden. Need for Continued Technology Development and Large Scale Experiments*. Estocolmo (Suecia).

7. ANEXOS

7.1. Relación de acrónimos

AECL's: Agencia Atómica Canadiense.
AGP: Almacenamiento Geológico Profundo.
ATC: Almacenamiento Temporal Centralizado.
BPT: Backfill and Plug Test.
CEIC: Coordinación de Ingeniería de Diseño, Investigaciones y Construcción.
DGN: Gneis migmatítico.
FSS: Factor de Seguridad a Spalling.
GSI: Índice de resistencia geológica.
IEEE: Asociación Profesional de los Ingenieros Eléctricos.
ITER: Reactor Termonuclear Experimental Internacional.
MGN: Gneis no-migmatítico.
NRC: Nuclear Regulatory Commission.
PGR: Granito pegmatítico
PWR: Vainas o tubos de combustible utilizados en los reactores de agua presurizada
SKB: Laboratorio subterráneo para combustible gastado nuclear.
Tecnología EPR: Tercera Generación Avanzada, Gen. III+.
TGG: Gneis homogéneo, con bandas migmatíticas
UCS: Resistencia a compresión simple
ZPA: Aceleración de pico o máxima de un acelerograma.

Transportes y Carreteras

Líneas de actividad

Diseño de firmes sotenibles

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

Obra de Pelayo Ortega
Propiedad Ministerio de Fomento

CEDEX
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
http://www.cedex.es

Caracterización del comportamiento ambiental de áridos procedentes del reciclado de los residuos de construcción y demolición para su empleo en construcción de carreteras

Construction and Demolition Waste Aggregates Environmental Performance Assessment in Road Construction

Antonio Sánchez Trujillano[1], Laura Parra Ruiz[1*], Julio Termenón Delgado[1]

Resumen

Una de las líneas de investigación del Centro de Estudios del Transporte del CEDEX está dirigida al estudio de las posibilidades de utilización de los áridos procedentes del tratamiento de residuos para firmes de carreteras. Para ello, se ha de verificar que dichos áridos cumplan los requisitos técnicos que sean de aplicación en la misma medida que los áridos naturales. Adicionalmente, se ha de comprobar que su uso no suponga una afección al medio ambiente. Para verificar este último aspecto, el CEDEX ha realizado para la Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental y Medio Natural (DGCEAMN) del Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente (MAPAMA) un trabajo consistente en el "Estudio del comportamiento ambiental de los áridos procedentes del reciclado de los de residuos de construcción y demolición (RCD) y de las escorias de acería de horno eléctrico (EAHE) para su utilización en la construcción de firmes de carretera". Los resultados obtenidos de la caracterización ambiental de los áridos procedentes de RCD se presentan en este primer artículo, al que seguirá otro con los resultados de las EAHE.

Palabras clave: RCD, comportamiento ambiental, lixiviación.

Abstract

One of the research areas undertaken by the Transport Research Centre of CEDEX is focused on the assessment of the possibilities to reuse aggregates that come from waste in road pavement construction. In order to do so, these aggregates have to comply with the technical specifications in the same way as natural aggregates do. Moreover, it has to be confirmed that these aggregates do not produce any harm to the environment. To verify this latter feature, CEDEX has carried out for the General Directorate of Quality and Environmental Assessment and Natural Environment of the Ministry of Agriculture and Fisheries, Food and Environment of Spain some work consisting in the assessment of the environmental performance of Construction and Demolition Waste (CDW) aggregates and Electric Arc Furnace Slags (EAFS) aggregates for use in road pavement construction. Results obtained from the environmental characterization of CDW aggregates are presented in this first paper, which will be followed by another one with the results of the EAFS.

Keywords: *CDW, environmental performance, leaching.*

1. LOS ÁRIDOS RECICLADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

La utilización de áridos procedentes de residuos en la construcción de carreteras está directamente relacionada con el impulso que se está dando al empleo de los recursos disponibles de una forma más eficiente y, por ende, más sostenible. Todo ello en el marco de lo que se ha dado en llamar "economía circular" (ilustración 1); concepto éste que no es, en definitiva, nada nuevo, ya que se trata de la implantación de un esquema en el que se procura desechar lo menos posible, aprovechando como materia prima aquellos productos que han llegado al final de lo que podríamos denominar "primera vida útil". De esta manera, los productos tendrían "varias vidas útiles", pues sería posible su reciclado y/o reutilización.

Este planteamiento viene apoyado por las políticas medioambientales de la Unión Europea, que buscan proteger, conservar y mejorar el capital natural de la Unión; convertir a la Unión en una economía hipocarbónica, eficiente en el uso de los recursos, ecológica y competitiva; y proteger a los ciudadanos de la Unión frente a las presiones y riesgos medioambientales para la salud y el bienestar (Séptimo Programa de Acción en Materia de Medio Ambiente de la Unión Europea).

En el sector de la construcción queda mucho por hacer, ya que se trata, además, de uno de los sectores en los que más recursos naturales se consumen. No es fácil encontrar cifras al respecto, pero se suele hablar de que la industria de la construcción consume cerca del 40% de los recursos naturales y genera en torno al 40% de los residuos, según información extractada de la Guía de construcción

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

[1] Centro de Estudios del Transporte del CEDEX.

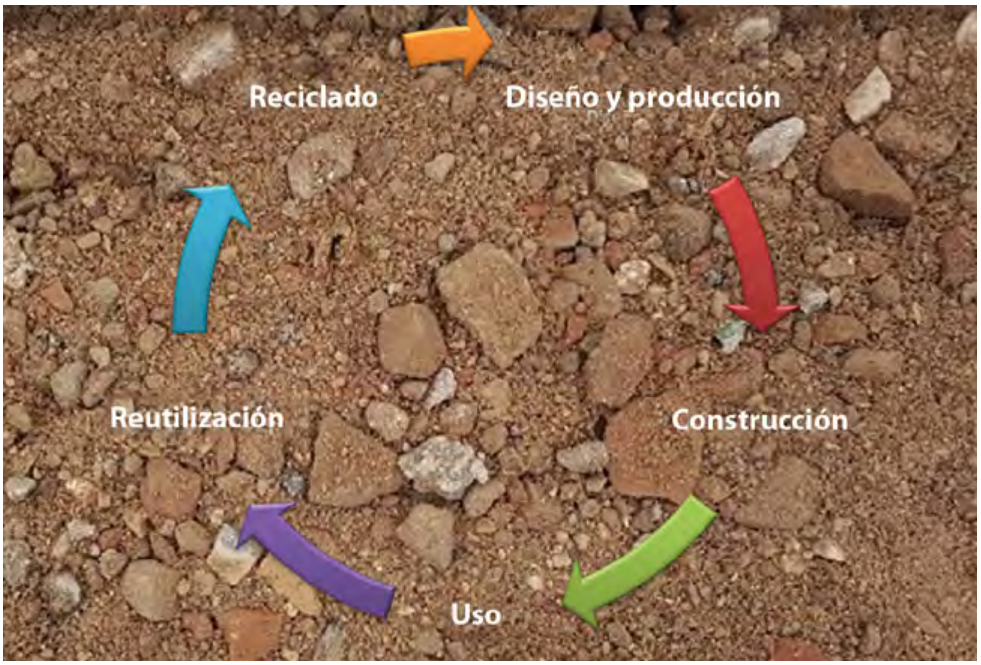


Ilustración 1. La economía circular aplicada al sector de la construcción.

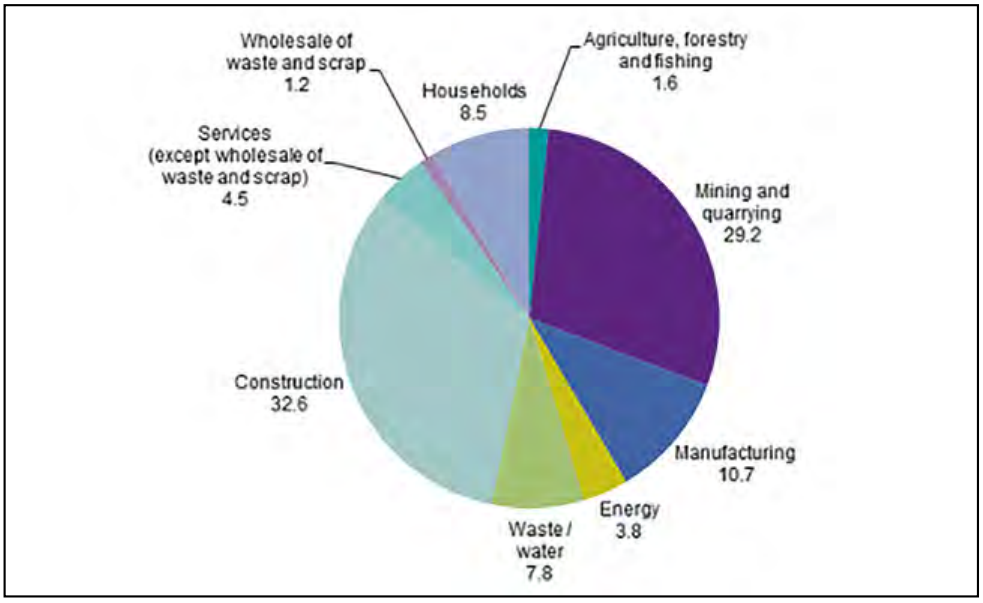


Figura 1. Generación de residuos por actividades económicas y hogares, EU-28, 2012 (%). Fuente: Eurostat (env_wasgen).

sostenible del 2005[1]. Datos algo más recientes de eurostat referidos a la generación de residuos, arrojan que la construcción y la demolición contribuyeron con un 33 % (figura 1) del total de residuos generados en la UE-28 en 2012 (821 millones de toneladas respecto de un total de 2.515 millones de toneladas[2]). Estas cifras se traducen en un significativo impacto medioambiental.

Conocida esta situación, es preciso implementar políticas que fomenten la eficiencia en la utilización de los recursos en la construcción. Para ello existen distintos mecanismos; por un lado se han de desarrollar técnicas constructivas que impliquen un menor consumo de recursos naturales y, por otro lado, se ha de buscar reducir la generación de residuos. En ambos casos, un aspecto clave pasa por la incentivación del empleo de áridos reciclados, procedentes de residuos o de subproductos industriales, como materia prima en la construcción. Otro aspecto a tener en cuenta es que los diseños deben ser tales que favorezcan la reutilización de distintos materiales al final de su vida útil.

Uno de los obstáculos que aparecen a la hora de poner en marcha este tipo de actuaciones se encuentra en la ausencia de guías o recomendaciones para el empleo de los áridos reciclados, especialmente en lo referente a su comportamiento ambiental. Así por ejemplo, en el caso del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes (PG-3) se contempla el empleo de áridos reciclados para la ejecución de determinadas unidades de obra, pero lo condiciona al cumplimiento de la legislación vigente en materia

[1] http://www.mapama.gob.es/es/ceneam/programas-de-educacion-ambiental/hogares-verdes/guia-construccion-sostenible_tcm7-193266.pdf

[2] http://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php/Waste_statistics/es

medio ambiental y, adicionalmente, prescribe la obligación de "*garantizar tanto la durabilidad a largo plazo, como que no darán origen, con el agua, a disoluciones que puedan dañar a estructuras u otras capas del firme, o contaminar corrientes de agua. Por ello, en materiales en los que, por su naturaleza, no exista suficiente experiencia sobre su comportamiento, deberá hacerse un estudio especial sobre su aptitud para ser empleados, que tendrá que ser aprobado por el Director de las Obras*". Sin embargo, no existe tal legislación en materia medio ambiental.

Esta circunstancia genera incertidumbres y reticencias en los posibles usuarios. Es preciso, por tanto, contribuir a clarificar las condiciones y requisitos relacionados con la utilización de los áridos reciclados; lo que se ha de conseguir estableciendo los oportunos controles ambientales y criterios técnicos que deben regir su empleo.

2. CARACTERIZACIÓN AMBIENTAL DE LOS ÁRIDOS RECICLADOS PARA SU EMPLEO EN CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

La utilización de áridos reciclados debe llevarse a cabo de forma tal que su empleo no conlleve afección al medio ambiente y a la salud humana. Al respecto, el Reglamento (UE) Nº 305/2011 de Productos de la Construcción (RPC) es claro, estableciendo que: "*Al evaluar las prestaciones de un producto de construcción, deben tenerse en cuenta también los aspectos relativos a la salud y a la seguridad relacionados con el uso del producto durante todo su ciclo de vida*". En concreto, el requisito básico 3 del RPC, referido a "*Higiene, salud y medio ambiente*", indica que: "*Las obras de construcción deberán proyectarse y construirse de forma que, en todo su ciclo de vida, no supongan una amenaza para la higiene, la salud o la seguridad de los trabajadores, ocupantes o vecinos, ni tengan un impacto excesivamente elevado durante todo su ciclo de vida sobre la calidad del medio ambiente ni sobre el clima durante su construcción, uso y demolición, en particular como consecuencia de cualquiera de las siguientes circunstancias: […]; e) liberación de sustancias peligrosas en el agua potable o sustancias que puedan tener de algún modo repercusiones negativas en la misma; […]*"

El estudio de la potencial emisión de contaminantes desde los materiales hacia los suelos, aguas subterráneas, aguas superficiales y aguas marinas se suele hacer por medio de ensayos de lixiviación. Se da la circunstancia de que se ha desarrollado una amplia variedad de ensayos de lixiviación (más de 50 en todo el mundo) cuyos resultados no son siempre comparables; esta circunstancia puede haber contribuido también a dificultar la sistematización de métodos para la caracterización ambiental de los áridos reciclados.

En la actualidad, en materia ambiental las regulaciones vigentes en España relacionadas con el empleo de áridos procedentes de residuos en construcción de carreteras[3] se refieren al ensayo de volteo (UNE-EN 12457-4 Prueba de conformidad de lixiviación de los materiales granulares residuales). Los límites para determinar su aceptación, o no, están, en general, referidos a los umbrales recogidos en la Decisión del Consejo de 19 de diciembre de 2002 para admisión de residuos en vertederos (2003/33/CE), en la que se discrimina si un determinado residuo es inerte, no peligroso o peligroso al comparar los resultados obtenidos de los ensayos de volteo con los límites fijados (en general, para una relación líquido sólido L/S=10 l/kg).

No obstante, de cara a proponer una metodología a nivel nacional para la caracterización ambiental de los áridos empleados en construcción, se han de tener en cuenta también los métodos de ensayo que se han desarrollado en el seno del comité CEN/TC 351/WG1 "*Asesment of release of dangerous substances*", cuyo fin es, precisamente, la caracterización horizontal de la liberación de sustancias peligrosas en los productos de construcción, dando cumplimiento al mandato M366[4]. Estas especificaciones se han elaborado partiendo de los ensayos disponibles para residuos.

La aplicación de estos métodos de ensayo está ligada a los escenarios de uso previsto. Se han considerado tres escenarios posibles, en función de la forma en la que el agua entra en contacto con el producto de construcción, según las condiciones de uso previstas a las que el producto estará

Tabla 1. Especificaciones técnicas relativas a los distintos ensayos de lixiviación desarrollados por el CEN/TC 351

NORMATIVA - MÉTODO DE ENSAYO	ÁMBITO DE APLICACIÓN
CEN/TS 16637-1:2014 Guía para determinar el método de lixiviación y las etapas de ensayo adicionales	Establece los criterios para seleccionar el ensayo de lixiviación más apropiado para determinar la liberación de sustancias peligrosas, en función del tipo de material y de sus características
CEN/TS 16637-2:2014 DSLT "***Dynamic Surface leaching test***" (Ensayo de lixiviación de superficie dinámica).	Representa la circulación del agua en materiales monolíticos.
CEN/TS 16637-2:2014 GLHC "***Granular Low Hydraulic Conductivity***" (Ensayo de lixiviación de productos granulares con baja conductividad hidráulica).	Reproduce el mismo escenario que el ensayo DSLT, pero aplicado a materiales granulares de granulometría fina y naturaleza arcillosa y aquellos que exhiben propiedades autocementantes. Aunque se trata de productos de construcción granulares, su limitada conductividad hidráulica impide su evaluación mediante el ensayo de columna de percolación.
CEN/TS 16637-3:2016 "***Horizontal up-flow percolation test***" (Ensayo de lixiviación en columna con flujo ascendente).	Ensayo aplicable a materiales granulares con una conductividad hidráulica adecuada para el desarrollo del ensayo y una granulometría definida.

[3] Normativas autonómica de País Vasco (Orden de 12 de enero de 2015, de la Consejera de Medio Ambiente y Política Territorial, por la que se establecen los requisitos para la utilización de los áridos reciclados procedentes de la valorización de residuos de construcción y demolición).

[4] El mandato M366 establece lo siguiente: "*Horizontal complement to the Mandates to CEN/CENELEC concerning the execution of standardisation work for the development of horizontal standardised assessment methods for harmonised approaches relating to dangerous substances under Constructions Product Directive (CPD)*".

destinado. Estas especificaciones y su ámbito de aplicación se muestran en la tabla 1.

Algunas de las principales ventajas de los métodos de ensayos propuestos por el CEN/TC 351 son: dan una información detallada, se pueden comparar (con ciertas cautelas) con los límites de vertederos, pueden ser útiles para fin de condición de residuo (FCR) y servirían para la modelización.

Estos nuevos métodos propuestos por el CEN/TC351/WG1 se están poniendo a punto en el Centro de Estudios del Transporte del CEDEX con el objetivo de evaluar, entre otras cosas, si se pueden considerar adecuados como parte del proceso de caracterización ambiental de los áridos para la construcción de carreteras. A tal efecto, la Subdirección General de Residuos de la Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental y Medio Natural (DGCEAMN) del Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente (MAPAMA) encargó al CEDEX la realización de un estudio encaminado a profundizar en el comportamiento ambiental de dos corrientes de áridos reciclados: los procedentes de los residuos de construcción y demolición (RCD) y las escorias de acería de horno eléctrico (EAHE).

Ambos tipos de áridos tienen distintas posibilidades de utilización en la construcción de carreteras. Así por ejemplo, los RCD se pueden emplear como zahorra para capa de base, como árido para material tratado con cemento en capa de base o como árido para hormigón y mezcla bituminosa, en función de sus características y siempre que cumplan las especificaciones técnicas establecidas. De igual manera, las EAHE pueden emplearse como zahorra para capa de base y también como árido para mezclas bituminosas. Para este estudio se ha analizado una alternativa común a ambos materiales: zahorra para la construcción de bases de carreteras. Partiendo de esta premisa, el ensayo de lixiviación que se adapta al escenario de uso previsto se correspondería con el ensayo en columna (CEN/TS 16637-3), ya que se trata de un material granular con una conductividad hidráulica apreciable. En paralelo, se ha llevado a cabo un ensayo experimental a escala intermedia entre el laboratorio y la escala real, con el fin de validar los resultados obtenidos en los ensayos en columna.

2.1. Ensayos en columna

El ensayo en columna llevado a cabo se ha ejecutado conforme a la especificación técnica CEN/TS 16637-3:2016 (foto 1). Esta especificación describe un procedimiento horizontal, desarrollado por el comité CEN/TC 351, que consiste en la lixiviación del material en columna con flujo ascendente.

Los materiales se han ensayado en columna de 50 mm y 100 mm de diámetro. El ensayo consiste en hacer pasar agua en sentido ascendente a través del material contenido en la columna, con una velocidad lineal de entre 260 y 340 mm/día. El lixiviado se recoge en siete fracciones para las siguientes relaciones L/S acumuladas: 0,1-0,2-0,5-1,0-2,0-5,0-10,0 l/kg.

La duración del ensayo depende de las características de la muestra ensayada: densidad, permeabilidad, porosidad, etc. En función de estos aspectos, la masa seca de muestra varía y, por lo tanto, los volúmenes de las fracciones que se recogen. Por ejemplo, con muestras de EAHE (alta densidad) el ensayo dura 25 días, aproximadamente. En cambio, con RCD (baja densidad) el ensayo dura 15 días, aproximadamente (foto 2).

Foto 1. Montaje de la columna de RCD para el ensayo de lixiviación (CEN/TS 16637-3:2016).

Foto 2. Ensayo de lixiviación en columna de RCD (CEN/TS 16637-3:2016).

2.2. Ensayos en cubetas

Adicionalmente, con el fin de realizar una primera validación de los resultados obtenidos, se han realizado una serie de ensayos a una escala intermedia entre el laboratorio y la escala real. Los llamados "ensayos de campo" han consistido en unos dispositivos diseñados *ad hoc* con el fin de reproducir una capa de zahorra artificial que se emplearía como base para un paquete de carretera con tráfico pesado T2 a T4. Los dispositivos han estado sometidos a un flujo de agua constante lo cual reproduce unas condiciones sensiblemente más desfavorables a las que, *a priori*, cabe esperar en una carretera, ya que no se debe perder de vista que éstas se diseñan con el objetivo de que el agua no penetre en su estructura.

Para ello, se diseñó un sistema de riego por goteo que, con ayuda de una bomba peristáltica con regulación de potencia, permitió mantener una circulación constante de agua a través del material. El sistema ha consistido en una red de tubos de riego que distribuyen el agua de manera uniforme por toda la superficie del material. El agua, por permeabilidad, atraviesa las capas del material saliendo por la parte inferior, donde se recoge en otro recipiente desde el que, mediante la bomba peristáltica, se impulsa de nuevo al contenedor del material (foto 3). De esta forma, se ha dispuesto de un circuito cerrado en el que se va concentrando el lixiviado. Dependiendo de la permeabilidad del material, se ajustó la potencia de la bomba para que el caudal de agua fuese el adecuado (evitando que se produjeran encharcamientos en la parte superior).

No obstante, por efecto de la temperatura y tratándose de un sistema abierto, se produjeron pérdidas de agua por evaporación. Ello obligó, en varias ocasiones, a añadir agua para continuar con el ensayo de campo. Por otro lado, el material absorbe cierta cantidad de agua, dependiendo de sus propiedades higroscópicas. Estos dos factores suponen una dificultad a la hora de cuantificar el volumen de lixiviado y, por tanto, la concentración real de los elementos contaminantes presentes en dicho lixiviado.

En consecuencia, este ensayo de campo sería adecuado para determinar de forma cualitativa la existencia de elementos contaminantes que pudieran estar presentes por lixiviación de los áridos. Si se quieren cuantificar dichos elementos, habría que realizar el ensayo de percolación en columna anteriormente descrito. Por ello, en el marco de los trabajos efectuados, los resultados obtenidos se han tenido en cuenta para detectar la presencia de posibles sustancias contaminantes de forma cualitativa, y contrastarlos posteriormente con los obtenidos de las columnas.

2.3. Ensayos de caracterización de los lixiviados

Una vez recogidas las muestras de lixiviado de las columnas y de las cubetas, se requiere su análisis químico para determinar la posible presencia de sustancias peligrosas reguladas, es decir, definir la composición del lixiviado. Para ello, se precisa de técnicas instrumentales avanzadas que permitan caracterizar sus componentes y, en particular, los considerados como sustancias peligrosas, cuya presencia o ausencia y sus respectivas concentraciones serán determinantes para evaluar las posibilidades de utilización de los materiales analizados y caracterizarlos desde el punto de vista ambiental.

Las muestras de lixiviado se han analizado en el Laboratorio de Geotecnia (LG) del CEDEX. El contenido en metales (cationes) ha sido analizado por medio de técnicas espectrométricas y las sales (aniones) han sido analizadas por medio de cromatografía iónica. Adicionalmente,

Foto 3. Dispositivo para el ensayo de campo (cubeta superior con el material y cubeta inferior para recogida del lixiviado).

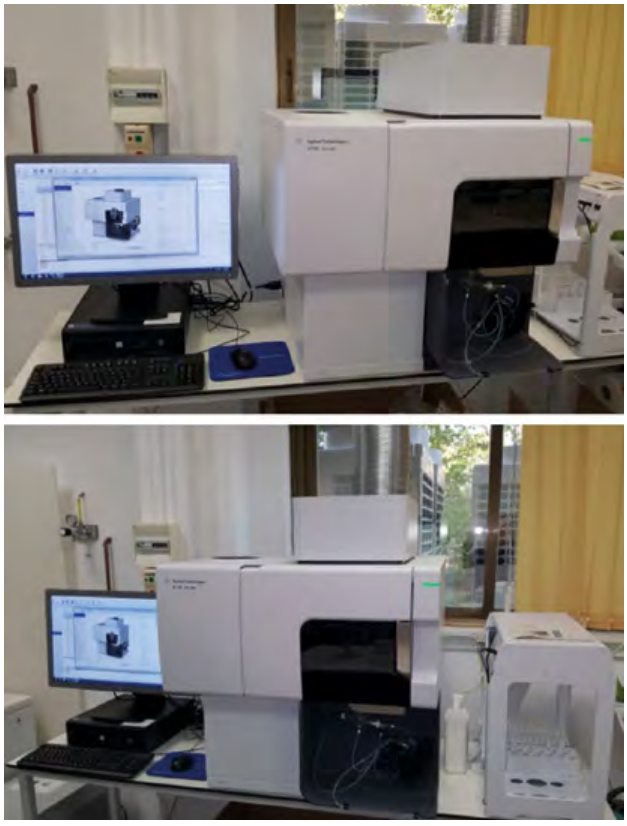


Foto 4. Espectrómetro ICP-OES del CET.

los resultados obtenidos por el LG han sido contrastados y complementados con los obtenidos en el Centro de Estudios del Transporte (CET) por medio de un espectrómetro óptico de emisión atómica, con plasma acoplado inductivamente (ICP-OES), recientemente adquirido (foto 4). Se trata de un equipo más completo, capaz de analizar incluso las muestras más complejas y determinar un mayor número de elementos químicos (por ej. Hg y Mo), con mejores límites de detección (hasta 0,1 µg/l o ppb) y, en definitiva, más rápido (muestreador automático) y preciso gracias a su tecnología "*Dual View*" vertical sincrónica (todas las líneas de emisión en una sola lectura).

Gracias a la adquisición de este equipo, se ha podido mejorar la respuesta al apoyo técnico solicitado al CET por la Subdirección General de Residuos de la DGCEAMN en las Encomiendas de Gestión, presente y futuras, en relación con los mecanismos de lixiviación y la prevención de la contaminación del agua o del suelo que pudiera ocasionar el empleo en carreteras de áridos procedentes de reciclado.

3. RESULTADOS DE LA CARACTERIZACIÓN AMBIENTAL DE LOS ÁRIDOS PROCEDENTES DEL RECICLADO DE LOS RESIDUOS DE CONSTRUCCIÓN Y DEMOLICIÓN

3.1. Los residuos de construcción y demolición

Según el Real Decreto 105/2008, de 1 de febrero, por el que se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición, residuo de construcción y demolición (RCD) es cualquier sustancia u objeto que, cumpliendo la definición de "residuo"[5] se genera en una obra de construcción o demolición.

En la actualidad, una parte importante de estos residuos se lleva a plantas de tratamiento, pero debido a la falta de demanda clara en muchas ocasiones acaban constituyendo montañas de escombros en la propia planta o bien siendo llevados a vertedero, con el consiguiente impacto medioambiental. En otras ocasiones, son depositados sin control. No obstante, el objetivo fijado por la Directiva 2008/98/CE, de 19 de noviembre, sobre los residuos, establece que antes de 2020, la cantidad de residuos no peligrosos de construcción y demolición destinados a la preparación para la reutilización, el reciclado y otra forma de valorización de los materiales, con exclusión de los materiales en estado natural definidos en la categoría 17 05 04 "Tierra y piedras que no contienen sustancias peligrosas" de la lista de residuos, deberá alcanzar como mínimo el 70% en peso de los residuos generados.

El Plan Estatal Marco de Gestión de Residuos (PEMAR) 2016-2022 establece a su vez una serie de objetivos cualitativos y cuantitativos encaminados a dar cumplimiento al objetivo final previsto en la Directiva marco de residuos. Para ello, el PEMAR propone, entre otros aspectos, la promoción del empleo de los RCD, siempre y cuando se cumplan los requisitos de calidad y prescripciones de la normativa vigente; se refiere también al análisis de la oportunidad de aplicar, en determinados casos, la aplicación del fin de la condición de residuo a los áridos procedentes de RCD. Para llevar a la práctica ambas cuestiones es preciso desarrollar criterios ambientales para el uso de los materiales procedentes del tratamiento de RCD no peligrosos en los destinos que se establezcan.

Otros aspectos clave, también recogidos en el PEMAR, pasan por el establecimiento de un Acuerdo Marco Sectorial para impulsar la utilización de áridos reciclados procedentes de RCD en obras de construcción, el impulso de la demolición selectiva que permita una adecuada separación en origen, la aplicación de sistemas de tarifas de admisión de RCD en vertederos que desincentiven esta forma de tratamientos para los RCD valorizables, etc.

3.2. Resultados de la caracterización ambiental

A continuación, se presenta una serie de tablas con el resumen de los principales resultados obtenidos. Las tablas muestran los contenidos liberados de los distintos elementos analizados para una relación entre líquido y sólido (L/S) de 10 l/kg, tanto para la columna de diámetro 50 mm como para la de 100 mm. Estos resultados se han comparado con los límites recogidos en la Decisión 2003/33/CE del Consejo, de 19 de diciembre de 2002, por la que se establecen los criterios y procedimientos de admisión de residuos en los vertederos. La Decisión 2003/33/CE indica que, con carácter general, los valores límite de referencia serán los de la columna L/S=10 l/kg, calculados mediante el método de ensayo UNE-EN 12457 Parte 4 (L/S= 10 l/kg, tamaño de las partículas < 10 mm). Los límites a los que se hace referencia en este caso se refieren a inertes.

Se ha de tener en cuenta que la comparación entre valores que se ha llevado a cabo es sólo orientativa ya que los valores enfrentados corresponden a dos métodos de ensayo distintos. Entre otros aspectos, se ha de precisar que el ensayo efectuado en el CET, según la especificación técnica CEN/TS 16637-3, es más exigente que el método de ensayo UNE-EN 12457 Parte 4. Ello es debido a que en el primer método de ensayo se alcanza la relación L/S al cabo de un número de días que, dependiendo de las características del material analizado, puede variar entre 15-30 días, mientras que en el segundo método, el ensayo tiene una duración limitada a 24 horas.

Con respecto a las tablas siguientes procede indicar que los valores de Hg y de Mo se determinaron con el ICP del CET (sólo para las muestras de la columna 8), ya que el LG no tenía opción de medir estos elementos. En cuanto a los resultados se aprecia en la tabla 2 y en la tabla 3 que se han superado los valores de Sb (columnas con diámetro 50 mm) y los valores de Se[6] (columnas de 50 y 100 mm de diámetro). También se ha detectado que el contenido de sulfatos es claramente superior al recogido en la Decisión 2003/33/CE de admisión de residuos en vertederos. Cabe también mencionar que los resultados obtenidos para las columnas de D=50 mm y D=100 mm son, en general, del mismo orden de magnitud (excepto para el Sb y el Se).

[5] La Ley de residuos y suelos contaminados (Ley 22/2011) con las modificaciones introducidas en la Ley 5/2013, define como "residuo" cualquier sustancia u objeto que su poseedor deseche o tenga la intención o la obligación de desechar.

[6] En el caso del Se las concentraciones de determinadas fracciones eran inferiores a los límites de detección del equipo, por lo que se tomó ese valor igual al límite de detección del equipo; por ello, los valores acumulados podrían ser inferiores a los recogidos en la tabla.

Tabla 2. Contenidos liberados acumulados para L/S=10 l/kg (RCD D=50 mm)

Id.CET →	RCD-D50-C7	RCD-D50-C8	RCD-D50-C9	RCD-D50-Media	Valor Máx. Inerte (Cantabria, Cataluña y País Vasco) UNE-EN 12457-4
Tipo Resultado	Acumulado	Acumulado	Acumulado		
Vol.Lixiv. (L)	8,827	8,678	8,854	8,786	
Masa Seca (kg)	0,883	0,868	0,885	0,879	
L/S (L/kg)	10,0	10,0	10,0	10,0	
Elemento / Ion	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg
As	0,062	0,061	0,068	0,063	0,5
Ba	0,193	0,203	0,163	0,186	20
Cd	0,001	0,001	0,001	0,001	0,04
Cr	0,085	0,074	0,055	0,071	0,5
Cu	0,103	0,049	0,120	0,090	2
Hg		0,000			0,01
Mo		0,044			0,5
Ni	0,010	0,010	0,011	0,011	0,4
Pb	0,039	0,038	0,042	0,040	0,5
Sb	0,038	0,353	0,414	0,268	0,06
Se	0,425	1,322	1,281	1,010	0,1
Zn	0,022	0,023	0,025	0,023	4
Fluoruro	1,500	1,368	1,488	1,452	*10*
Cloruro	71,531	76,664	76,893	75,029	800
Sulfato	5467,570	5404,922	5133,778	5335,423	1000

Nota 1: El Valor Máx. de Fluoruro en Cataluña 18 mg/kg
Nota 2: El Valor Máx. de Sulfatos en País Vasco 6000 mg/kg

Tabla 3. Contenidos liberados acumulados para L/S=10 l/kg (RCD D=100 mm)

Id.CET →	RCD-D100-C7	RCD-D100-C8	RCD-D100-C9	RCD-D100-Media	Valor Máx. Inerte (Cantabria, Cataluña y País Vasco) UNE-EN 12457-4
Tipo Resultado	Acumulado	Acumulado	Acumulado		
Vol.Lixiv. (L)	32,621	33,042	32,798	32,820	
Masa Seca (kg)	3,262	3,305	3,280	3,282	
L/S (L/kg)	10,0	10,0	10,0	10,0	
Elemento / Ion	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg
As	0,060	0,054	0,054	0,056	0,5
Ba	0,184	0,158	0,177	0,173	20
Cd	0,001	0,001	0,002	0,001	0,04
Cr	0,069	0,138	0,088	0,098	0,5
Cu	0,084	0,048	0,040	0,057	2
Hg					0,01
Mo					0,5
Ni	0,009	0,009	0,009	0,009	0,4
Pb	0,047	0,048	0,080	0,058	0,5
Sb	0,028	0,027	0,034	0,030	0,06
Se	0,407	0,370	0,370	0,382	0,1
Zn	0,031	0,043	0,030	0,035	4
Fluoruro	2,841	2,986	2,774	2,867	*10*
Cloruro	69,760	73,387	75,136	72,761	800
Sulfato	4548,801	4966,963	4856,186	4790,650	1000

Nota 1: El Valor Máx. de Fluoruro en Cataluña 18 mg/kg
Nota 2: El Valor Máx. de Sulfatos en País Vasco 6000 mg/kg

En cuanto a los resultados de los ensayos de campo, en la tabla 4 se muestra la composición de los lixiviados obtenidos al cabo de 150 y 300 horas. Estos resultados se deben tomar únicamente de forma cualitativa.

Como una segunda parte del trabajo, los resultados obtenidos se han contrastado con los obtenidos en otros estudios identificados como relevantes, si bien se ha de tener en cuenta que dada la gran heterogeneidad de este tipo de materiales, es previsible que, en función de su origen y de los tratamientos a los que hayan sido sometidos, presentarán una composición muy diferente y, por tanto, un comportamiento variable frente a la lixiviación. En todo caso, se puede indicar que, *a priori*, el aspecto crítico de estos materiales es la presencia de sulfatos solubles ya que, de forma general, se clasifican como suelos marginales según los criterios fijados en el PG-3 para terraplenes, bien por el contenido de otras sales solubles o por yesos, aunque se ha de hacer notar que tal clasificación se efectúa por medio de ensayos distintos. Sin embargo, si la separación de sulfatos se realiza de forma sistemática se clasificarían como tolerables.

No obstante procede indicar también que en relación al límite de sulfatos en el lixiviado (1.000 mg/kg), que no se cumple en las muestras ensayadas, la Decisión 2003/33/CE establece lo siguiente: "*Aunque el residuo no cumpla este valor correspondiente al sulfato, podrá considerarse que cumple los criterios de admisión si la lixiviación no supera ninguno de los siguientes valores: 1.500 mg/l en C_0 con una relación = 0,1 l/kg y 6.000 mg/kg con una relación L/S = 10 l/kg. Será necesario utilizar el ensayo de percolación para determinar el valor límite con una relación L/S = 0,1 l/kg en las condiciones iniciales de equilibrio, mientras que el valor con una relación*

Tabla 4. Composición de lixiviados obtenidos en el ensayo de campo de RCD

Id.CET →	RCD Cub.1-150h	RCD Cub.1-300h
Elemento / Ion	mg/l (CET)	mg/l (CET)
As	0,005	0,009
Ba	0,035	0,040
Cd	0,000	0,000
Cr	0,181	0,226
Cu	0,018	0,020
Hg	0,000	0,000
Mo	0,045	0,057
Ni	0,007	0,005
Pb	0,002	0,002
Sb	0,002	0,002
Se	0,010	0,012
Zn	0,003	0,005

L/S = 10 l/kg se podrá determinar, bien mediante una prueba de lixiviación por lotes, bien mediante una ensayo de percolación en condiciones próximas al equilibrio local".

Por último, aunque en algunas de las muestras ensayadas en el CET se han obtenido resultados en Sb y Se superiores a los límites para vertedero de inertes, este hecho se puede considerar un aspecto puntual, objeto de estudio sin duda; pero se ha de poner de manifiesto que no se trata de elementos que, de forma sistemática, se hayan identificado en otros estudios de lixiviación con áridos procedentes de RCD (Barbudo (2012), Cano (2017). Si bien esos ensayos de lixiviación se habrían efectuado por el método de volteo (UNE-EN 12457-4).

4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS Y DISCUSIÓN CRÍTICA

Hay un claro consenso en la sociedad y en las instituciones sobre la necesidad de evolucionar hacia una economía circular baja en carbono; en definitiva, de avanzar hacia modos de vida y formas de relación con la naturaleza más sostenibles.

No es de extrañar, entonces, la existencia de un creciente interés por evaluar el comportamiento ambiental de las obras de construcción y, de forma concreta, de los áridos a tal fin destinados. En el caso de los áridos reciclados procedentes de residuos o áridos secundarios está clara la ventaja derivada de emplear un material que de otra forma estaría destinado a un vertedero y consignarlo a la construcción de carreteras, con la consiguiente reducción del consumo de recursos naturales. No obstante, se debe asegurar que la reutilización estos áridos no supone ningún tipo de perjuicio a la salud humana ni al medio ambiente.

En el marco normativo, se puede decir que la necesidad de caracterizar desde el punto de vista ambiental los productos de la construcción surge de la aplicación del Reglamento de Productos de la Construcción, que establece la incorporación de las exigencias que se derivan del requisito básico 3 (inicialmente RE3 "Salud, higiene y medio ambiente"), que todavía están pendientes. Con la implantación de este requisito, se pretende que el uso de los productos de construcción no entrañe riesgo para la salud del usuario ni para el medio ambiente.

El comité de normalización CEN está desarrollando distintas actividades para la incorporación del RE3 en las normas europeas armonizadas que han de cumplir todos los productos de construcción que se comercializan con el distintivo del marcado CE. Con tal fin, el comité CEN/TC 351 está poniendo a punto procedimientos para evaluar la liberación de sustancias peligrosas procedentes de los productos de construcción.

Se da por tanto la circunstancia de que, en un futuro próximo, es previsible que haya que declarar las prestaciones "ambientales" de los áridos empleados en la construcción de carreteras por medio de los ensayos horizontales propuestos por el mencionado comité CEN/TC 351 para la determinación de la lixiviación de sustancias peligrosas.

Es por ello fundamental conocer de forma precisa el comportamiento de las distintas familias de áridos frente a la lixiviación, a sabiendas de que se trata de un fenómeno complejo, dependiente de una multitud de parámetros. De hecho, en estos momentos existen distintos tipos de ensayos de lixiviación cuyos resultados no son comparables entre sí. Igualmente, el grado de complejidad de los ensayos existentes tampoco es comparable.

Por ello, para caracterizar ambientalmente los áridos deberemos valernos de distintos ensayos, que se pueden clasificar como sigue: ensayos de caracterización del material, de conformidad y de verificación "in situ".

Cabría entonces plantearse un sistema de control en dos etapas, una primera destinada a la caracterización del material, para lo que se emplearían los ensayos desarrollados por el CEN/TC 351 y una segunda etapa de control, para lo que serían suficientes los ensayos por el método de volteo (serie UNE-EN 12457).

Resulta por tanto fundamental definir los procedimientos que se deben seguir para regular o controlar el empleo de los áridos reciclados procedentes de residuos o áridos secundarios, bien para dar cumplimiento a futuras exigencias del marcado CE, bien para definir las condiciones de FCR o bien para asignar la categoría de subproducto.

Sucede, por tanto, que la ejecución de ensayos de lixiviación se convierte en un elemento clave de cara a la propuesta de metodologías para la aceptación de materiales secundarios como material de construcción de carreteras. Por ello, en el marco del trabajo que se describe en el presente artículo, se han aplicado los ensayos de lixiviación en columna (CEN/TS 16637-3:2016) para caracterizar el comportamiento ambiental de áridos procedentes de RCD como potenciales áridos para la construcción de subbases de carreteras, comprobándose que los métodos de ensayo son perfectamente aplicables.

En cuanto al desarrollo de metodologías que permitan la caracterización ambiental de áridos procedentes de residuos para su utilización en carreteras, merece la pena destacar la experiencia francesa. En este país, el SETRA (*Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes*) ha desarrollado una guía metodológica para su uso: "Aceptación de materiales alternativos en carreteras. Evaluación medioambiental", de marzo de 2011. De acuerdo con esta guía, la caracterización ambiental reposa en tres niveles de investigación, que implican cada uno de ellos un grado de exigencia distinto en cuanto a los ensayos que se deben realizar, en función del riesgo ambiental de los materiales. Así, en el nivel 1 sólo se exige la realización de ensayos de lixiviación y de contenido total; en el nivel 2 se exigen ensayos de percolación y en el nivel 3 se exige la realización de un estudio específico. Adicionalmente, a fin de facilitar

y promover el empleo de los RCD, en 2015 el CEREMA (*Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la moblité et l'aménagement*) ha publicado una guía específica con las prescripciones y exigencias para su aceptación ambiental como material de construcción de carreteras. Esta guía distingue tres tipos de áridos procedentes de RCD (fundamentalmente hormigón, bituminosos y mixtos) y establece una serie de limitaciones a su uso y a su puesta en obra. En función del tipo (hormigón, bituminoso o mixto) y de su uso (se contemplan tres tipos de uso: 1, 2 ó 3; que depende de si la capa en la que se emplea está revestida o no y de la altura del relleno en el que se aplica) se establecen distintos requisitos ambientales. Los requisitos ambientales se refieren al cumplimiento de unos valores máximos, fijados a partir de los resultados del ensayo NF-EN 12457-4 (relación L/S=10 l/kg).

Cabría por tanto reflexionar sobre la oportunidad de avanzar en la propuesta de un sistema que permita efectuar una caracterización ambiental de los áridos procedentes de residuos, en general y de RCD en particular, de forma que éstos puedan ser reutilizados o reciclados como materiales de construcción de carreteras. Una posibilidad sería la implantación de un sistema como el anteriormente indicado, con distintos niveles de exigencia a los que se da cumplimiento por medio de ensayos de lixiviación que serán a su vez, más o menos demandantes.

La existencia de unas pautas que regulen estas cuestiones ayudaría a superar algunas de las barreras que limitan el empleo con normalidad de estos áridos alternativos. Por supuesto, en aquellos casos en los que su utilización es adecuada desde el punto de vista del cumplimiento de los requisitos técnicos que les sean de aplicación.

Los ensayos de lixiviación en laboratorio realizados en el marco del trabajo que se ha presentado en este artículo permiten concluir que son adecuados para la caracterización ambiental de los áridos procedentes de residuos. Adicionalmente, los ensayos de campo realizados han puesto de manifiesto que los resultados de laboratorio se pueden considerar realistas en relación con los resultados obtenidos en la escala intermedia. Cabría profundizar en esta cuestión llevando a cabo estudios en tramos reales de carretera o, en su defecto, en la Pista de Ensayo Acelerado de Firmes del Centro de Estudios del Transporte del CEDEX.

5. CONCLUSIONES

Las políticas de reducción de las emisiones de dióxido de carbono, como medida imprescindible de prevención y mitigación del cambio climático y sus efectos sobre las condiciones de vida y salud de las personas han dado lugar, en lo que se refiere a la producción y gestión de residuos, a la necesidad de instrumentar medidas de prevención de su generación, y en su defecto, de reutilización, reciclado o valorización, dejando en último término como posible destino su eliminación en vertederos, por ser ésta la peor de las opciones posibles contempladas desde dicha óptica.

Esto ha dado lugar a numerosas iniciativas que tienen por finalidad conseguir que un material residual (en este caso se ha trabajado con residuo de construcción y demolición y escoria de acería de horno eléctrico) pueda ser valorizado o reciclado al término de su vida útil; o en su caso, si procede, pueda encontrar una aplicación posterior en virtud de la cual pierda esa condición marginal de residuo y se convierta en un producto susceptible de ser utilizado e incorporado a un proceso productivo.

Estas iniciativas plantean un doble problema; por una parte que el material procedente del residuo cumpla unas condiciones mecánicas y unas prestaciones equiparables a las del material al que sustituye, y por otra, que por su anterior condición de residuo no se convierta en un agente transmisor de la contaminación que eventualmente pudiera contener a su nuevo uso, y por esta vía, convertirse en un motivo de afección a la salud humana, al suelo, las aguas o la atmósfera, y en general, a los valores ambientales que se deben preservar.

Respecto a la primera cuestión se entiende que las características mecánicas sobre resistencia, durabilidad, etc., que debe cumplir un material procedente de residuos han de ser exactamente las mismas que las que se le exigen a uno de primera manufactura preparado con materias primas vírgenes, de tal modo que es la normativa específica y los requisitos que emanen de ésta los que se le han de aplicar para su empleo en sustitución de materiales o productos de otras procedencias.

En cuanto al establecimiento de un método que garantice que el material procedente de un residuo, RCD o EAHE en el caso del presente trabajo, no aporte contaminación a la obra o actuación a la que se vaya a incorporar como árido, se han presentado en este artículo los resultados de los trabajos realizados al respecto, correspondientes a dos ensayos, uno de laboratorio y otro de campo, por los que se puede llegar a conocer con un nivel de precisión suficiente la composición del material analizado y, en función de ella, y de los límites que para cada contaminante se fijen, determinar si cumple los requisitos necesarios para ser empleado en sustitución de cualquier otro árido para el uso al que vaya a estar destinado.

El ensayo de laboratorio que se ha experimentado es el ensayo de lixiviación en columnas ejecutado de acuerdo con la especificación técnica CEN/TS 16637-3:2016. El ensayo de campo ha tenido carácter totalmente experimental y se basa en unos principios similares a los del ensayo en columnas.

Ambos ensayos son complementarios y se han aplicado con resultados satisfactorios a diversas muestras de RCD y EAHE, de las que se ha llegado a conocer su composición así como la concentración de los contaminantes eventualmente presentes en ellas. A la vista de los resultados obtenidos se puede concluir que, sin perjuicio de otros, éste sería un procedimiento válido para conocer la posible presencia de contaminantes y, a partir de esta información, determinar sus posibilidades de uso.

La circunstancia de que en este trabajo se hayan aplicado los métodos descritos únicamente a RCD y EAHE no significa que no puedan emplearse para otros materiales granulares procedentes de residuos, presumiblemente con resultados igualmente satisfactorios, si bien, esta experimentación no se ha abordado en este trabajo por no constituir la materia del encargo correspondiente.

Quedan por definir los techos o limitaciones aplicables a cada uno de los potenciales contaminantes presentes en un residuo, ya que estos dependerán del uso que haya de darse al material y de las condiciones ambientales y de contorno a las que vaya a estar expuesto, aunque acerca de

esta cuestión se han encontrado disposiciones normativas, formuladas a partir de estudios correctamente realizados y avaladas por la experiencia de su aplicación, que pueden emplearse como referencia.

Únicamente, quedaría por determinar el número de muestras o la periodicidad con la que deberían hacerse los análisis que se propongan para tener garantías de la inocuidad medioambiental de un material procedente de un residuo, dada la magnitud de su generación e incluso las posibles diferencias en su composición entre unos y otros centros de producción. A este respecto, se pueden apuntar soluciones en virtud de las cuales el control y la periodicidad de los análisis habrían de ser tanto más exigentes cuanto más heterogeneidad y dispersión presentasen los materiales analizados.

En definitiva, se considera necesario avanzar en la propuesta de metodologías que permitan la caracterización ambiental de los áridos procedentes de residuos, para lo cual se podría plantear la implantación de sistemas de control basados en distintos niveles de exigencia, dependiendo del riesgo asociado tanto al uso como a la posible presencia en los lixiviados de contenidos elevados de determinados elementos contaminantes. Para ello, se podrían aplicar ensayos de caracterización ambiental (serie CEN/TS 16637) y ensayos de control (ensayos de volteo de la serie UNE-EN 12457), junto con ensayos de contenido, dependencia de pH, conductividad eléctrica u otros.

6. BIBLIOGRAFÍA

Baño Nieva, A., y Vigil-Escalera del Pozo, A. (2005). *Guía de construcción sostenible*. Instituto Sindical de Trabajo, Ambiente y Salud (ISTAS). Disponible en http://www.mapama.gob.es/es/ceneam/programas-de-educacion-ambiental/hogares-verdes/guia-construccion-sostenible_tcm7-193266.pdf

Barbudo, M.A. (2012). *Aplicaciones de los áridos reciclados procedentes de residuos de construcción y demolición en la construcción de infraestructuras viarias*. Tesis de la Universidad de Córdoba. Córdoba: Universidad de Córdoba (Servicio de Publicaciones).

Cano, H., Santana, M., e Higuera, C. (2017). *Análisis y valoración de los ensayos químicos y medioambientales realizados en muestras de áridos reciclados mixtos*. Informe CEDEX. Madrid: CEDEX.

CEDEX (2014). *Catálogo de residuos utilizables en construcción. Residuos de construcción y demolición*. Madrid: CEDEX.

Chateau, L. (2009). Environmental and geotechnical acceptability of alternative material as road construction material –Methodological guide. *Congreso WASCON 2009, Lyon (Francia)*.

MAPAMA (2016). Plan Estatal Marco de Gestión de Residuos (PEMAR) 2016-2022. Madrid: MAPAMA.

Moral, A., y Fernández, S. (2013). Especificaciones sobre sustancias peligrosas reguladas en las normas armonizadas de áridos. *Revista CARRETERAS*, nº 187. Madrid.

Moral, A. (2015a). *Tarea 1: Análisis de las actuaciones desarrolladas por el CEN/TC154 y CEN/TC351 hasta abril de 2015, en relación a las exigencias ambientales de aplicación a áridos procedentes de residuos y subproductos, empleados en la construcción de capas de firme de carreteras*. Informe CEDEX. Madrid: CEDEX.

Moral, A. (2015b). *Tarea 2: Análisis de la situación del reciclaje de RCD en España. Caracterización ambiental de áridos derivados de RCD destinados a la construcción de capas de firme de carreteras*. Informe CEDEX. Madrid: CEDEX.

Moral, A. (2016). *Tarea 1: Análisis de las actuaciones desarrolladas por el CEN/TC154 y CEN/TC351 hasta febrero de 2016, en relación a las exigencias ambientales de aplicación a áridos procedentes de residuos y subproductos, empleados en la construcción de capas de firme de carreteras*. Informe CEDEX. Madrid: CEDEX.

Parra, L., y Moral, A. (2015). *Análisis de las posibilidades de uso de los materiales procedentes de residuos en carreteras*. Informe CEDEX. Madrid: CEDEX.

SETRA (2011). *Acceptability of alternative materials in road construction. Environmental assessment*. Francia.

SETRA (2012). *Acceptabilité environnementale de matériaux alternatifs en technique routière. Les materiaux de décontruction issus du BTP*. Francia.

Termenón, J., y Parra, L. (2017). *Comportamiento ambiental de áridos procedentes del reciclado de los RCD y de las EAHE*. Informe CEDEX. Madrid: CEDEX.

Desafíos en el ámbito de las patologías de las obras lineales
Challenges Concerning Pathologies of Roads and Railway Lines

José Luis García de la Oliva[1]*, Javier Moreno Robles[2]

Resumen

En la presente comunicación se presenta una panorámica de los trabajos que realiza el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en el ámbito de las obras lineales.

Se incluyen inicialmente, de forma muy resumida, una serie de ejemplos de la colaboración con la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento en el estudio de patologías surgidas en la red de carreteras de su competencia. Se han seleccionado por la importancia de las actuaciones, su singularidad o por el hecho de ser representativos de casos relativamente frecuentes. Esta puede considerarse una actividad tradicional del Laboratorio de Geotecnia.

Posteriormente se recogen las líneas de actuación relacionadas con la infraestructura ferroviaria. Es una actividad relativamente nueva que ha surgido de la relación con ADIF y que presenta características muy diferentes a las relacionadas con las carreteras.

Palabras clave: patología carreteras, ferrocarriles, instrumentación.

Abstract

The present communication presents an overview of the work carried out by the CEDEX's Geotechnical Laboratory in the field of linear works.

Firstly, a series of examples of collaboration with the Directorate General of National Roadways of the Spanish Ministry of Public Works in the study of pathologies affecting the road network under its competence are included. They have been selected because of the importance of the actions, their singularity or because they are representative of relatively frequent pathologies. This can be considered as a traditional activity of the aforementioned Geotechnical Laboratory.

Finally, the lines of action related to the railway infrastructure are outlined. This is a relatively new activity due to the collaboration with ADIF, which presents very different characteristics from those related to roads.

Keywords: *pathology, roads, railways, instrumentation.*

1. INTRODUCCIÓN

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), es un Organismo Autónomo adscrito al Ministerio de Fomento que depende funcionalmente de éste y del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, cuyas funciones son la de asistencia técnica, asesoramiento, colaboración y difusión de todas aquellas materias tecnológicas que tienen relación con la obra pública y el medio ambiente asociado.

Históricamente el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha colaborado con la Dirección General de Carreteras en el estudio de las diferentes patologías surgidas en la red de carreteras de su competencia y en el planteamiento de las actuaciones correctoras.

Asimismo ha trabajado con ADIF en el estudio de problemáticas de las líneas ferroviarias lo que ha requerido un importante esfuerzo profesional por el carácter singular de cada una de las actuaciones.

En los puntos siguientes se pretende presentar una descripción de diferentes actuaciones en el ámbito de los trabajos citados.

2. ACTIVIDADES RELACIONADAS CON LA RED DE CARRETERAS DEL ESTADO

La red de carreteras de España tiene unos 166.000 kilómetros, de los cuales 26.000 km están gestionados por la Administración Central y recogen el 51,2% del tráfico total y el 62,8% del tráfico pesado. De la totalidad de la red, 15.000 km son vías de gran capacidad (autopistas de peaje, libres y autovías).

La conservación de ese patrimonio en un entorno con la complejidad orográfica y geológico-geotécnica que presenta España es un auténtico desafío técnico.

En los puntos siguientes se presentan una serie de ejemplos representativos de esta actividad del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. Se han seleccionado por la importancia de las actuaciones, su singularidad o por el hecho de ser representativos de casos relativamente frecuentes.

2.1. Patologías de terraplenes

Es un tipo de patologías relativamente frecuente que suele obligar a realizar actuaciones urgentes.

* Autor de contacto: jose.g.oliva@cedex.es

[1] Ingeniero de Caminos Canales y Puertos UPM. Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

[2] Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos UPM. Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

2.1.1. Terraplén de autovía A-4 (Jaén)

La problemática de este terraplén es representativa de toda una serie de casos que han surgido en Andalucía. Los daños parecen estar asociados a una inestabilidad que afecta al terreno natural alcanzando unos 17m de profundidad máxima y afectando a unos 140 metros de extensión máxima en planta. El pie del deslizamiento alcanza la vía del ferrocarril situada ladera abajo.

La calzada está situada en terraplén sobre una ladera constituida por arcillas margosas del Guadalquivir y la inestabilidad afecta al carril derecho de la calzada sentido Córdoba, que se apoya sobre el trazado de la antigua plataforma Redia.

Foto 1. Daños en calzada y arcén de la autovía.

Se realizó una campaña de trabajos de reconocimiento basada en ensayos de penetración dinámica y sondeos mecánicos equipados con tubería inclinométrica.

En la figura siguiente se recoge la geometría de la ladera y de la superficie de inestabilidad determinada a partir de la información proporcionada por sondeos inclinométricos.

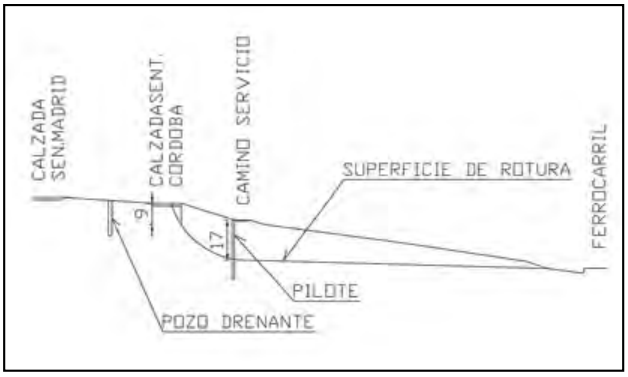


Figura 1. Perfil de la ladera.

Se propusieron y llevaron a cabo las siguientes actuaciones:

- Estabilización - contención de la masa inestable con elementos resistentes.
- Eliminación de las presiones de agua mediante un drenaje profundo (pozos drenantes).
- Medidas de drenaje superficial y retirada de tierras del actual espaldón para quitar peso a la cabeza del deslizamiento.

Se dispusieron pozos drenantes de 1500mm de diámetro y 10-11m de profundidad, espaciados 20m (foto 2) y comunicados entre sí mediante perforaciones realizadas desde el interior de los mismos (foto 3).

Foto 2. Pozos drenantes.

Foto 3. Ejecución de tubos de comunicación entre pozos y de drenes radiales desde un pozo.

La distancia entre pozos la consideramos muy elevada por la dificultad de comunicarlos entre sí con las perforaciones citadas pero la empresa que llevó a cabo los trabajos consiguió realizarlas con éxito. Desde el interior de los pozos se ejecutaron drenes radiales en dos niveles, de 12m de longitud.

Se emplean pilotes de gran diámetro para estabilizar el deslizamiento, introduciéndolos en el terreno de forma que "cosan" la superficie de deslizamiento. Se trata de elementos puntuales que atraviesan la masa deslizante y deben empotrarse una cierta longitud en el terreno firme subyacente. Son elementos que trabajan fundamentalmente a flexión, con cortantes importantes en la zona de deslizamiento. A veces se les denomina "pilotes pasivos", puesto que entran en carga al deformarse bajo los empujes del terreno. Se trata de un problema de interacción suelo- estructura en

condiciones en las que el terreno natural se encuentra en situación próxima a la rotura previamente a la disposición de los elementos estabilizantes.

El cálculo se abordó por dos procedimientos diferentes, que se indican a continuación:

- Estudio mediante la técnica de los elementos finitos empleando el programa PLAXIS.
- Estudio mediante una combinación de equilibrio límite-módulo de reacción, utilizando los programas de cálculo SLOPE y RIDO.

Se realizó un análisis retrospectivo para caracterizar geotécnicamente los materiales identificados en los sondeos.

Se plantearon varias secciones de cálculo con las siguientes distribuciones de pilotes:

- Pilotes de 1000 mm de diámetro, de 20 m de longitud, separados 2,5 m entre ejes.
- Pilotes de 1250 mm de diámetro, de 24 m de longitud, separados 2,5 m entre ejes.
- Pilotes de 1500 mm de diámetro, de 30 m de longitud, separados 2,5 m entre ejes.

No existe un criterio universal para definir el incremento de factor de seguridad que se debe alcanzar. En este caso se adoptó un valor de 1 décima, valor muy utilizado en la práctica habitual para deslizamientos de esta envergadura.

En la viga de atado de las cabezas de los pilotes se dejaron dispuestos unos tubos pasantes para facilitar a disposición de anclajes en caso de que la solución ejecutada necesitase ser complementada.

La implantación de esta solución de estabilización ha tenido un buen comportamiento hasta la fecha.

2.1.2. Terraplén en Autovía A-8 en Liendo (Cantabria)

El terraplén se sitúa en una ladera natural con una inclinación aproximada de 17º, con una altura máxima de unos 20 m en el lado mar y de unos 3-4 m en el otro lado.

La zona afectada alcanza una longitud de unos 80 m.

Se observaban desplazamientos importantes en la calzada sentido Santander. La calzada sentido Bilbao de momento no estaba afectada (los daños alcanzaban la mediana).

Foto 4. Grietas de la calzada.

Foto 5. Grietas de la calzada.

Foto 6. Vista de grietas en el terraplén.

Un condicionante importante para la definición de la corrección de esta patología fue la necesidad de abrir al tráfico la calzada en un plazo de 1 mes por la proximidad de la Semana Santa.

Según información verbal recogida durante la visita, el material con el que se ejecutó el terraplén procede del desmonte cercano excavado en lutitas, por lo que la naturaleza del relleno es arcillosa.

En su desarrollo, el terraplén intercepta una vaguada que en la actualidad presenta un drenaje deficiente. En el lado montaña, donde el terraplén presenta su menor altura, existe una cuneta rectangular hormigonada que desaparece vertiendo el agua directamente en el terreno. Esta discurre por el pie del terraplén encharcando el camino existente e infiltrándose buena parte en el terreno.

Según la información verbal obtenida, los trabajos forestales realizados ladera arriba de la calzada pudieron haber modificado la escorrentía en esa zona.

Como medida inicial de urgencia se hincaron carriles UIC 54 en la zona más próxima a la barrera de mediana con el fin de limitar el riesgo de afección a la calzada Santander-Bilbao.

Asimismo se realizó una zanja dren en el pie del terraplén del lado montaña, para cortar los flujos de agua provenientes de la ladera y se dispusieron drenes subhorizontales desde el pie del terraplén de unos 25 m de longitud.

Se definieron los trabajos de reconocimiento necesarios para definir la profundidad afectada por la inestabilidad (inventario de grietas, control topográfico, ensayos DPSH, sondeos mecánicos, inclinómetros y piezómetros).

Foto 7. Hinca de carriles.

Foto 8. Zanja dren.

Los primeros resultados de estos trabajos no se recibirían hasta al menos una semana después y dada la urgencia de los trabajos se consideró importante poner en marcha los trabajos de estabilización previamente a disponer de los resultados de los trabajos de reconocimiento.

Se contemplaron varias posibles alternativas de tratamiento:

- Hinca de carriles formando una malla cubriendo la superficie a tratar.
- Ejecución de columnas de suelo estabilizado "in situ" con cemento o como alternativa, columnas de mortero.
- Jet-grouting.
- Inyecciones con tubos manguito.
- Pantalla de micropilotes o pilotes.

Los condicionantes iniciales (plazo y desconocimiento inicial de la profundidad alcanzada por la inestabilidad justificaron optar por la ejecución de una malla de columnas de mortero en la superficie de la calzada con objeto de incrementar la resistencia de la superficie de inestabilidad en ese tramo y recoger parte del peso del terraplén en la zona situada bajo la calzada, que corresponde a la cabecera de la inestabilidad con lo que se mejoraría de forma importante la estabilidad del terraplén al reducirse el "peso inestabilizante".

Esta alternativa tiene la ventaja de que pueden comenzarse su ejecución antes de disponer de los resultados de los trabajos de reconocimiento ya que es fácil definir una profundidad de tratamiento razonable en la zona próxima a la mediana, dejando el tratamiento de la banda próxima al carril exterior de la calzada hasta no disponer de la información de estos trabajos.

Se realizó una malla de columnas de mortero de 62cm de diámetro y de 20 a 26m de profundidad (1 columna cada 5m^2 en los 80 cm centrales y 1 columna cada 6,5m^2 en dos bandas de 20m).

El análisis se realizó inicialmente mediante el programa Slope/W de GeoStudio y posteriormente mediante el programa Plaxis, con el procedimiento basado en el análisis retrospectivo para la definición de parámetros del terreno y el posterior estudio de la mejora introducida por el tratamiento.

Se estimó un incremento del coeficiente de seguridad de 0,25 frente a la situación inicial.

Foto 9. Ejecución de las columnas de mortero.

Asimismo se planteó el seguimiento del comportamiento del terraplén mediante topografía y sondeos equipados con inclinómetros para comprobar su correcto comportamiento o en su caso la ejecución de actuaciones complementarias.

Los movimientos registrados en el periodo previo al inicio de las obras de reparación fueron elevados, superiores a 20 cm en algunos puntos; durante los trabajos de reparación los movimientos disminuyeron en gran medida, hasta unos 3-4 cm como máximo, y tras la finalización de los trabajos de reparación, los movimientos tanto en la calzada como en el talud prácticamente han desaparecido.

Foto 10. Vista de la obra finalizada.

2.2. Patologías de desmontes

Son patologías que en los últimos años han dado lugar a actuaciones de gran envergadura. En la actualidad el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX está trabajando en el estudio de la estabilización de un gran desmonte sobre una autovía que afecta aproximadamente a un millón de metros cúbicos de material. Esta actuación no se presenta en este documento por estar en fase de estudio. Se ha elegido una anterior que tiene ciertas similitudes con ella.

Se describen el estudio y las actuaciones realizadas sobre un desmonte en la autovía A2, en Barcelona.

El desmonte presentaba unos 70 m de altura total con 2 bermas intermedias.

En la zona inferior aparece una alternancia irregular de materiales: arcillas, argilitas y margas y en los 20-25m superiores, calizas tableadas más competentes y calizas margosas.

Foto 11. Desmonte durante su construcción.

En fase de construcción sufrió episodios de inestabilidad en zona inferior y se dispusieron paños de redes de cables fijados al terreno mediante bulones.

Cinco años después de su construcción comenzaron a aparecer movimientos importantes. En la foto 12 se resalta la zona afectada por la inestabilidad y en la foto 13 un detalle del límite inferior de ésta, que formaba una línea con caída hacia el Oeste, que llegaba a pasar bajo la calzada de la autovía (foto 14).

Foto 12. Zona afectada por la inestabilidad.

Foto 13. Deformación de la superficie del desmonte.

En la foto 14 se presentan daños en la plataforma de la autovía. Los daños alcanzaron la mediana. En la foto 15 se observa una grieta con salto superior a 2m en la berma superior.

Se produjeron abundantes roturas de bulones en el desmonte. Al menos 15 bulones salieron proyectados al romper, alcanzando la calzada próxima al desmonte y en algún caso, la calzada opuesta.

En la primera visita a obra se plantearon unas primeras actuaciones que básicamente consistieron en el sellado de grietas para limitar la infiltración del agua y disposición de elementos para la sujeción de la cabeza de los bulones con el fin de limitar el riesgo de afección al tráfico (foto 18) y se puso en marcha la campaña de investigación destinada a caracterizar y dar geometría a la masa inestable (básicamente cartografía, control topográfico de movimientos y ejecución de sondeos equipados con tubería inclinométrica).

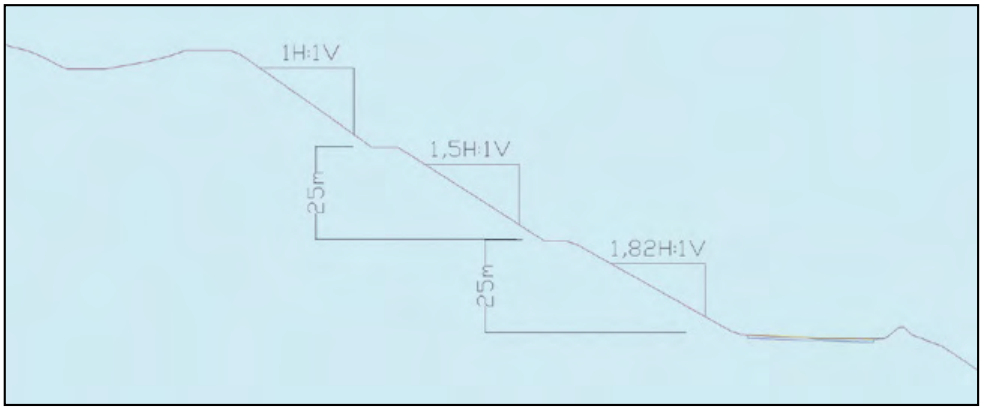


Figura 2. Perfil esquemático.

Foto 14. Daños en el pie del desmonte.

Foto 15. Grieta con salto >2m en berma superior.

Foto 16. Rotura de bulones.

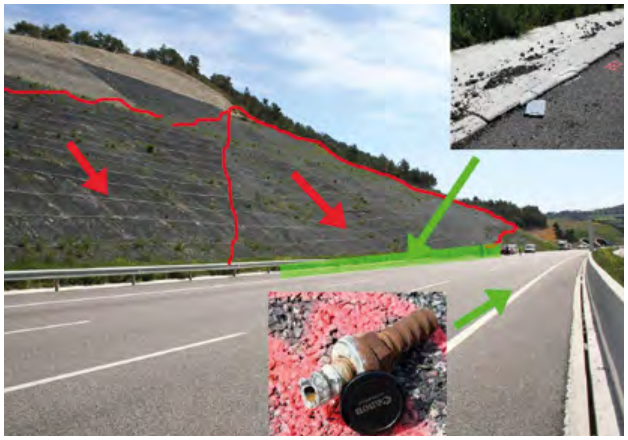


Foto 17. Caída de bulones a la calzada.

Foto 18. Sujeción de la cabeza de los bulones.

En las figuras siguientes se esquematiza la información procedente del control topográfico de movimientos. Permite acotar la zona afectada por la inestabilidad (figura 3). En la figura 4 se representa un perfil con los vectores de movimiento con una geometría propia de un deslizamiento profundo.

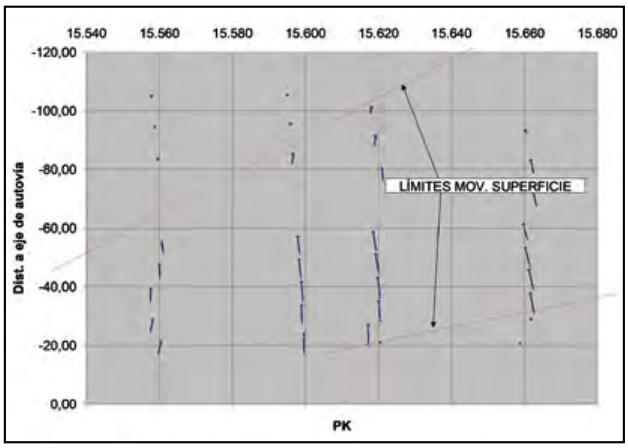


Figura 3. Planta esquemática con vectores de movimientos en superficie del desmonte.

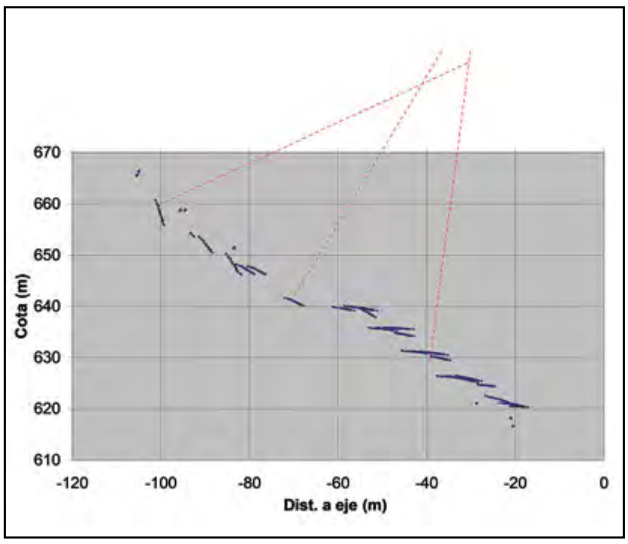


Figura 4. Perfil del desmonte con vectores de movimiento y líneas normales a éstos.

Los sondeos inclinométricos permitieron acotar la profundidad alcanzada por la inestabilidad. Bajo la mediana

de la autovía alcanzaba unos 7m de profundidad y 18-20m en la zona intermedia del desmonte.

La inestabilidad parece corresponder a la reactivación de un antiguo deslizamiento.

Según información verbal recogida en la zona, durante la construcción de la carretera nacional, ladera abajo de la autovía, se produjo un importante deslizamiento que afectó a la zona objeto de estudio provocando importantes deformaciones en superficie (figura 5).

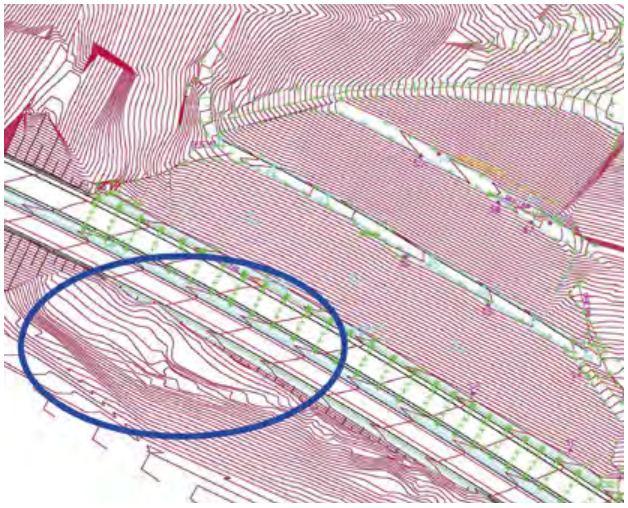


Figura 5. Planta del desmonte. Se resalta el pie del antiguo deslizamiento.

Se definieron las siguientes actuaciones para la estabilización del desmonte:

- Retaluzado del desmonte aprovechando la vaguada existente junto a la coronación.
- Tacón estabilizador de pedraplén al pie del desmonte (con materiales procedentes de la excavación de la coronación del desmonte).
- Drenaje superficial y profundo.
- Protección de su superficie (mallas de guiado en la zona superior y localmente, redes de cables bulonadas).

En la figura 6 y la figura 7 se esquematiza el tratamiento previsto. El retaluzado se efectuó con los siguientes criterios:

- Retranqueo de 40m.
- Talud 1,8H:1V en el primer nivel, 1,5H:1V entre ambas bermas y 1H:1V en el nivel superior.
- Bermas de al menos 6 m. Superior en roca.

El retranqueo tuvo por objeto separar de la autovía el talud de desmonte y permitir una salida a la inestabilidad, a modo de fusible, exterior a la autovía (la superficie de inestabilidad inicial discurría bajo la calzada de la autovía).

La geometría de la ladera, con una vaguada sobre coronación (figura 5) redujo sensiblemente el movimiento de tierras.

El movimiento de tierras supuso la retirada de 300.000 m^3.

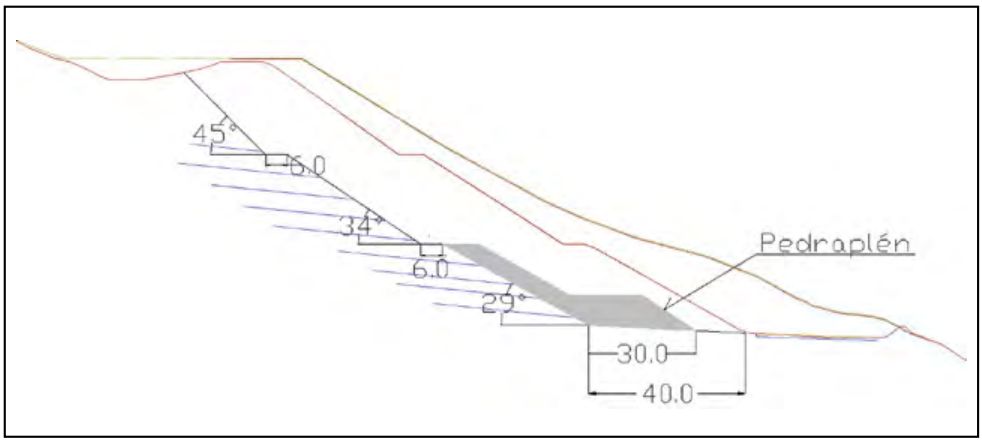


Figura 6. Esquema de tratamiento.

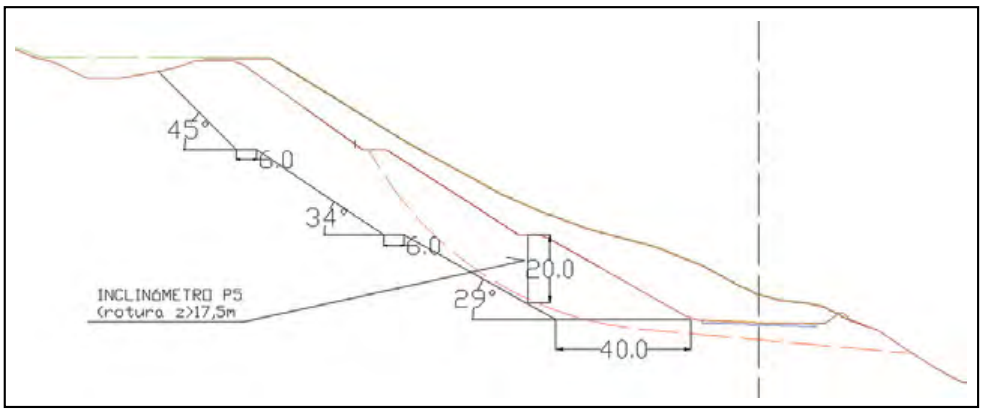


Figura 7. Movimiento de tierras y superf. de rotura.

Foto 19. Ejecución de las obras.

Cuando la excavación se encontraba a nivel de la berma superior se planteó la necesidad de abrir al tráfico la calzada próxima al desmonte manteniendo los trabajos de estabilización.

Con el fin de mantener unas condiciones de seguridad adecuadas se dispuso una barrera dinámica en la berma inferior, para proteger la calzada de la posible caída de material y se implantó un sistema de control topográfico superficial automático mediante una estación robotizada (foto 20). Este sistema permitía disponer en tiempo real de información sobre la evolución de movimientos en el desmonte y generar avisos cuando se superaban unos criterios de alarma predefinidos.

Foto 20. Control topográfico de movimientos..

Una vez finalizadas las obras se ha mantenido un seguimiento periódico de la instrumentación (básicamente la inclinometría), reflejándose la estabilidad actual del desmonte.

2.3. Túneles

En este apartado se recoge una patología que destaca por la envergadura de la inestabilidad que afecta al túnel.

Es un túnel con una longitud aproximada de unos 670 m y disposición de doble tubo (figura 8), situado en Granada.

Cada tubo tiene una sección en herradura, con un área de excavación de unos 110 m^2 y un área libre de 68 m^2 que se han ido excavando por el NATM, en fases de avance, destroza y contrabóveda.

La construcción de los túneles se fue adaptando a las necesidades impuestas por los altos valores de las convergencias que se iban detectando en las zonas ya ejecutadas, intentando cerrarse la sección lo más rápidamente posible para así conferirle una mayor capacidad resistente.

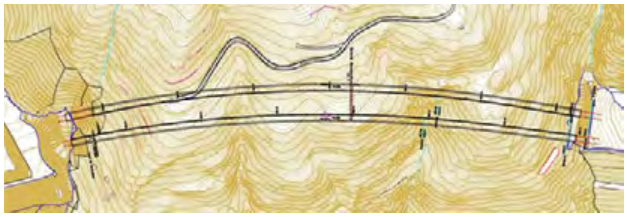


Figura 8. Planta general de los túneles.

Se registraron importantes deformaciones de la sección de los túneles, aumentando la curvatura del hombro lado mar y disminuyendo la del lado montaña. Estas distorsiones producen roturas en el hormigón del sostenimiento tanto por aplastamiento por compresión (incluyendo el pandeo de las cerchas) como por tracción con despegues.

Foto 21. Vista de la distorsión del túnel.

Para intentar paliar este problema se sustituye la contrabóveda de Proyecto por una contrabóveda reforzada (foto 22) y mejora de los apoyos de las cerchas de los hastiales mediante la ejecución de sendas zapatas armadas.

Foto 22. Ejecución de contrabóveda.

En el túnel lado montaña se realizaron una serie de drenes a 45º en la zona con mayores distorsiones. Estos drenes han evacuado un caudal importante de agua de forma mantenida.

La zona en la cual están ubicados estos túneles se caracteriza por una configuración lito-estructural especialmente compleja que dificulta el desarrollo general de las obras de construcción de la autovía.

La autovía A-7 transcurre en la zona objeto de estudio paralela a la costa y muy próxima a la misma. En esta zona, las pendientes de las laderas naturales son muy acusadas (20º-35º) y el pie de las mismas, especialmente en la zona de los túneles, llega prácticamente con la misma pendiente hasta el nivel del mar.

En esta zona se observa la superposición en el espacio de un número relativamente elevado de mantos de cabalgamiento, alternándose en la vertical capas con diferentes grados de metamorfismo y distintas edades. Estos cabalgamientos se produjeron durante la orogenia alpina, a finales del Cretácico.

En la ladera donde están ubicados los túneles es común la alternancia de calcoesquistos, micaesquistos y filitas junto a la presencia de fallas de diversa entidad que los atraviesan.

Aunque pueden apreciarse plegamientos locales, la estructura general marca una orientación de las capas con dirección de buzamiento hacia los 180º (hacia el mar) y un buzamiento general variable entre 10º y 35º, con buzamientos locales de hasta 60º hacia el Sur.

Al tratarse de mantos de cabalgamiento muchas capas están desplazadas respecto a las que las rodean por lo que el ángulo de rozamiento de estas superficies es prácticamente residual.

Es muy común la existencia de movimientos de ladera tanto fósiles como activos. Al tratarse de un relieve muy joven, hablando en tiempos geológicos, la dinámica de laderas es muy activa hasta que alcance un perfil de equilibrio más estable y dadas las malas características geomecánicas de los materiales es muy común que estas pendientes se muevan de forma natural.

En la ladera donde están ubicados los túneles existen signos de varios movimientos de laderas de diferente entidad, algunos de ellos activos.

Para el estudio de la patología de estos túneles, se ha considerado desde el inicio de la actuación del CEDEX de gran importancia disponer de instrumentación que pudiera emplearse para comprobar si la distorsión del túnel se estaba produciendo por un empuje lateral muy severo o era debida a que el túnel se encontraba inmerso en un deslizamiento global de ladera.

Para el estudio de las diferentes patologías se dispusieron diferentes elementos de auscultación, esencialmente mediante control de movimientos.

En la figura 9 se representa la evolución de movimientos registrados en la ladera sobre el túnel. En el periodo de medidas se han registrado movimientos superiores a 1m.

Adicionalmente a las medidas de convergencia y control topográfico de movimientos se realizaron dos sondeos inclinométricos en la ladera aprovechando el camino existente en la montera de los túneles, y seis sondeos en el interior de los túneles (cuatro inclinométricos y dos piezométricos).

Los sondeos realizados en la ladera sobre el túnel tienen profundidades de unos 70-80m. En la figura 10 se representan los movimientos registrados en dirección hacia el mar en uno de estos inclinómetros. Se observa que el sondeo se ha quedado corto y las deformaciones progresivas (120mm en 2 años) alcanzan el extremo inferior del sondeo (74m). Las medidas inclinométricas parecen indicar que la masa activa alcanza una profundidad superior a la del sondeo.

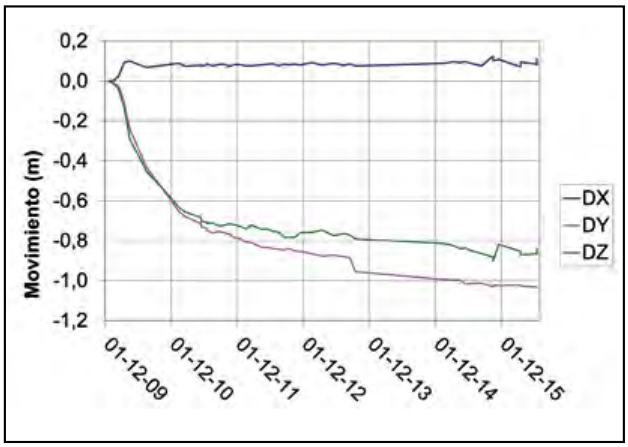


Figura 9. Evolución de movimientos en ladera sobre el túnel (Arqueta 3).

Los sondeos realizados en el interior del túnel alcanzan de 23 a 40m de profundidad bajo la solera. En estos sondeos se detectan bandas de cortante a varias profundidades. La información procedente de las medidas inclinométricas parece indicar que los sondeos no llegan a alcanzar el sustrato no afectado por las deformaciones (figura 11)). A partir de estos inclinómetros se registran velocidades de unos 2 cm/año (al no alcanzar terreno estable la velocidad real del movimiento será superior).

En la figura 12 se incluye un perfil de la ladera incluyéndose la sección completa de los tubos. Se puede ver cómo la sección de excavación de los túneles es muy reducida en comparación con las dimensiones de la ladera por lo que su afección a la inestabilidad de ésta no puede ser significativa y la patología detectada parece estar asociada a un proceso de inestabilidad previo a la ejecución del túnel.

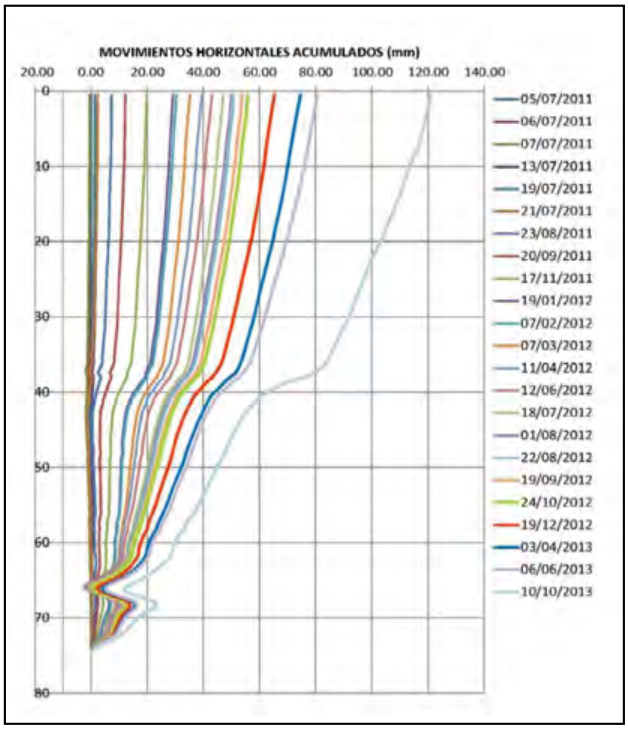


Figura 10. Inclinómetro ST-102 (75m).

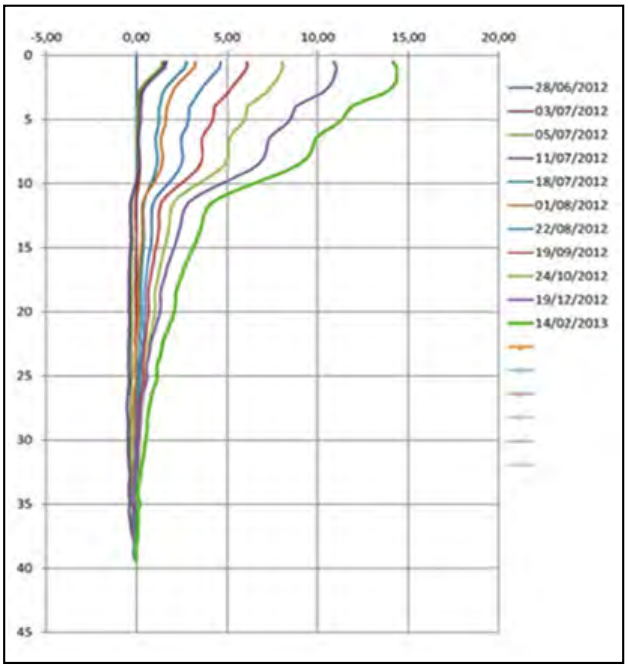


Figura 11. Inclinómetro ST-202 (40m) desde el interior del túnel.

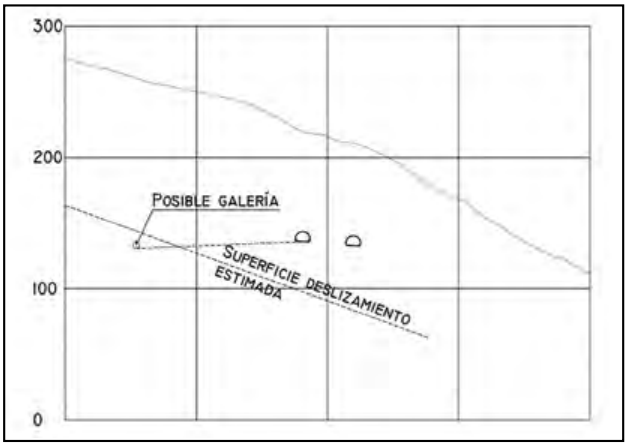


Figura 12. Perfil del terreno con situación de tubos y posible galería.

El túnel presenta movimientos que corresponderían a una situación en la que éste se encontrase inmerso en una ladera con una cinemática activa, con velocidades medias de 30 a 50mm/año (hasta 700mm) afectando a profundidades superiores a los 80-100m.

Se observan zonas en las que se marcan distorsiones habituales en movimientos de grandes masas, que no se comportan como un sólido rígido. Estas distorsiones originan daños en el revestimiento del túnel.

Dada la envergadura del movimiento es conveniente prever la posibilidad de que esta infraestructura tenga que convivir con los movimientos de la ladera. En este sentido se propusieron las siguientes medidas:

- Dimensionar la sección del túnel con suficiente rigidez como para limitar las distorsiones que pudieran afectar a su gálibo interno.
- Disponer juntas en las zonas en las que se detecten las mayores distorsiones longitudinales con el fin de evitar la rotura del revestimiento.
- Disponer un sistema de instrumentación que permita conocer los movimientos de la ladera en el entorno del túnel:
  - Inclinómetros en la ladera y en el interior del túnel, dispuestos de forma que puedan medirse periódicamente. Según la información disponible estos inclinómetros deberían alcanzar al menos 50m bajo la solera del túnel.
  - Control topográfico de movimientos absolutos de la base de los hastiales y medidas de convergencia.
  - Control topográfico de la ladera en el entorno del túnel.
  - Previsión de los medios necesarios para realizar campañas periódicas de medidas con posterioridad a la puesta en servicio de la autovía y mantener los dispositivos de instrumentación.

Las actuaciones orientadas a corregir la cinemática actual de la ladera estarían muy condicionadas por el gran volumen de material involucrado. Podrían plantearse las siguientes líneas de actuación de forma aislada o combinadas:

- Drenaje de la ladera. Los movimientos están muy condicionados por la presencia de agua en el terreno. Los periodos más importantes de lluvias son los que habitualmente generan un incremento significativo de estos movimientos.
  El macizo tiene una elevada permeabilidad por fracturación. Esto se ha comprobado por las importantes pérdidas de lechada durante las operaciones de sellado de los inclinómetros.
  La masa inestable alcanza profundidades importantes (80-100m) lo que hace inviable plantear un drenaje mediante pozos desde superficie.
  Podría plantearse la ejecución de una galería drenante dispuesta ladera arriba del túnel lado montaña, desde la que se ejecutarían coronas de drenes. Esta actuación se complementaría con la ejecución de nuevos drenes desde el túnel.
- Movimiento de tierras. Esta solución es la empleada habitualmente en deslizamientos importantes pero en el caso objeto de estudio, obligaría a realizar una muy importante excavación sobre el túnel en una ladera que en su estado actual se encuentra en equilibrio estricto lo que dificulta enormemente su ejecución.

En la actualidad se prevé optar por la primera alternativa citada realizando una galería longitudinal, paralela al túnel, a unos 100m ladera arriba de éste con una serie de galerías transversales comunicando con el túnel lado montaña. Para diseñar esta solución está en marcha la ejecución de una campaña adicional de sondeos en los que se realizarán ensayos de permeabilidad y quedarán equipados como inclinómetros y piezómetros.

3. ACTIVIDADES RELACIONADAS CON LA INFRAESTRUCTURA FERROVIARIA

En los últimos 10 años el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha desarrollado una serie de trabajos destinados al estudio de la infraestructura de las líneas de alta velocidad y al análisis de diferentes patologías entre los

que pueden destacarse los trabajos realizados en el marco de las Encomiendas de Gestión con ADIF (Administrador de Infraestructuras Ferroviarias), la revisión de la Ficha 719 de la UIC y la participación en los siguientes programas i+d+i:

- SUPERTRACK (2002 – 2005)
- INNOTRACK (2006 - 2009)
- RIVAS (2010 – 2013)
- CAPACITY4RAIL (2013-2017)

En los puntos siguientes se resumen los aspectos más significativos de estas actividades.

3.1. Cajón Ferroviario del CEDEX

El Laboratorio de Geotecnia dispone de una célula de ensayos que permite ensayar de forma acelerada a escala 1:1 secciones de vía real, tanto convencional como de alta velocidad con tráfico mixto, hasta velocidades de 400 km/h.

Tiene unas dimensiones de 21 m de longitud, 5 m de anchura y 4 m de profundidad y 3 zonas de ensayo de 7m cada una.

Dispone de 6 gatos que permiten simular el movimiento horizontal de trenes hasta 400 km/h, incorporando la rotación de las tensiones principales en las capas de la vía.

Con este equipo pueden realizarse ensayos acelerados para analizar el comportamiento de secciones durante su vida útil (una semana de trabajo ↔ un año de tráfico).

Foto 23. Cajón Ferroviario del CEDEX.

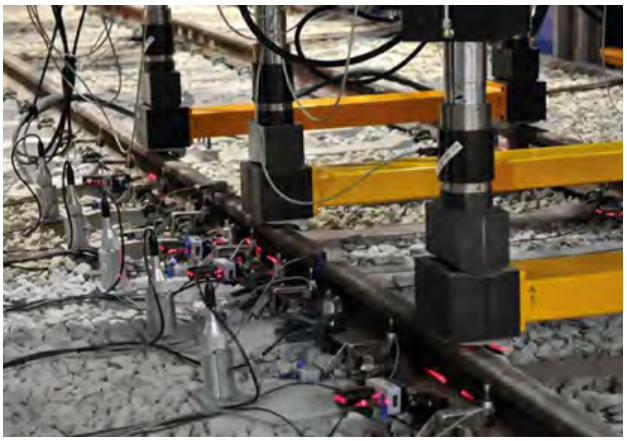


Foto 24. Cajón Ferroviario del CEDEX (detalle).

Para su puesta a punto se realizó una modelización numérica destinada a optimizar su comportamiento frente a solicitaciones dinámicas.

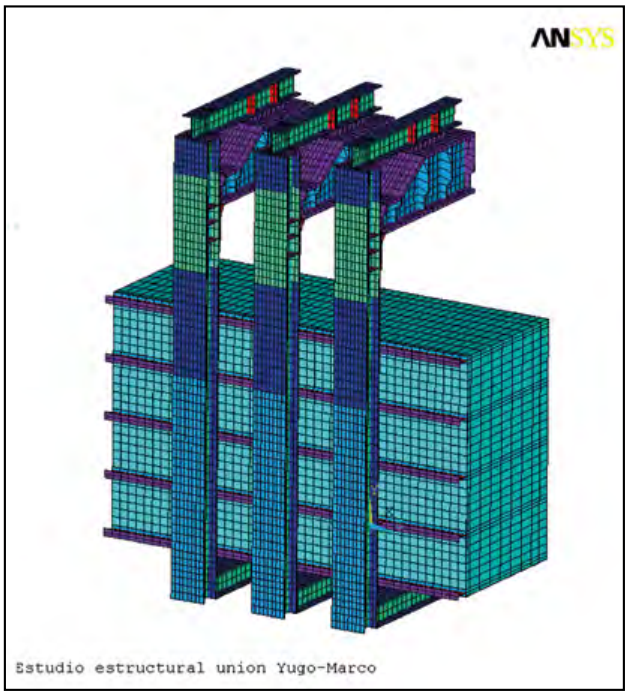


Figura 13. Modelización numérica del Cajón.

En las figuras siguientes se recoge una sección de la instrumentación empleada para el estudio de secciones con subbalasto bituminoso y un ejemplo de distribución temporal de cargas al paso de un tren así como el asiento remanente registrado en función del nº de ejes (hasta 4 millones de ejes).

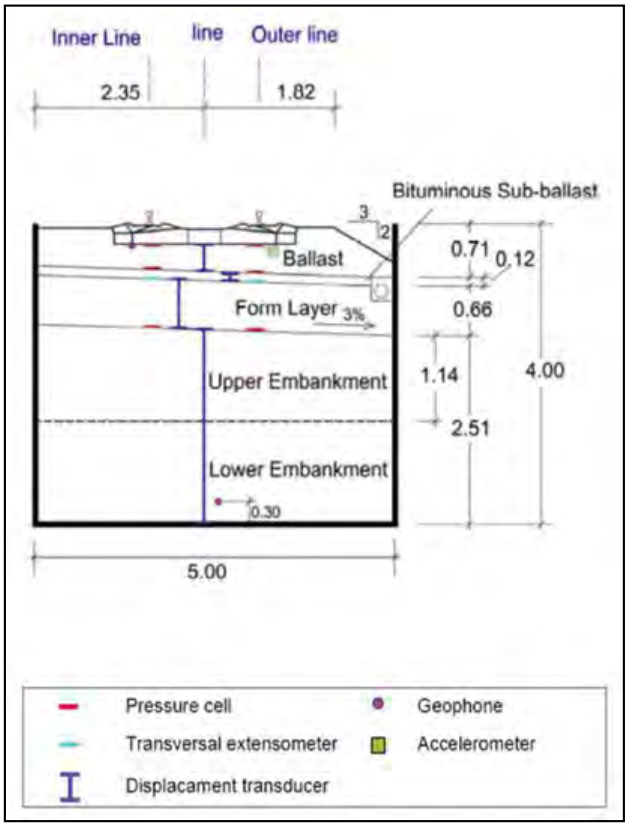


Figura 14. Ejemplo de sección instrumentada.

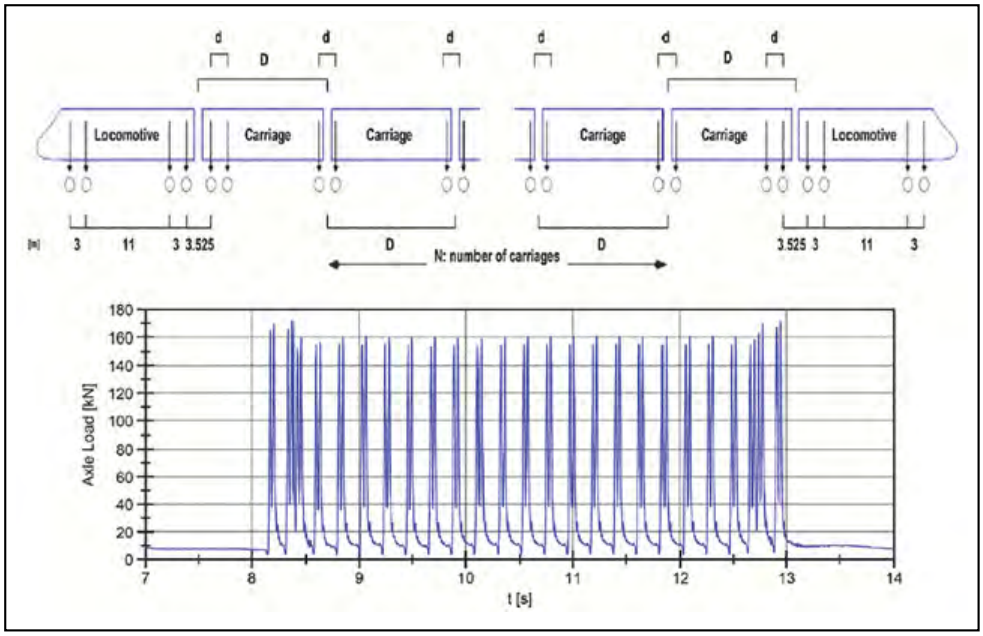


Figura 15. Ejemplo de distribución temporal de cargas al paso de un tren.

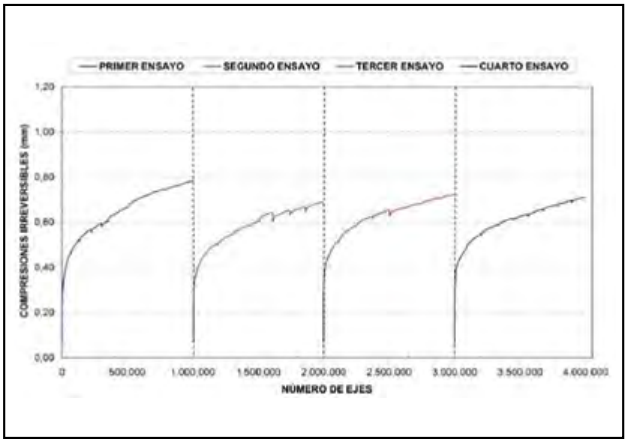


Figura 16. Asiento irreversible al paso de $4 \cdot 10^6$ ejes.

Entre los trabajos llevados a cabo en el Cajón Ferroviario pueden destacarse:

- Reproducción de la sección de la vía en el P.K.69 +500 de la LAV Madrid-Barcelona a la salida de Guadalajara. Fue el primer modelo físico estudiado. Esta sección se instrumentó para disponer de un elemento de calibración y/o confirmación de la información proporcionada por el Cajón Ferroviario.
- Optimización del espesor de subbalasto bituminoso frente a circulaciones a alta velocidad. Se contrastó con la información obtenida en un tramo experimental de 500 m construido con subbalasto bituminoso en la localidad de Valdestillas situada en la LAV Madrid-Valladolid. Para optimizar dicho espesor, se ensayaron 3 secciones transversales con subbalasto bituminoso, cada una de ellas en una zona distinta del Cajón.
- Colaboración en el marco del proyecto FASTRACK: "Nuevo sistema de vía en placa para alta velocidad sostenible y respetuoso con el medio ambiente".
- Tráfico mixto en líneas de alta velocidad (2013).
- Estudio de la influencia de la contaminación del balasto con arena en la línea de alta velocidad Medina-La Meca.

3.2. Aplicación de las técnicas de auscultación, instrumentación y modelización numérica para el estudio de la infraestructura ferroviaria

La actividad llevada a cabo en el ámbito de la infraestructura ferroviaria ha dado lugar a la puesta a punto de una serie de equipos y técnicas de instrumentación y modelización numérica muy diferentes a los utilizados por el CEDEX en el ámbito de las carreteras.

Pueden destacarse los siguientes objetivos básicos de estos trabajos:

- Mejora en el conocimiento del comportamiento de las secciones utilizadas por ADIF.
- Obtención de información destinada a optimizar el diseño, cálculo y mantenimiento de la infraestructura.
- Toma de datos "in situ" para el contraste de los trabajos llevados a cabo en la instalación a escala 1:1 disponible en el CEDEX.
- Calibración de modelos numéricos.
- Evaluación de la colaboración en la rigidez de la vía de las distintas capas.
- Análisis de patologías y comportamiento de transiciones y secciones singulares.

Las líneas de actividad principales han sido las siguientes:

- Patología geotécnica clásica.
- Instrumentación general. Datos para calibrado del Cajón Ferroviario del CEDEX en secciones con instrumentación superficial y profunda dispuesta en fase de obra.
- Estudio de transiciones terraplén - estructura.
- Estudio de transiciones vía en placa - vía sobre balasto (foto 25).

Figura 17. Secciones de LAV instrumentadas por el CEDEX.

- Estudio y contraste del comportamiento de secciones con subbalasto granular y con subbalasto bituminoso.
- Estudio de secciones con espesores importantes de balasto (foto 26).
- Patologías de sujeciones en vía en placa.
- Estudio de la utilización de instrumentación con fibra óptica en líneas de alta velocidad.
- Detección de la evolución de cavidades en túneles en materiales salinos (figura 18).
- Análisis de diferentes técnicas para el control del grado de compactación del subbalasto granular.

Foto 26. Sección instrumentada con espesor importante de balasto.

Foto 25. Instrumentación de transición vía en placa - vía sobre balasto.

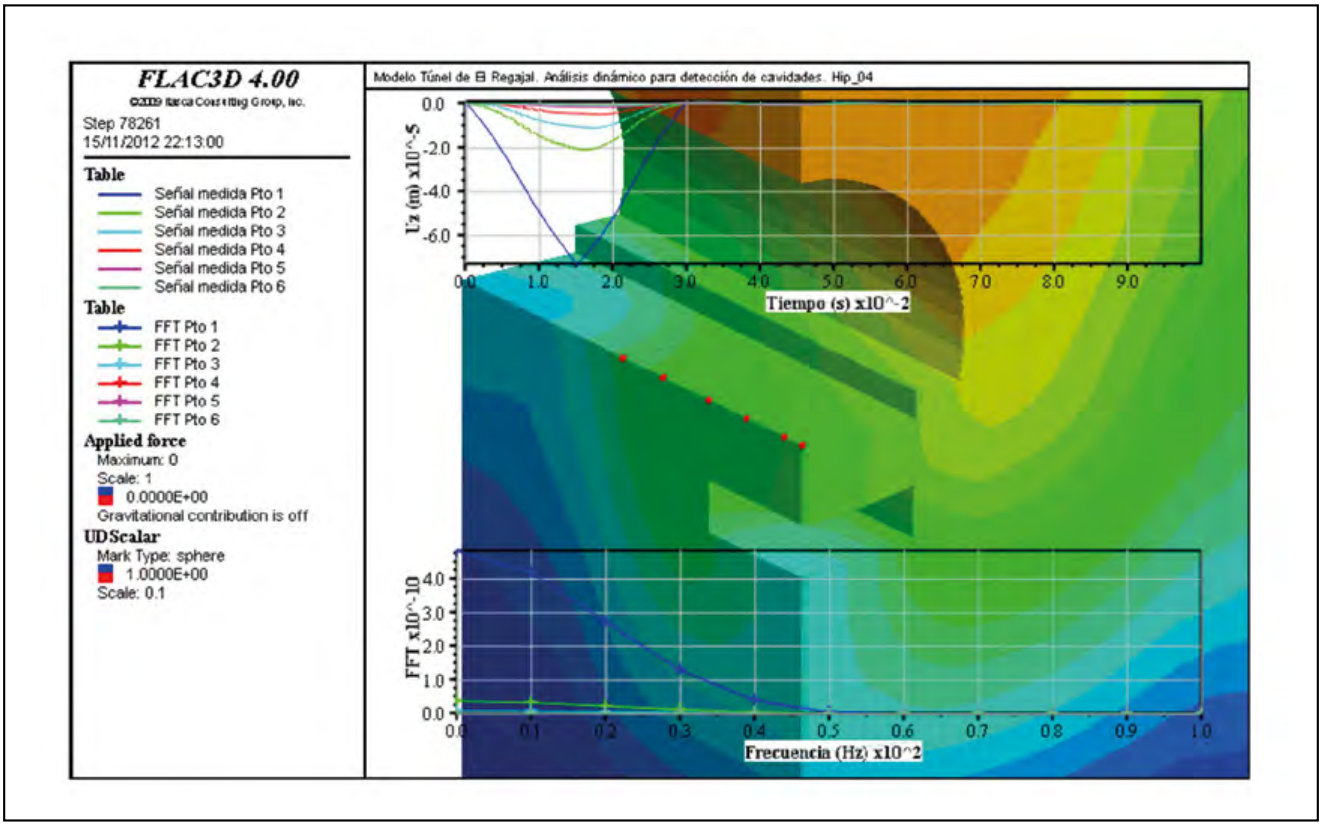


Figura 18. Análisis de la respuesta del túnel con una cavidad bajo la contrabóveda (FLAC3D).

En las siguientes fotos y figuras se presentan detalles de la instrumentación empleada en estos trabajos.

Foto 27. Disposición de células de carga bajo una traviesa.

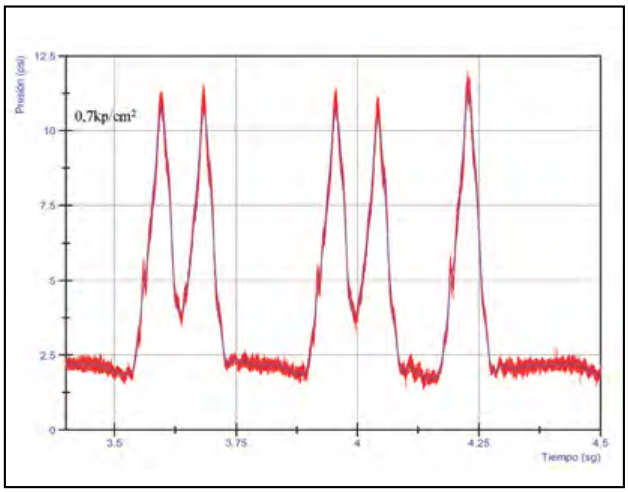


Figura 19. Detalle de medida de célula de presión (5 primeros ejes).

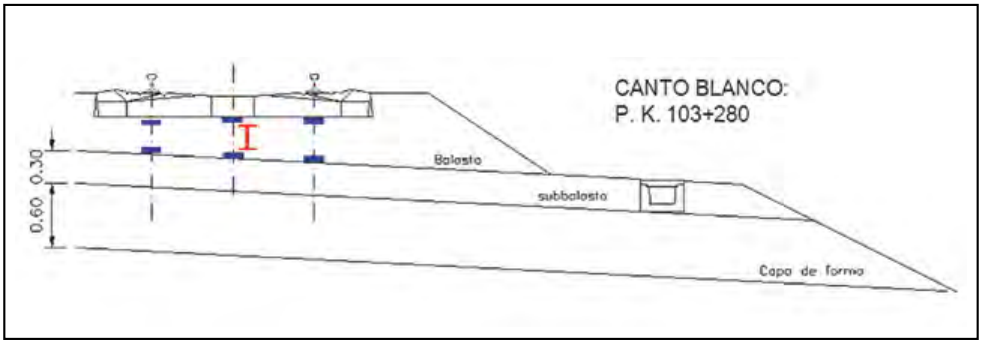


Figura 20. Instrumentación de la capa de balasto con células de carga y extensómetros (Cantoblanco).

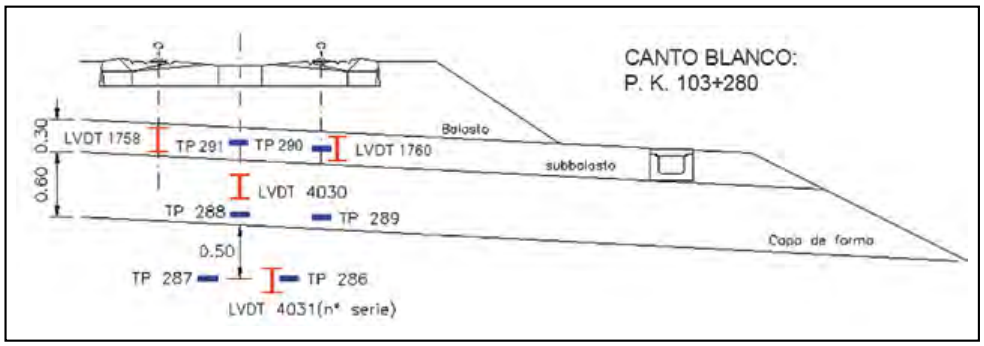


Figura 21. Instrumentación del subbalasto, la capa de forma y el terraplén con células de carga y extensómetros (Cantoblanco).

En la foto 28 se presenta un ejemplo de instrumentación de superficie y en las figuras y fotos siguientes se recoge con mayor detalle cada uno de los sensores.

Foto 28. Instrumentación de superficie.

Foto 30. Medida de deflexiones en traviesa (geófono izquierdo) y carril (geófono central y láser).

Foto 29. Bandas extensométricas en puente completo para la medida de cargas y reacciones sobre traviesas.

Foto 31. Potenciómetro para medida de movimiento relativo traviesa – carril.

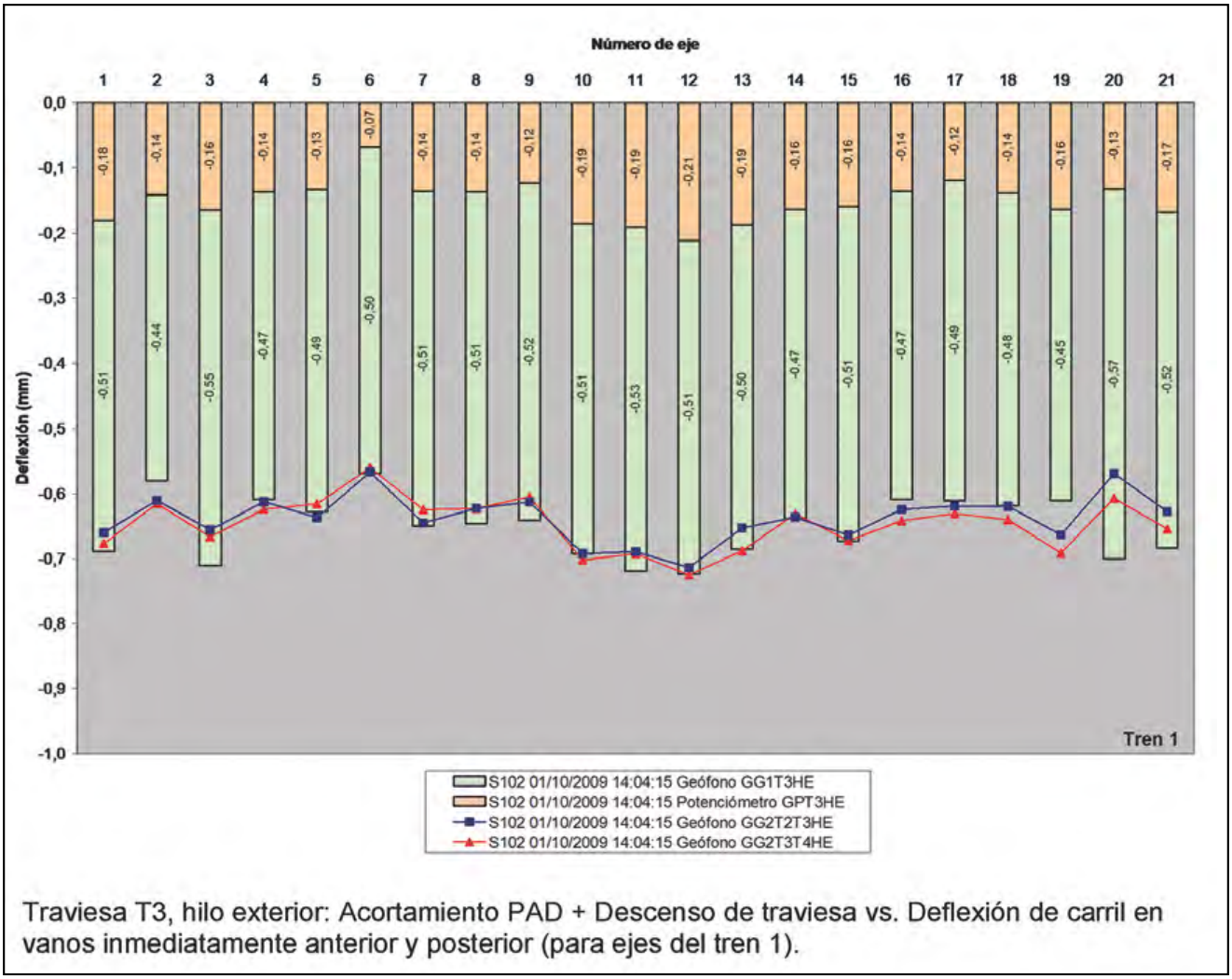


Figura 22. Instrumentación del subbalasto, la capa de forma y el terraplén con células de carga y extensómetros (Cantoblanco).

4. CONCLUSIONES

En los puntos anteriores se intenta presentar una panorámica de los trabajos que realiza el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en el ámbito de las obras lineales.

Se incluyen inicialmente, de forma muy resumida, una serie de ejemplos de la colaboración con la Dirección General de Carreteras en el estudio de patologías surgidas en la red de carreteras de su competencia. Esta puede considerarse una actividad tradicional del Laboratorio de Geotecnia.

Posteriormente se recogen las líneas de actuación relacionadas con la infraestructura ferroviaria. Es una actividad relativamente nueva que ha surgido de la relación con ADIF y que ha requerido un importante esfuerzo profesional.

5. BIBLIOGRAFÍA

Barzilai, A. (2000). *Improving a Geophone to Produce an Affordable Broadband Seismometer*. PhD-Thesis, Stanford University (EE UU).

Brincker, R., Lago, T., Andersen, P., y Ventura, C. (2005). Improving the Classical Geophone Sensor Element by Digital Correction. *Conference Proceedings: IMAC-XXIII Conference & Exposition on Structural Dynamics, Orlando (EE UU)*.

Coulier, P., Cuéllar, V., Degrande, G., y Lombaert, G. (2015). Experimental and numerical evaluation of the effectiveness of a stiff wave barrier in the soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 77, pp. 238-253.

Crespo Chacón, I., García de la Oliva, J.L., y Santiago Recuerda, E. (2016). On the Use of Geophones in the Low-Frequency Regime to Study Rail Vibrations. *Proceedings of the 3rd Internacional Conference on Transportation Geotechnics, Guimarães (Portugal)*.

Ebersöhn, W., y Selig, E.T. (1994). Track Modulus Measurements on a Heavy Haul Line. Transportation Research Record, nº 1470. Washington DC: Transportation Research Board.

Esveld, C. (2001). *Modern Railway Track* (2nd edition). Delft: MRT-Productions.

Fröhling, R.D. (1997). *Deterioration of Railway Track Due to Dynamic Vehicle Loading and Spatially Varying Track Stiffness*. PhD-Thesis, University of Pretoria (Sudáfrica).

García de la Oliva, J.L., y Santiago Recuerda E. (2013a). *Análisis de las campañas de campo realizadas en la sección situada en el P.K. 8+430 de la línea de alta velocidad Madrid-Valladolid (Tramo Fuencarral-Cantoblanco)*. Documento interno.

García de la Oliva, J. L., y Santiago Recuerda, E. (2013b). *Análisis e interpretación de los datos de las campañas de medidas de Valdestillas (Valladolid) pertenecientes a la ficha 2.1. "Seguimiento de las secciones de vía instrumentadas"*. Documento interno.

García de la Oliva, J.L., y Santiago Recuerda, E. (2013c). *Estudio del comportamiento de secciones de vía con importantes espesores de balasto*. Documento interno.

García de la Oliva, J.L., Moreno Robles, J., de las Heras Meco, C., y Santiago Recuerda, E. (2013). *Estado actual de los trabajos*

realizados de la ficha Nº1 "Seguimiento y asesoramiento geotécnico para el estudio de la instrumentación postconstructiva del túnel de El Regajal". Documento interno.

Moreno Robles, J. (2008). *Reproducción, mediante ensayos a escala real, del efecto en la vía de la circulación ferroviaria a alta velocidad*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

Moreno Robles, J., y García de la Oliva, J.L. (2012). Determinación de las cargas aplicadas al carril mediante bandas extensométricas. *Ingeniería Civil*, nº 165, pp. 123-129.

Moreno Robles, J., Crespo Chacón, I., y García de la Oliva, J.L. (2016). Instrumentation techniques for studying the horizontal behavior of high-speed railways. *Proceedings of the 3rd International Conference on Transportation Geotechnics, Guimarães (Portugal)*.

Moreno Robles, J., Santiago Recuerda, E., y García de la Oliva, J.L. (2013). *Análisis de la transición vía en placa – vía sobre balasto situada en la boca sur del túnel de San Pedro de la línea de alta velocidad Madrid-Valladolid*. Documento interno.

Sussmann, T.R., Ebersöhn, W., y Selig, E.T. (2001). Fundamental Nonlinear Track Load-Deflection Behavior for Condition Evaluation. *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*, 1742(1): pp. 61-67.

Tijera, A., Ruiz, R., Cuéllar, V., y Rodríguez, M. (2012). Variaciones de rigidez de vía en zonas de transición. *Ingeniería Civil*, nº 165, pp. 103-112.

UIC (2006). *Earthworks and Track Bed for Railway Lines*. Code 719R (3rd edition). París: International Union of Railways.

CURSOS GRATUITOS PARA EL SECTOR DE INGENIERÍA Y CONSULTORÍA DEL MINISTERIO DE EMPLEO Y SEGURIDAD SOCIAL

El uso creciente de robots y sus efectos en el empleo, son una característica prominente de la transformación digital de los procesos productivos.

El Ministerio de Empleo y Seguridad Social pone en marcha acciones formativas dirigidas prioritariamente a trabajadores ocupados para mejorar su competitividad y cumplir con las aspiraciones de promoción profesional y desarrollo personal. Aquellos trabajadores que realicen estos cursos podrán mejorar sus competencias y habilidades para el desempeño de su profesión o para su paso a otros sectores emergentes en los que se crea empleo.

Enclave Formación es la entidad que imparte los cursos del sector ingeniería y consultoría de forma online y totalmente gratuitos.

Es un programa de formación subvencionado por el Servicio Público de Empleo Estatal y no tiene ningún coste para los participantes.

Algunos de los cursos con plazas disponibles:

Arcgis (Sistemas de información geográfica)

Te enseña a analizar y procesar la información espacial con la aplicación ARCGIS.

Autodesk Architectural Desktop

Con la herramienta Autodesk Architectural Desktop se realiza el diseño arquitectónico en construcción y edición de elementos constructivos en un entorno 3D integrado.

Cambio climático y huella de carbono

Dotar del conocimiento suficiente para calcular la huella de carbono y analizar posibles acciones de reducción de emisiones, oportunidades de ahorro en costes tomando medidas de eficiencia energética y beneficios.

Instalaciones de energía eólica

Conocer los fundamentos aerodinámicos y los distintos tipos de aerogeneradores tanto para su mantenimiento como para su puesta en funcionamiento.

Flowmaster para el diseño y cálculo de redes de tuberías, canales y drenajes

A través del programa Flowmaster se puede dimensionar y comprobar las tuberías, canales, vertederos, orificios, rejillas, bordillos, zanjas y otros accesorios empleados en la ingeniería hidráulica.

Diseño y montaje de instalaciones fotovoltaicas y térmicas

Aplicar el conocimiento en el desarrollo de la energía solar, así como diseñar y dimensionar instalaciones fotovoltaicas y térmicas.

Sistema de I+D+i y gestión de la innovación

Adquirir los conocimientos en relación a la situación actual del Sistema de Ciencia y Tecnología en España y de la inversión en I+D+i.

Diseño de pruebas de software

Diseñar las pruebas que se realizan a las aplicaciones informáticas.

La fibra óptica

Adquirir los conocimientos sobre los conceptos básicos de la fibra óptica.

Centralitas y terminales telefónicos

Configurar los equipos y sistemas de telecomunicaciones en relación al teléfono.

Autocad 3D

Ser capaz de crear y modificar piezas del programa de dibujo informático Autocad en 3D.

Para más información:

Teléfono gratuito 900 878 824
Mail: cursos@enclaveformación.com

Para ver el listado completo de todos los cursos e inscribirte accede a la página web:
https://www.enclaveformacion.com/programa-gratuito-de-formacion-estatal

Efectos de la adición de Poliestireno Expandido Reciclado (REPS) en las propiedades físicas y mecánicas de un mortero con dosificación cemento-arena 1:3

Effects of the Addition of Recycled Expanded Polystyrene (REPS) on the Physical and Mechanical Properties of a Mortar with Cement–Sand Dosage of 1:3

J.C. Chanchí Golondrino[1*], C.S. Canabal Cordero[2]

Resumen

Se describe el comportamiento de un mortero con dosificación cemento – arena 1:3 adicionado con partículas prismáticas angulosas de poliestireno expandido reciclado (REPS) obtenidas al rallar manualmente bloques de poliestireno expandido. Ensayos de densidad, absorción, compresión, tensión indirecta y compresión residual post-fuego a temperaturas de exposición entre 50°C - 500°C fueron ejecutados sobre 320 cubos de arista 5cm y sobre 56 cilindros de diámetro 5cm y altura 10cm adicionados con porcentaje en volumen de REPS entre el 10% - 80%. Resultados muestran que mientras la densidad, la compresión, la tensión indirecta y la compresión residual post-fuego del mortero reducen hasta el 23%, 83%, 76% y 19%-54%, respectivamente, con aumentos en el porcentaje en volumen de REPS; la absorción del mortero aumenta hasta el 308%. Un modelo bilineal que predice el efecto de incrementar el porcentaje en volumen de REPS sobre las propiedades físicas y mecánicas del mortero es discutido.

Palabras clave: residuos plásticos, mortero adicionados con residuos plásticos, poliestireno expandido reciclado, mortero adicionado con poliestireno expandido reciclado.

Abstract

Behaviour of a mortar with cement – sand dosage of 1:3 added with prismatic angular particles of recycled expanded polystyrene (REPS) obtained by manually grating expanded polystyrene blocks is described. Density, absorption, compression, indirect tension, and residual post-fire compression at temperatures of 50°C - 500°C when testing were performed on 320 cubes of side 5cm and on 56 cylinders with a 5cm diameter and 10cm high added with REPS percentages in volume of 10% - 80%. Results show that while the density, compression, indirect tension, and post-fire residual compression of the mortar goes down to 23%, 83%, 76% y 19%-54%, respectively, with increments in the volume percentage of REPS; the absorption of the mortar increases by 308%. A bilinear model that predicts the effect of increasing the percentage in volume of REPS on the physical and mechanical properties of the mortar is discussed.

Keywords: *plastic waste, mortar added with plastic waste, recycled expanded polystyrene, mortar added with recycled expanded polystyrene.*

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años el consumo de plástico alrededor del mundo ha aumentado sustancialmente y consecuentemente la producción de residuos plásticos. Por tal razón, surge la necesidad de buscar alternativas de reciclaje de residuos plásticos (Saikia & De Brito 2012). La importancia del reciclaje de residuos plásticos está basada en que este tipo de residuos son en su mayoría no biodegradables y su reciclaje contribuiría a la protección del medio ambiente (Da Silva et al. 2014). Una de las alternativas de reciclaje de residuos plásticos es su incorporación en la producción de materiales como morteros y concretos. Entre los residuos plásticos considerados como alternativa en la producción de estos materiales se encuentran aquellos provenientes de poliestireno expandido (EPS) (Saikia & De Brito 2012).

El EPS es un hidrocarburo termoplástico estable en la presencia de diferentes químicos exceptuando los ácidos, solventes orgánicos y compuestos alifáticos (Ferrándiz-Mas et al. 2016) El EPS es comúnmente usado como material de embalaje y aislamiento térmico en diferentes aplicaciones industriales debido a su baja densidad, buen aislamiento térmico, resistencia a la humedad, durabilidad, absorción acústica y baja conductividad térmica (Kaya & Kar 2016, Chen et al. 2015). A pesar de estas propiedades benéficas, este material es regularmente desechado después de haber sido usado, esta condición sumada al hecho que este material es difícil de degradar por medios naturales conlleva a que el reciclaje de este sea esencial, no solo en

* Autor de contacto: jcchanchigo@unal.edu.co

[1] Profesor Asociado Departamento de Ingeniería Civil- Universidad Nacional de Colombia-Sede Manizales.

[2] Ingeniero Civil – Egresado de la Universidad Nacional de Colombia-Sede Manizales.

términos económicos, sino también en términos ambientales (Kaya & Kar 2016).

El reciclaje de residuos plásticos provenientes de EPS se puede agrupar en dos categorías. La primera categoría consiste en usar estos residuos para reemplazar parcial o totalmente el agregado convencional de concretos o morteros y la segunda categoría consiste en reciclar estos residuos a través de métodos mecánicos, químicos y/o térmicos (Kaya & Kar 2016). Dada la facilidad, la baja inversión y los bajos niveles de contaminación para reciclar estos residuos en la producción de concretos y morteros, esta opción de reciclaje se considera como la más sostenible económicamente (Saikia & De Brito 2012, Kaya & Kar 2016). En la primera categoría de reciclaje, los residuos de EPS pueden ser adicionados al concreto o al mortero como esferas en su estado virgen; alternativamente, los residuos de EPS pueden ser adicionados al concreto o al mortero como material triturado industrialmente. Para el caso en el cual los residuos de EPS se agregan en estado virgen, investigaciones previas demuestran que el incremento en el porcentaje de EPS reduce en el mortero o en el concreto la densidad, la absorción, la resistencia a compresión, la resistencia a tensión (Kaya & Kar 2016, Ferrándiz-Mas & García-Alcocel 2013, Giosué et al. 2014, Guzman 2015). Para el caso en el cual los residuos de EPS se agregan como material triturado industrialmente, con tamaños de partículas entre 0,5mm y 8,0mm, investigaciones previas demuestran que las reducciones sobre la densidad, la absorción, la resistencia a compresión y la resistencia a tensión del mortero o concreto no son tan severas como aquellas observadas cuando usando EPS en estado virgen (Ferrándiz-Mas & García-Alcocel 2013, Giosuè et al. 2014, Wang & Meyer 2012, Ferrándiz-Mas & García-Alcocel 2012, Ferrándiz-Mas et al. 2014). La existencia de una dependencia entre el tamaño del EPS reciclado, la reducción en las propiedades mecánicas de morteros y los aumentos en la ductilidad del mortero cuando sometidos a cargas axiales también han sido reportados (Wang & Meyer 2012, Ferrándiz-Mas et al. 2014). Recientes investigaciones de la resistencia residual a compresión post-fuego de morteros adicionados con residuos de EPS triturados con tamaños de partículas entre 3mm y 15mm con porcentajes en volumen entre el 10% y el 30% y expuestos a temperaturas entre el 150°C y 550°C, demuestran que la resistencia residual a compresión post-fuego disminuye con el aumento de la temperatura de ensayo. Sin embargo, no mayor diferencia fue notada entre la reducción en resistencia a compresión post-fuego entre morteros adicionados con el 10% y el 30% de EPS y morteros sin adición de EPS (Sancho et al. 2014).

A partir del estado del arte antes mencionado para morteros adicionados con residuos de EPS como material triturado industrialmente, se puede observar que extensa investigación se ha realizado con el fin de describir el cambio de propiedades físicas y mecánicas del mortero con el incremento del porcentaje en volumen de EPS. Sin embargo, no existe a la fecha estudios que reporten el uso de EPS rallado con una técnica manual de bajo costo y de fácil acceso a comunidades de bajos recursos económicos y de poca formación técnica que puedan acceder a los beneficios de morteros adicionados con residuos de EPS. De igual manera, no existe a la fecha estudios que reporten un modelo matemático predictor simple de la variación con el aumento del porcentaje en volumen de EPS de las propiedades físicas y mecánicas tales como: densidad, absorción, resistencia a tensión, resistencia a compresión, resistencia residual a compresión post-fuego en este tipo de morteros. Existe también incertidumbre del efecto del porcentaje en volumen de EPS en la resistencia residual a compresión post-fuego para morteros adicionados con porcentajes superiores al 30% en volumen de EPS.

Con el fin de direccionar los cuestionamientos antes descritos se desarrolló un programa experimental sobre un mortero con dosificación cemento – arena 1:3 adicionado con partículas prismáticas angulosas de poliestireno expandido reciclado (REPS) en porcentajes en volumen entre 10% - 80% y obtenidas al rallar manualmente bloques de poliestireno expandido. Este programa experimental es resumido en el presente artículo y pretende responder las siguientes preguntas:

1. ¿Cuál es el efecto de aumentar del porcentaje en volumen de REPS en la densidad y en el porcentaje de absorción del mortero?
2. ¿Cuál es el efecto de aumentar del porcentaje en volumen de REPS en la compresión y tensión indirecta del mortero?
3. ¿Cuál es el efecto de aumentar del porcentaje en volumen de REPS en la compresión residual post-fuego del mortero?
4. ¿En qué tipo de obras civiles se podría aplicar el mortero adicionado con REPS?
5. ¿Cuál es un modelo simple para predecir las propiedades físicas y mecánicas de un mortero adicionado con REPS?

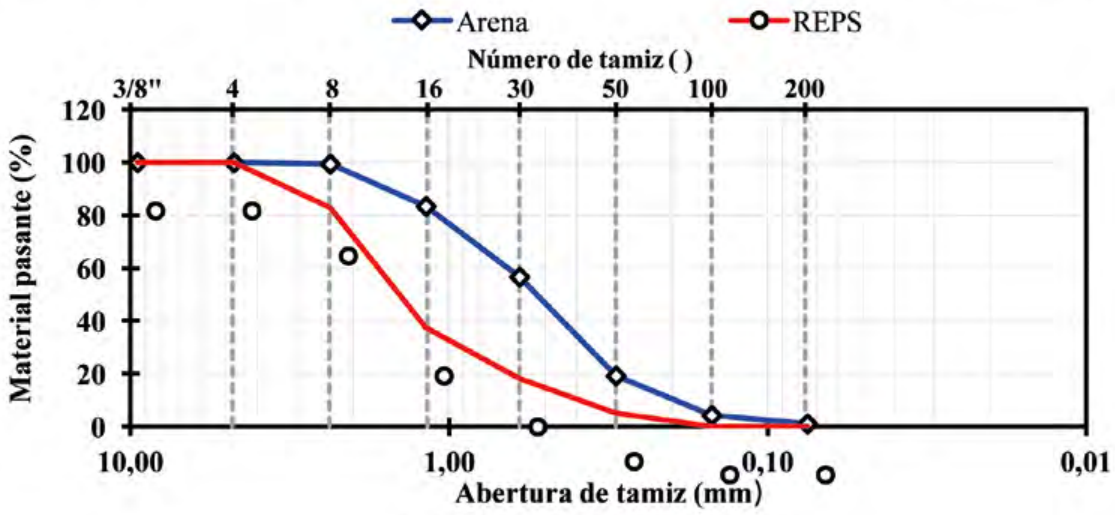
2. MATERIALES

2.1. Materiales usados para elaborar el mortero y dosificación

El mortero fue elaborado con cemento Portland tipo I de masa unitaria suelta de 3100kg/m^3, agua potable de densidad 1000kg/m^3 y con arena de rio de módulo de finura de 2,37 y de masa unitaria suelta de 1394kg/m^3. El REPS fue obtenido rallando bloques de Poliestireno Expandido (EPS) con una lámina metálica de espesor 1mm perforada con agujeros con bordes en relieve hechos con clavos de diámetro 2mm y espaciados centro a centro 10mm. Las partículas obtenidas de este proceso se denominaron Poliestireno Expandido Reciclado (REPS) y se caracterizaron por una forma prismática angulosa irregular. Las partículas de REPS se caracterizaron por una masa unitaria suelta de 16kg/m^3, un tamaño máximo definido por la abertura del tamiz #8 (2,36mm) y un módulo de finura de 3,56 (figura 1a). La figura 1b muestra la granulometría de la arena y del REPS. Para elaborar el mortero el cemento y la arena fueron mezclados en las proporciones 1:3 usando la cantidad de agua suficiente para generar una fluidez de 100% ± 10%. El mortero fue adicionado con porcentajes en volumen de REPS que variaron entre 10% y 80% del volumen de la mezcla de mortero. Para elaborar el mortero, el cemento, la arena y el agua se mezclaron inicialmente y fueron adicionados con las partículas de REPS en una mezcla dispuesta al azar. Una vez fundidos los especímenes de prueba fueron curados en inmersión total en agua durante 28 días. La figura 1c muestra cubos de 6cm de lado fundidos con diferentes porcentajes de REPS.

a. Poliestireno Expandido Reciclado (REPS)

c. Cubos de mortero con REPS



b. Granulometría de arena y REPS.

Figura 1. Poliestireno Expandido Reciclado (REPS), granulometría de materiales y cubos de mortero adicionados con porcentaje en volumen de REPS entre 10% y 80%.

2.2. Tipo y cantidad de especímenes de prueba

Cubos de 6cm de lado y cilindros de 5cm de diámetro y 10 cm de altura se usaron como especímenes de prueba. Los cubos y los cilindros fueron elaborados con mortero adicionado con porcentajes en volumen de REPS de 0%, 10%, 20%, 30%, 40%, 50%, 60% y 80%. Para cada uno de los grupos de mortero adicionado con REPS se elaboraron 40 cubos y 7 cilindros. Los cubos se destinaron a los ensayos de densidad, absorción, compresión y resistencia residual a compresión post-fuego y los cilindros al ensayo de tensión indirecta. La distribución de especímenes por ensayo se muestra en la tabla 1.

Tabla 1. Distribución de especímenes de prueba por ensayo

REPS adicionado en volumen (%)	Densidad y absorción	Compresión	Tensión indirecta	Resistencia residual a compresión post-fuego a temperaturas entre 50°C y 500°C				
	Cantidad de Cubos	Cantidad de Cubos	Cantidad de Cilindros	Cantidad de Cubos por temperatura				
				50°C	100°C	200°C	300°C	500°C
0	10	10	7	4	4	4	4	4
10	10	10	7	4	4	4	4	4
20	10	10	7	4	4	4	4	4
30	10	10	7	4	4	4	4	4
40	10	10	7	4	4	4	4	4
50	10	10	7	4	4	4	4	4
60	10	10	7	4	4	4	4	4
80	10	10	7	4	4	4	4	4

3. METODOS DE ENSAYO

3.1. Ensayos de Densidad y Absorción

$$\delta = \frac{m}{v} \quad [1]$$

$$Ab = \left|\frac{m_{saturado} - m}{m}\right| \times 100\% \quad [2]$$

Para cada una de las 8 dosificaciones de mortero adicionado con REPS 10 ensayos de densidad fueron realizados sobre cubos de arista 6cm. La densidad (δ) fue obtenida como el cociente entre la masa del cubo en estado seco (m) y el volumen del cubo (v) [ecuación 1].

La masa en estado seco del cubo se obtuvo después de someter el cubo a un proceso de secado en una estufa a una temperatura de 60°C hasta masa constante (AENOR 2000). El volumen del cubo se obtuvo a partir del promedio de las 8 aristas medidas con un calibrador.

El ensayo de absorción fue ejecutado sobre cada una de las 8 dosificaciones de mortero adicionado con REPS. Las probetas usadas en este ensayo para cada dosificación correspondieron a los 10 cubos a los cuales previamente se les obtuvo la densidad. El ensayo de absorción se realizó saturando los cubos de mortero por ebullición en una olla a presión de uso doméstico (García Verduch 1975) (figura 2b). La absorción (Ab) se obtuvo dividiendo la diferencia entre la masa en estado saturado ($m_{saturado}$) y la masa en estado seco (m) entre la masa en estado seco [ecuación 2]. La masa en estado saturado se obtuvo después de bullir a presión durante 30 minutos los cubos de mortero y retirar el exceso de agua en las caras de los cubos con un trapo húmedo.

Figura 2. Ensayos de Densidad y Absorción sobre mortero adicionado con porcentajes en volumen de REPS entre 0% y 80%.

3.2. Ensayos de Compresión y Tensión Indirecta

Para cada una de las 8 dosificaciones de mortero adicionado con REPS 10 ensayos de compresión sobre cubos de arista 6cm y 7 ensayos de tensión indirecta sobre cilindros de diámetro 5cm y de altura 10cm fueron realizados. Los ensayos de compresión y tensión indirecta fueron ejecutados en una máquina universal siguiendo los lineamientos de las normas (ICONTEC 2004, ICONTEC 2000), respectivamente (figura 3a, b). La resistencia a compresión (σ_c) fue obtenida dividiendo la carga compresiva que falló el cubo (P_c) entre el cuadrado de la arista del cubo (l) [ecuación 3].

$$\sigma = \frac{P_C}{l^2} \quad [3]$$

$$\sigma_t = \frac{2 \times P_t}{\pi \times d \times l} \quad [4]$$

La resistencia a tensión indirecta (σ_t) en función de la carga compresiva que falló el cilindro diametralmente (P_t), del diámetro del cilindro (d) y de la altura del cilindro (h) [ecuación 4].

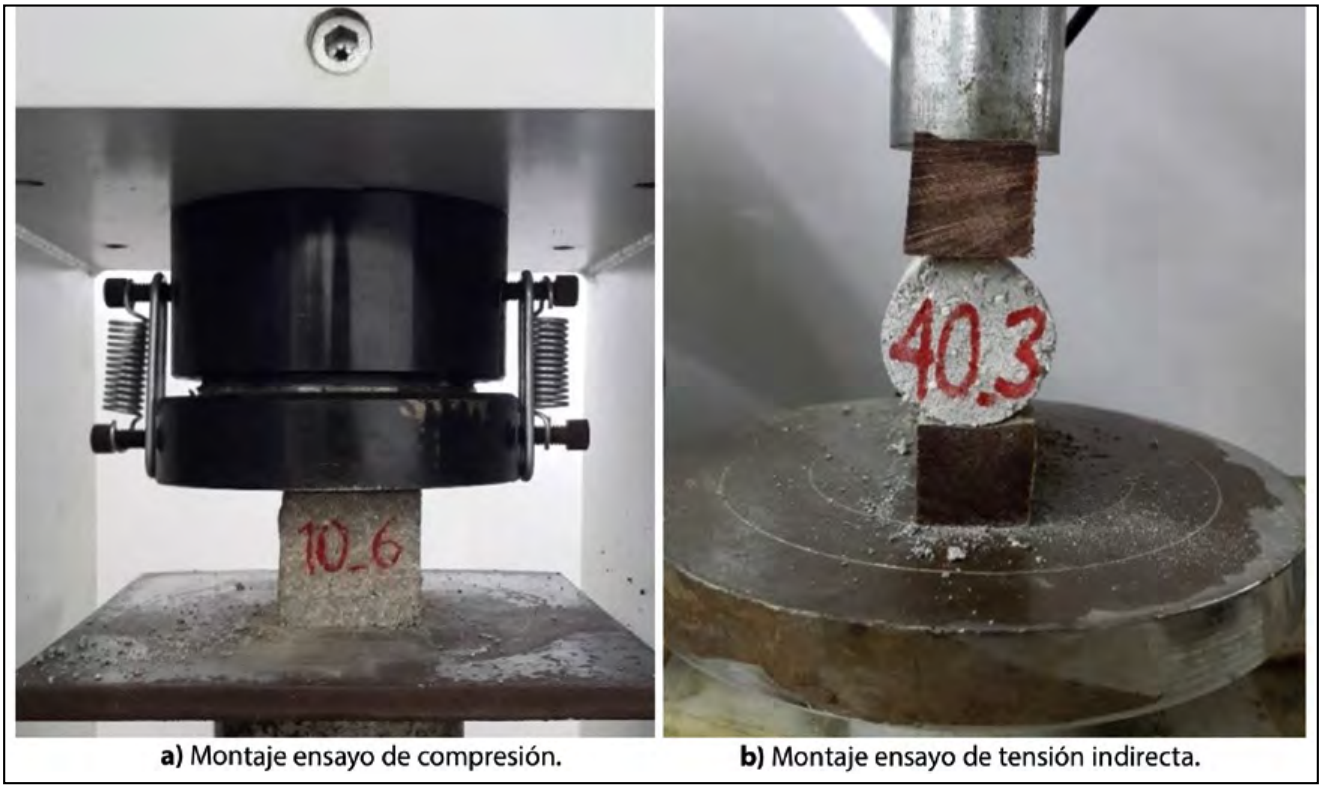


Figura 3. Ensayos de Compresión y de Tensión Indirecta sobre mortero adicionado con porcentajes en volumen de REPS entre 0% y 80%.

3.3. Ensayo de Resistencia Residual a Compresión Post-Fuego

Para cada una de las 8 dosificaciones de mortero adicionado con REPS 20 ensayos de resistencia residual a compresión post-fuego sobre cubos de arista 6cm fueron realizados. En cada dosificación los 20 cubos de mortero se dividieron en 5 grupos correspondientes a temperaturas de ensayo de 50°C, 100°C, 200°C, 300°C y 500°C generadas en un horno eléctrico con control digital de temperatura. Los cubos fueron localizados en el horno de tal manera que el espaciamiento entre cubos fue igual a la arista del cubo (figura 4a).

El régimen de temperatura se basó en introducir los cubos de mortero al horno a temperatura ambiente hasta lograr la temperatura de ensayo. Esta temperatura de ensayo fue sostenida por un tiempo de 30 minutos, periodo después del cual la puerta del horno fue abierta permitiendo la libre circulación del aire y el enfriamiento de los cubos de mortero hasta temperatura ambiente (figura 4b). La resistencia residual a compresión post-fuego del mortero adicionado con REPS fue obtenida sometiendo los cubos a un ensayo de compresión siguiendo el procedimiento descrito en la sección 3.2, después de haber sido calentados y enfriados.

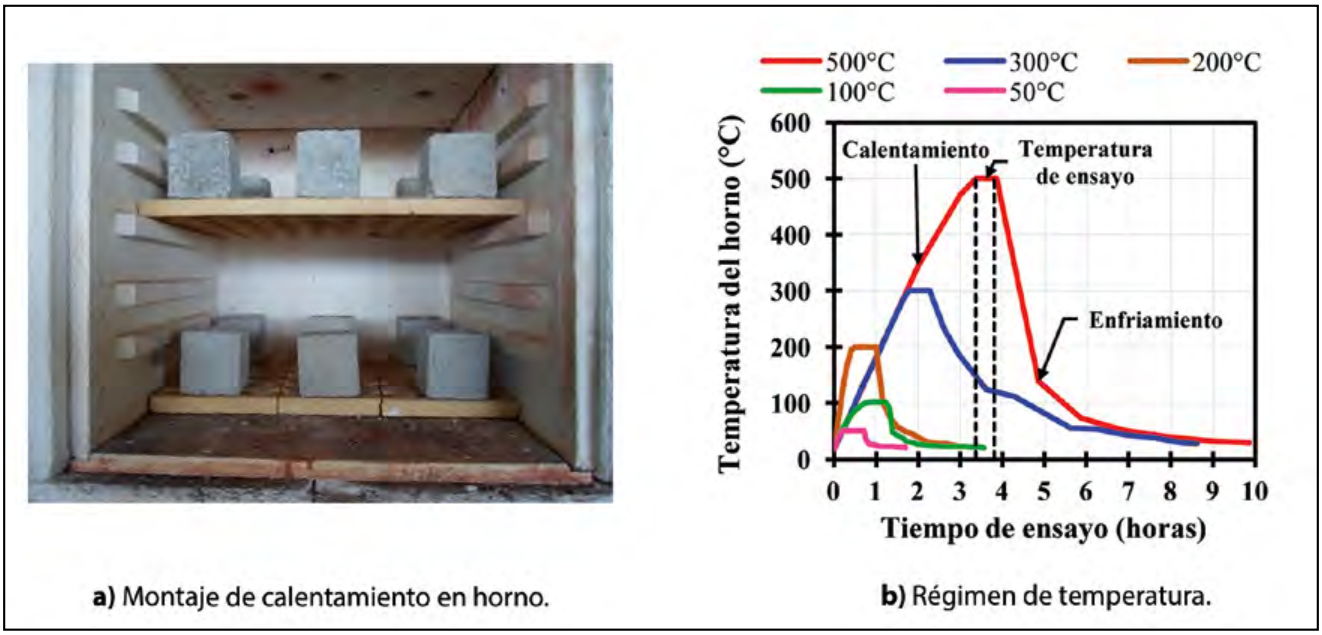


Figura 4. Ensayo de calentamiento a temperaturas entre 50°C y 500°C sobre cubos de mortero adicionados con porcentajes en volumen de REPS entre 0% y 80%.

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1. Densidad y absorción del mortero adicionado con REPS

En las figuras 5a, b los resultados de los ensayos de densidad y absorción para las 8 dosificaciones de mortero adicionado con REPS son presentados. Se puede observar que aumentos en el porcentaje en volumen de REPS generan disminuciones en la densidad y aumentos en la absorción del mortero. Reducciones de hasta el 28% en la densidad y aumentos de hasta el 308% en la absorción fueron observadas cuando el porcentaje en volumen de REPS varió del 0% al 80%. Aumentos en la porosidad y en la tendencia a la disgregación al tacto de la superficie exterior del mortero también fueron observados.

La disminución en la densidad del mortero con el aumento del porcentaje en volumen de REPS es atribuida al gran volumen con baja masa que ocupa el REPS en la matriz del material. El aumento en la absorción del mortero con el aumento del porcentaje en volumen de REPS es atribuido a la exacerbación de la porosidad del material debido a la irregularidad de la forma de las partículas de REPS y la baja adherencia en la interface entre el mortero y las partículas de REPS.

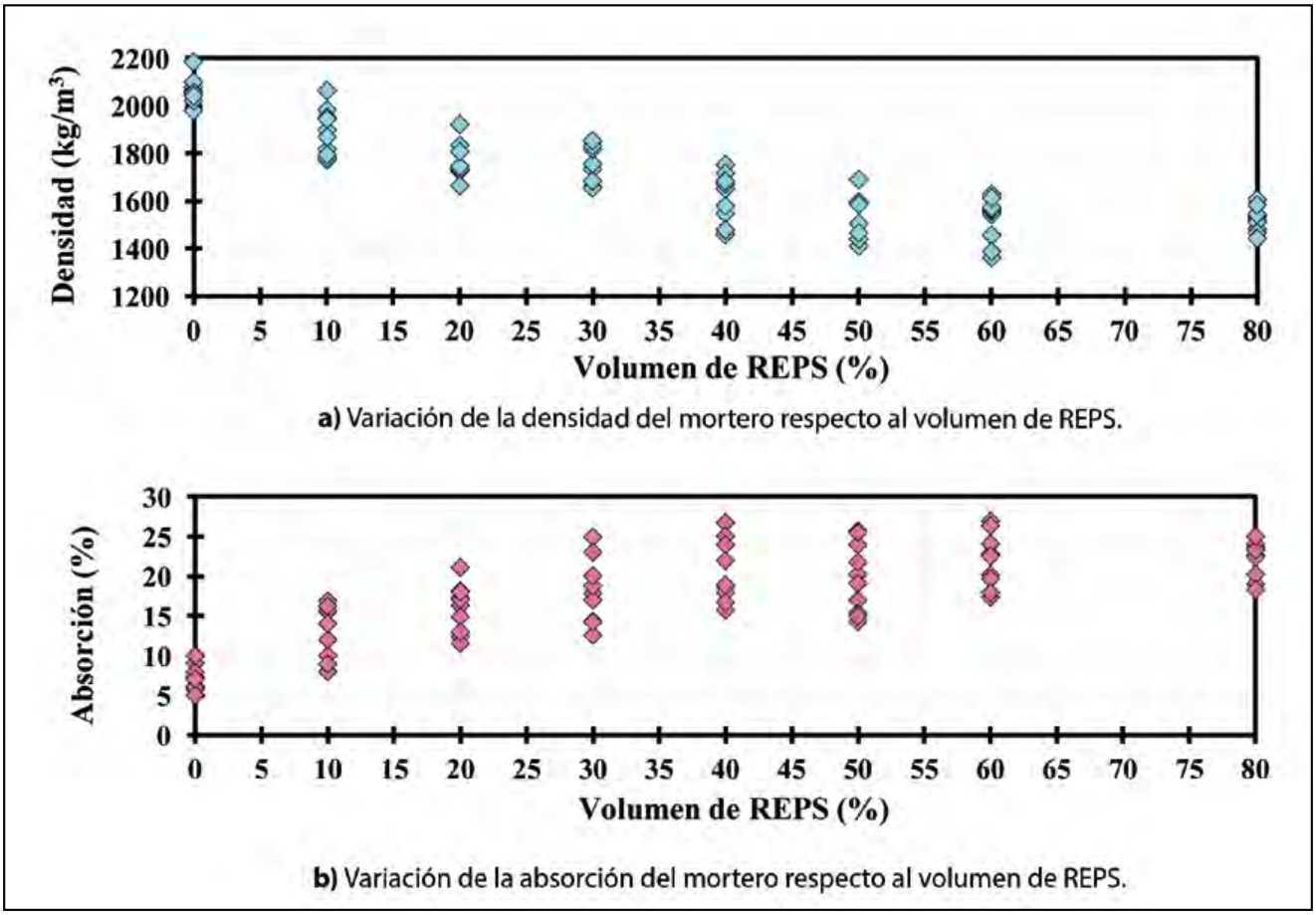


Figura 5. Densidad y absorción de mortero adicionado con porcentajes en volumen de REPS entre 0% y 80%.

4.2. Resistencia a compresión y tensión indirecta del mortero adicionado con REPS

En las figuras 6a, b los resultados de los ensayos de compresión y tensión indirecta para las 8 dosificaciones de mortero adicionado con REPS son presentados. Se puede observar que aumentos en el porcentaje en volumen de REPS generan disminuciones tanto en la resistencia a compresión como en la resistencia a tensión indirecta del mortero. Reducciones de hasta el 83% y 76% fueron observadas en la resistencia a compresión y tensión indirecta, respectivamente cuando el porcentaje en volumen de REPS varió del 0% al 80%.

Se evidenció que el aumento del porcentaje en volumen de REPS disminuyó la fragilidad de la falla del mortero y aumentó la deformabilidad del mismo. Los planos de falla de compresión y tensión indirecta se iniciaron y propagaron a través de zonas con mayor concentración de REPS (figura 6c, d). La disminución en la resistencia a compresión y tensión indirecta del mortero con el aumento del porcentaje en volumen de REPS es atribuida a la baja contribución en resistencia que ofrecen las zonas ocupadas por el REPS y al aumento de las discontinuidades en la matriz del material.

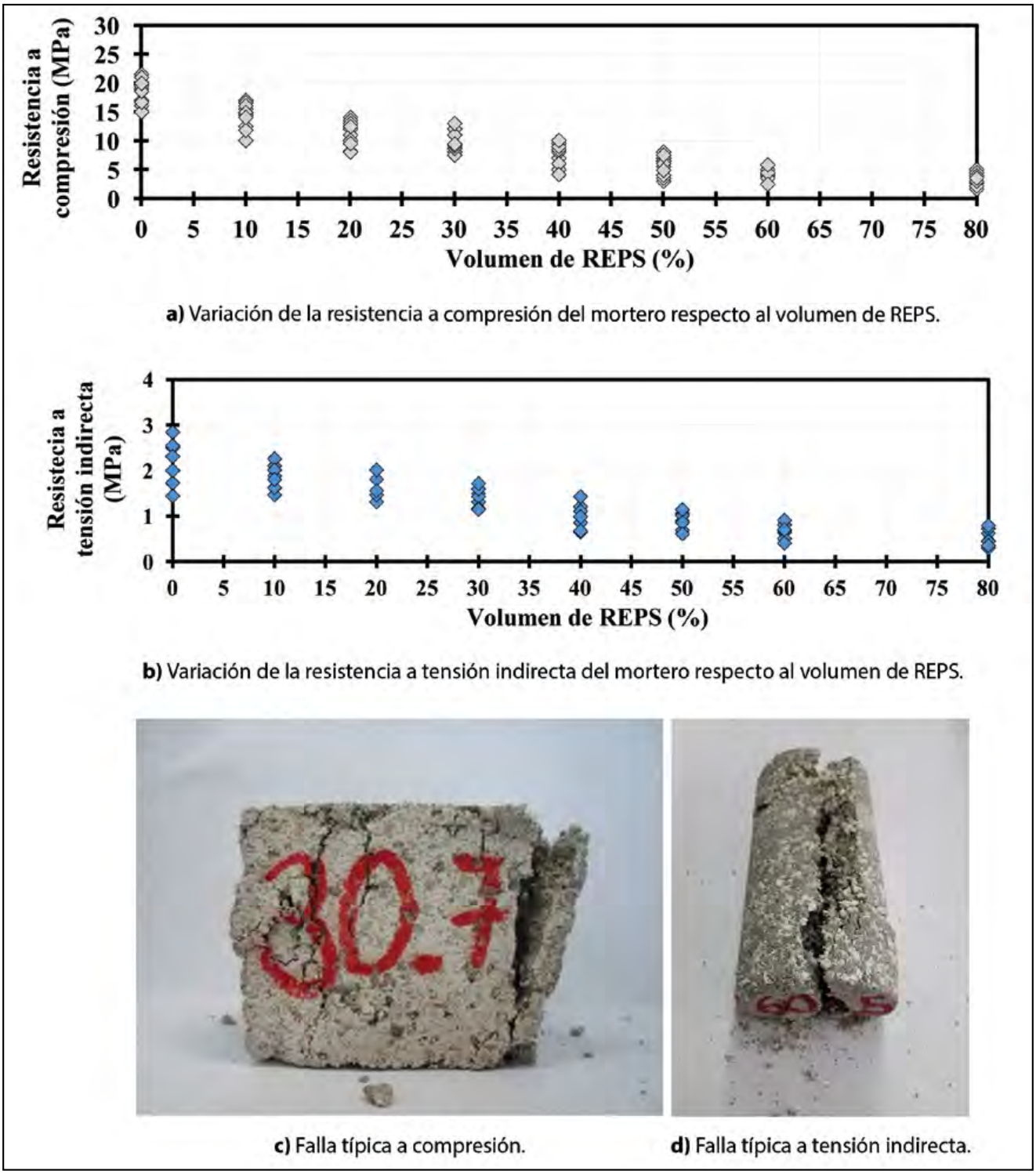


Figura 6. Resistencia a compresión, resistencia a tensión indirecta y mecanismo de falla de mortero adicionado con porcentajes en volumen de REPS entre 0% y 80%.

4.3. Resistencia residual a compresión post-fuego del mortero adicionado con REPS

En las figuras 7a, b, c los resultados de los ensayos de resistencia a compresión a temperatura ambiente de 20°C se presentan con cada uno de los resultados de los ensayos de resistencia residual a compresión post-fuego a temperaturas de ensayo de 50°C, 300°C y 500°C para las 8 dosificaciones de mortero adicionado con REPS.

Se puede observar que aumentos en la temperatura de ensayo generan disminuciones en la resistencia residual a compresión post-fuego del mortero. Reducciones en resistencia a compresión de 0% - 24%, 15% - 45% y 19% - 54% fueron observadas con incrementos de temperatura de ensayo de 50°C, 300°C y 500°C, respectivamente cuando el porcentaje en volumen de REPS varió del 0% al 80%. Este resultado indica que para temperaturas de ensayo superiores a 50°C los morteros más susceptibles a reducir la resistencia a compresión debido a incrementos de temperatura son aquellos con altos porcentajes en volumen de REPS. Se evidenció que el aumento de la temperatura de ensayo:

1. Cambió el color de las probetas de gris a marrón claro, aumentó la porosidad de la superficie de las probetas (figura 7d);
2. No tuvo incidencia en el patrón de grietas del mortero cuando comparado con el patrón de grietas de morteros sin exposición a temperaturas de ensayo (figura 7e,6c);
3. Aumentó la deformabilidad del mortero.

La disminución en la resistencia residual a compresión con el aumento en la temperatura de ensayo es atribuida a cambios de volumen que sufren las partículas de REPS con aumentos de temperatura. Estos cambios de volumen aumentan las discontinuidades del mortero produciendo reducciones en su resistencia a compresión.

4.4. Posibles aplicaciones en obras civiles de mortero adicionado con REPS

Aplicaciones principales y secundarias se pueden definir para morteros adicionados con REPS de acuerdo a los resultados presentados en las secciones 4.1 – 4.3. Las aplicaciones principales corresponden a aquellas que usan morteros adicionados con porcentajes de REPS hasta el 30%, en donde la reducción en resistencia y en densidad respecto al mortero sin adición es inferior al 50% y al 20%, respectivamente, como muestran las figuras 5 y 6. Estos morteros pueden ser usados como morteros de pega o morteros para elaborar unidades de mampostería de muros no estructurales o divisorios. Esta aplicación es posible debido a que la resistencia en este tipo de muros debe ser baja con el fin de soportar únicamente su peso propio y las cargas sísmicas derivadas de su peso propio.

Las aplicaciones secundarias corresponden a aquellas que usan morteros adicionados con porcentajes de REPS superiores al 30%, en donde la resistencia y la densidad del mortero adicionado respecto al mortero sin adición varían entre 50% - 80% y 20% - 28%, respectivamente, como muestran las figuras 5 y 6. Estos morteros pueden ser usados para revestimiento de muros, revestimiento de losas, pega de enchapes, pega de baldosines en paredes y pega de baldosas en pisos sometidos a tráfico liviano. Esta aplicación es posible debido a que la resistencia requerida en este tipo de elementos debe ser baja dado que sus cargas solicitantes son bajas.

Las aplicaciones primarias y secundarias de morteros adicionados con REPS son deseables debido a que la reducción en densidad de estos morteros contribuye a reducciones en la carga muerta de edificaciones, generando de esta manara reducción de costos en la cimentación de estructuras ubicadas en zonas de baja actividad sísmica y la reducción de costos en el sistema de resistencia sísmica de estructuras ubicadas en zonas de mediana y alta actividad sísmica.

No se recomienda usar morteros adicionado con REPS como morteros impermeabilizantes debido a que la adición de REPS aumenta significativamente la absorción y la porosidad del mortero como se estableció en la sección 3.1, generando de esta manera morteros muy permeables. Tampoco se recomienda usar morteros adicionado con REPS como morteros de pega para mampostería estructural o como morteros para confección de unidades para mampostería estructural. Esta aplicación nos es posible debido a que la adición de REPS disminuye la resistencia a compresión, disminuye la resistencia a tensión y aumenta la deformabilidad axial del mortero como se estableció en la sección 3.2, generando de esta manera mampostería de baja resistencia y altamente deformable, características que son indeseables para mampostería estructural, en donde las cargas axiales y sísmicas son significativas.

5. MODELO TEÓRICO

Sobre los datos experimentales de absorción, densidad, tensión indirecta, compresión y compresión residual post-fuego a temperaturas entre 50°C y 500°C obtenidos para el mortero adicionado con porcentaje en volumen de REPS entre 0% y 80%, un modelo bilineal que se acercó a la tendencia promedio de los datos experimentales fue propuesto (figura 8 y figura 9). En este modelo bilineal, un porcentaje en volumen de REPS del 40% fue considerado como frontera entre una zona lineal inicial con porcentajes en volumen de REPS entre 0% y 40% y una zona lineal final con porcentajes en volumen de REPS entre 40% y 80%. Este porcentaje en volumen del 40% de REPS fue asumido debido a que la variación observada en las propiedades antes mencionadas con el incremento en el porcentaje en volumen de REPS en la zona inicial es significativa cuando comparada con la variación observada en la zona final como se puede verificar en la figura 8 y figura 9. La variación de cada una de las propiedades antes mencionadas en la zona inicial y en la zona final fue representada con las funciones lineales definidas por las ecuaciones 5 y 6, respectivamente. Los valores de las pendientes, $m_{inicial}$, m_{final} y de los interceptos con el eje que define la propiedad, $b_{inicial}$, b_{final}, de las funciones lineales para cada una de las propiedades antes mencionadas son presentados en la tabla 2.

$$Propiedad\ zona\ inicial = (m_{inicial} \times \%REPS) + b_{inicial} \quad [5]$$

$$Propiedad\ zona\ final = (m_{final} \times \%REPS) + b_{final} \quad [6]$$

En la tabla 2 se puede observar que las pendientes de la zona inicial y de la zona final de las funciones lineales

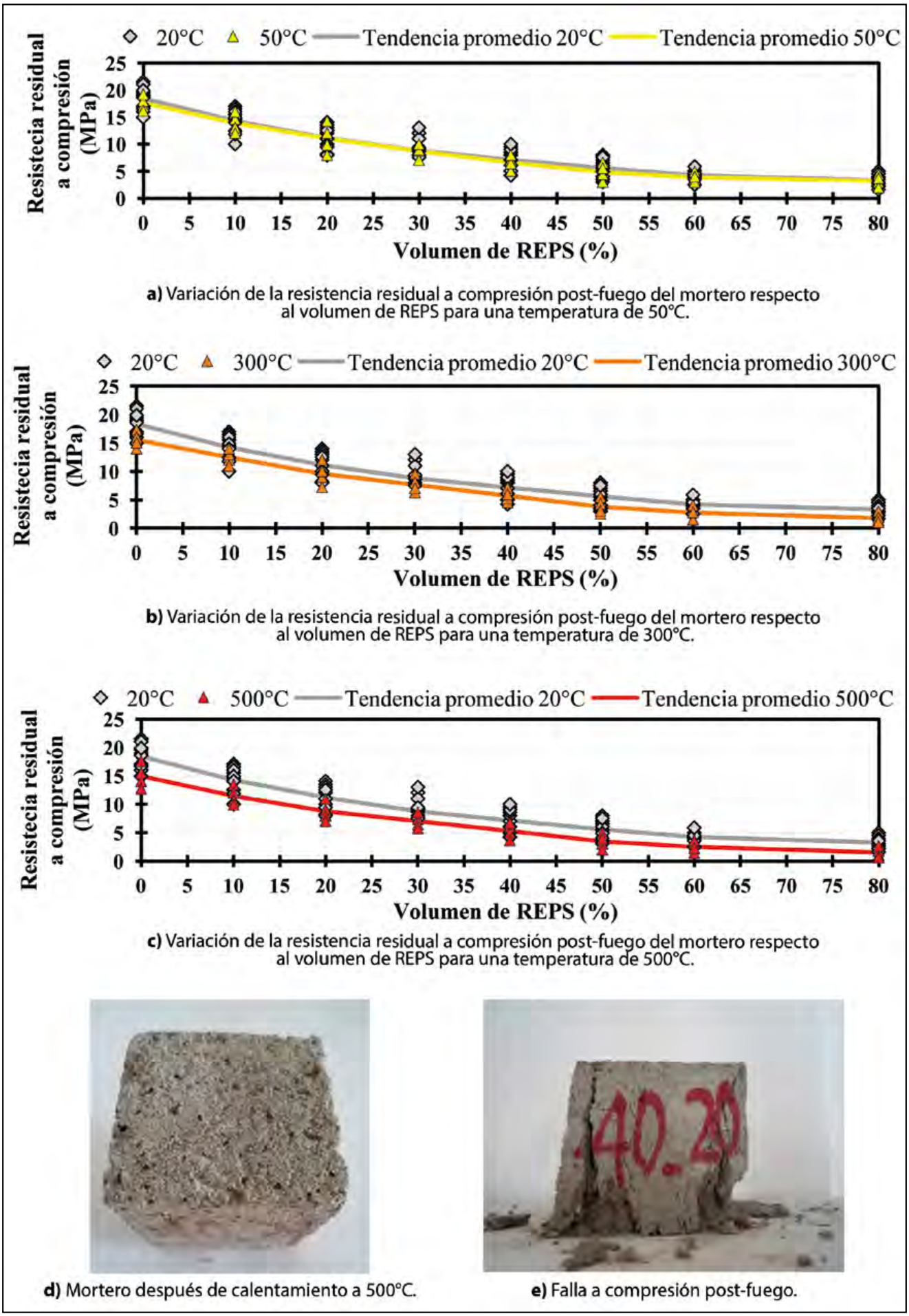


Figura 7. Resistencia residual a compresión post-fuego y mecanismo de falla de mortero adicionado con porcentajes en volumen de REPS entre 0% y 80%.

Tabla 2. Coeficientes de modelo de propiedades de mortero adicionado con porcentajes en volumen de REPS entre 0% y 80%

	Propiedad inicial o final	Unidad de propiedad	Pendiente zona inicial $m_{inicial}$ [*]	Pendiente zona final m_{final} [*]	Intercepto zona inicial $b_{inicial}$ [**]	Intercepto zona final b_{final} [**]	Coeficiente envolvente superior α [---]	Coeficiente envolvente inferior β [---]
Propiedades a temperatura ambiente	Densidad	[kg/m³]	-12.000	-0.600	2070	1614	1.10	0.90
	Absorción	[%]	0.300	0.010	9.0	20.5	1.35	0.60
	Tensión indirecta	[MPa]	-0.028	-0.006	2.0	1.1	1.35	0.60
	Compresión	[MPa]	-0.280	-0.060	17.4	8.7	1.35	0.60
compresión residual post-fuego a diferentes temperaturas	50°C	[MPa]	-0.280	-0.060	17.0	8.3	1.35	0.60
	100°C	[MPa]	-0.280	-0.060	16.5	8.0	1.35	0.60
	200°C	[MPa]	-0.280	-0.060	16.5	7.7	1.35	0.60
	300°C	[MPa]	-0.280	-0.060	16.0	7.5	1.35	0.60
	500°C	[MPa]	-0.280	-0.060	15.5	7.0	1.35	0.60

[*]: Con unidad igual a la unidad de la propiedad sobre porcentaje en volumen de REPS.

[**]: Con unidad igual a la unidad de la propiedad.

[---]: Sin unidades.

que representan la compresión y la compresión residual post-fuego a temperaturas entre 50°C y 500°C fueron asumidas del mismo valor. También se puede observar en la tabla 2 que las pendientes de la zona inicial y de la zona final de la función lineal que representa la tensión indirecta son el 10% de las pendientes asumidas para la compresión. Los factores antes mencionados indican que existe una relación directa entre la tensión indirecta, la compresión residual post-fuego y la compresión a temperatura ambiente.

Con el fin de envolver los datos experimentales para considerar la dispersión de estos respecto al modelo bilineal propuesto, dos coeficientes no dimensionales, uno que amplifica y otro que reduce el modelo bilineal denominados respectivamente coeficiente envolvente superior, α y coeficiente envolvente inferior, β, fueron propuestos para cada una de las propiedades del mortero adicionado con REPS como se indica en la tabla 2. Estos coeficientes pueden ser usados para determinar el valor mínimo y el valor máximo de las propiedades del mortero adicionado con REPS cuando el porcentaje de volumen de REPS varía entre el 0% y el 80% de acuerdo a las ecuaciones 7 y 8.

$$Propiedad\ zona\ inicial_{minimo,maximo} = (\alpha,\beta)\times[(m_{inicial}\times\%REPS) + b_{inicial}] \quad [7]$$

$$Propiedad\ zona\ final_{minimo,maximo} = (\alpha,\beta)\times\left[\left(m_{final}\times\%REPS\right) + b_{final}\right] \quad [8]$$

Las ecuaciones 7 y 8 que definen el límite superior e inferior de las propiedades del mortero adicionado con porcentaje en volumen de REPS entre 0% y 80% fueron aplicadas sobre los datos experimentales de absorción, densidad, tensión indirecta y compresión en la figura 8 y sobre los datos experimentales de compresión residual post-fuego a temperaturas entre 50°C y 500°C en la figura 9.

Las figuras 8 y 9 muestran que el modelo propuesto se ajusta con una muy buena aproximación a los datos experimentales. Este modelo sólo es aplicable para predecir las propiedades de dosificaciones de mortero 1:3 adicionado con partículas de REPS de forma prismática angulosa irregular de tamaño máximo definido por la abertura del tamiz #8 (2,36mm) y debe ser verificado para dosificaciones y tamaños máximos de partículas de REPS diferentes a los aquí definidos.

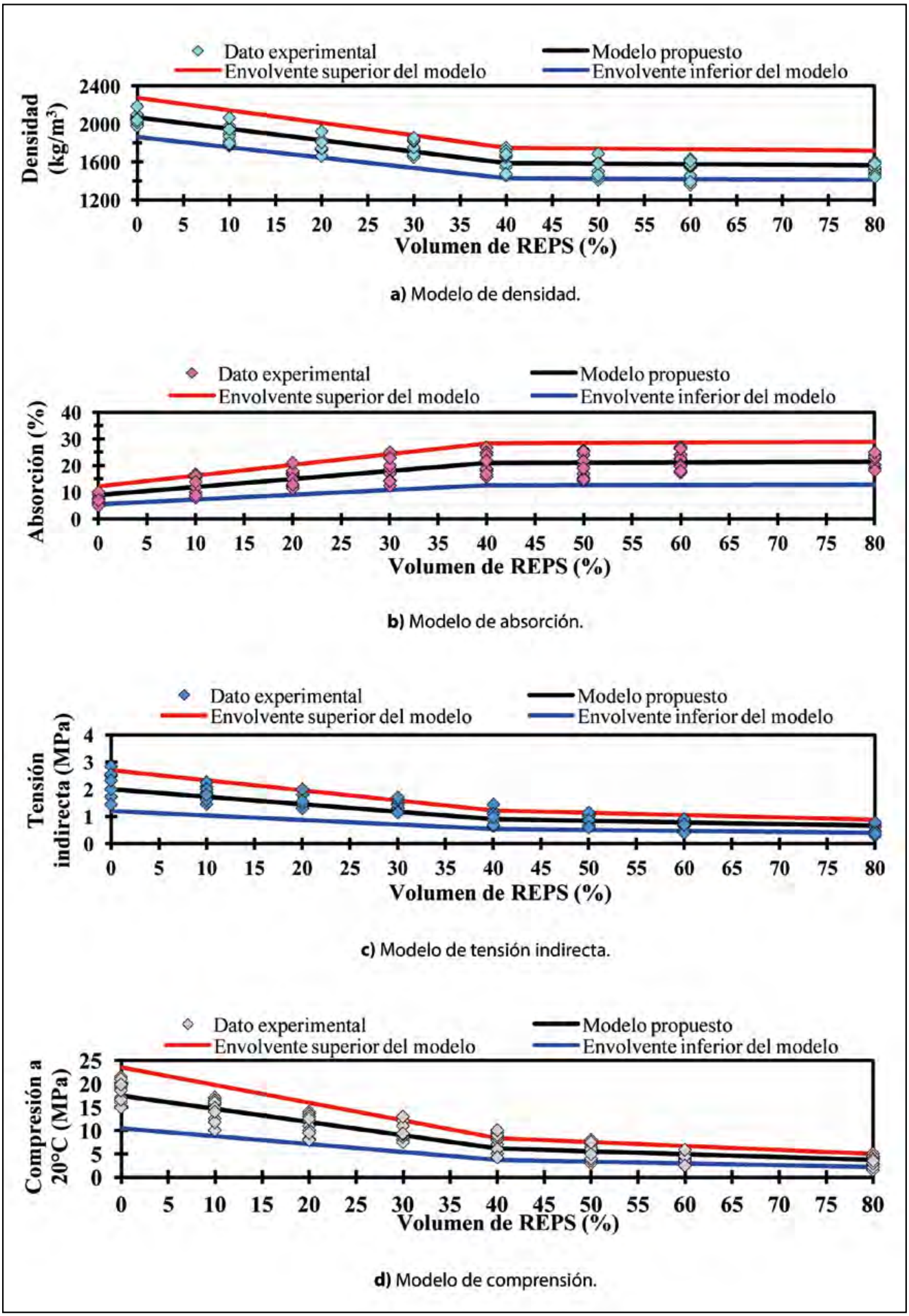


Figura 8. Modelo a temperatura ambiente de densidad, absorción, tensión indirecta y compresión de mortero adicionado con porcentajes en volumen de REPS entre 0% y 80%.

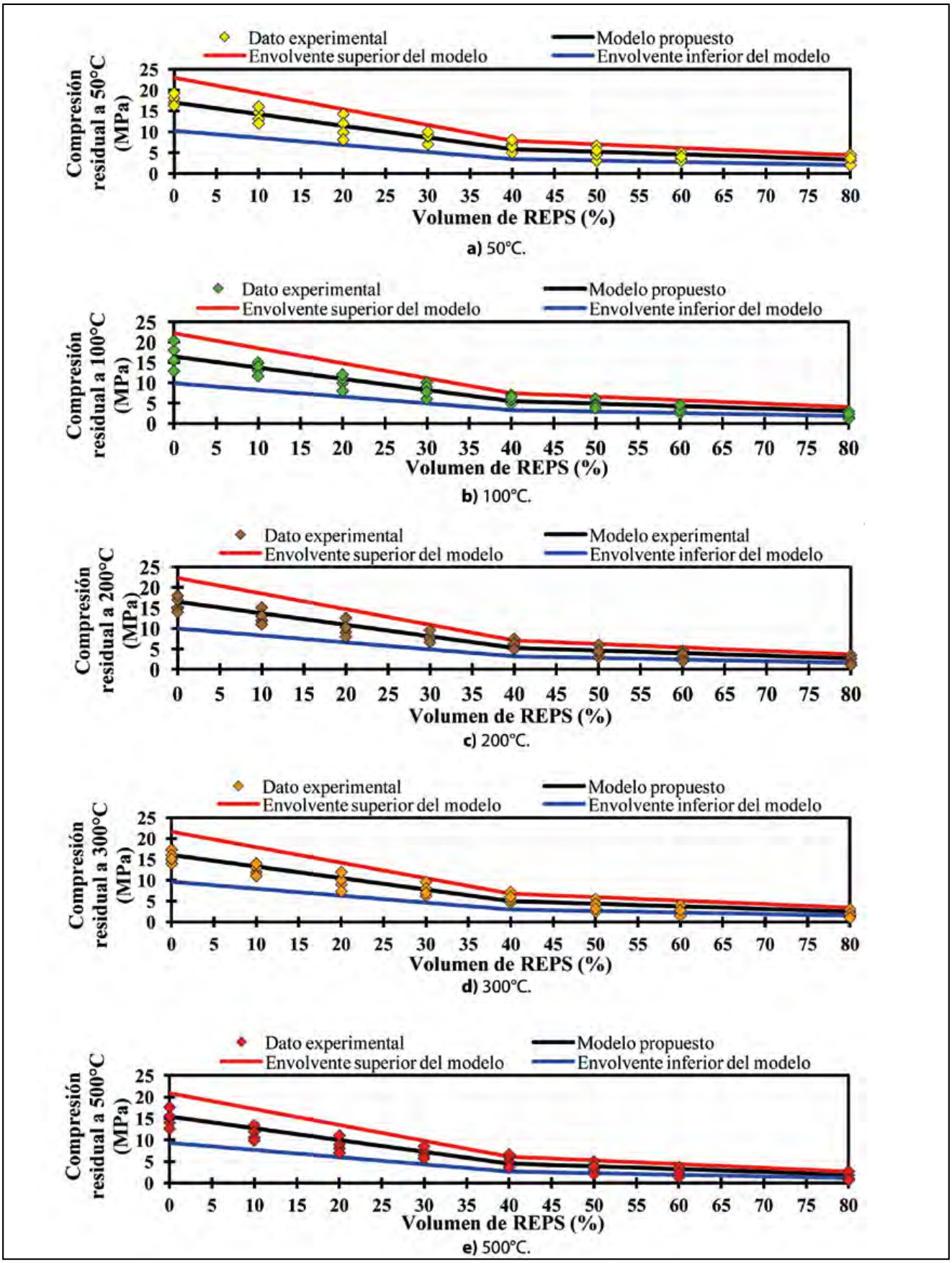


Figura 9. Modelo de compresión residual post-fuego a diferentes temperaturas de mortero adicionado con porcentajes en volumen de REPS entre 0% y 80%.

6. CONCLUSIONES

Este artículo describe el efecto de la adición en porcentajes en volumen entre el 0% y 80% de Poliestireno Expandido Reciclado (REPS) en las propiedades físicas y mecánicas de un mortero. Se demostró que:

1. El aumento del porcentaje en volumen de REPS disminuye la densidad del mortero y aumenta el porcentaje de absorción del mortero. Reducciones de hasta el 28% en la densidad y aumentos de hasta el 308% en la absorción fueron observadas. Aumentos en la porosidad y en la tendencia a la disgregación al tacto de la superficie exterior del mortero también fueron observados.
2. El aumento del porcentaje en volumen de REPS disminuye la resistencia a compresión del mortero y la resistencia a tensión indirecta del mortero. Reducciones de hasta el 83% y 76% fueron observadas en la resistencia a compresión y tensión indirecta, respectivamente. Reducciones en la fragilidad de la falla del mortero, aumentos en la deformabilidad del mortero y la propagación de los planos de fallas a través de zonas con mayor concentración de REPS también fueron observados.
3. El aumento del porcentaje en volumen de REPS disminuye la resistencia residual a compresión post-fuego en morteros expuestos a temperaturas superiores a 50°C. Reducciones en la resistencia residual entre 19% y 54% fueron reportadas cuando el mortero fue expuesto a temperaturas entre 50°C y 500°C. Para este rango de temperaturas también se observaron cambios de color de la superficie exterior del mortero, aumentos en la porosidad del mortero y aumentos en la deformabilidad del mortero cuando sometido a compresión.
4. Morteros adicionados con porcentajes hasta del 30% de REPS pueden ser usados como morteros de pega de mampostería no estructural o para la confección de unidades de mampostería no estructural. Morteros adicionados con porcentajes superiores al 30% de REPS pueden ser usados para revestimiento de muros, revestimiento de losas, pega de enchapes, pega de baldosines en paredes y pega de baldosas en pisos sometidos a tráfico liviano. No se recomienda el uso de morteros adicionados con REPS como morteros impermeabilizantes o morteros de pega en mampostería estructural o para la confección de unidades de mampostería estructural.
5. Un modelo bilineal que predice con buena aproximación las propiedades físicas y mecánicas del mortero fue propuesto considerando un porcentaje en volumen de REPS del 40% como frontera entre las dos zonas lineales. Los valores que definen las funciones lineales de las dos zonas del modelo indican una relación directa entre la tensión directa, la compresión residual post-fuego y la compresión. Coeficientes no dimensionales que amplifican y reducen el modelo bilineal fueron propuestos para considerar la dispersión de los datos experimentales y permiten estimar el valor máximo y mínimo de las propiedades del mortero.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar sus agradecimientos al señor Jesús María Salazar por fabricar y suministrar las probetas requeridas para el desarrollo del componente experimental de la investigación asociada a este artículo. También desean expresar sus agradecimientos al cuerpo técnico del Laboratorio de Materiales de la Universidad Nacional de Colombia-Sede Manizales por su contribución en la asistencia técnica en el desarrollo experimental de esta investigación.

8. REFERENCIAS

AENOR (2000). *UNE-EN 1015-10:2000* Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 10: Determinación de la densidad aparente en seco del mortero endurecido. Madrid: Asociación Española de Normalización (AENOR).

Chen, W., Hao, H., Hughes, D., Shi, Y., Cui, J., y Li, Z. (2015). Static and dynamic mechanical properties of expanded polystyrene. *Materials & Design*, vol. 69, pp. 170-180.

Da Silva, A., de Brito, J., y Veiga, R. (2014). Incorporation of fine plastic aggregates in rendering mortars. *Construction and Building Materials,* vol. 71, pp. 226-236.

Ferrándiz-Mas, V., Bond, T., García-Alcocel, E., y Cheeseman, C. (2014). Lightweight mortars containing expanded polystyrene and paper sludge ash. *Construction and Building Materials,* vol. 61, pp. 285-292.

Ferrándiz-Mas, V., y García-Alcocel, E. (2012). Caracterización física y mecánica de morteros de cemento Portland fabricados con adición de partículas de poliestireno expandido (EPS). *Materiales de Construcción,* vol. 62, n° 308, pp. 547-566.

Ferrándiz-Mas, V., y García-Alcocel, E. (2013). Durability of expanded polystyrene mortars. *Construction and Building Materials,* vol. 46, pp. 175-182.

Ferrándiz-Mas, V., Sarabia, L., Ortiz, M., Cheeseman, C., y García-Alcocel, E. (2016). Design of bespoke lightweight cement mortars containing waste expanded polystyrene by experimental statistical methods. *Materials & Design*, vol. 89, pp. 901-912.

García Verduch, A. (1975). Testing procedure to determine the water absorption capacity of bricks (H2T 2/75c). *Materiales de Construcción*, vol. 25, n° 159, pp. 97-100.

Giosuè, C., Mobili, A., Di Perna, C., y Tittarelli, F. (2014). Comparison of lightweight mortars manufactured with virgin or recycled polystyrene. En *Young Researchers' Forum II: Construction Materials, London, 19 February, pp. 21-26.*

Guzman, A. (2015). Mechanical Response of Portland Cement Mortars with added Expanded Polystyrene Spheres (EPS) under Accelerated Attack. En *International Conference on Structural, Mechanical and Materials Engineering (ICSMME 2015), Dalian, 6-8 de November, pp. 215-218.*

ICONTEC (2000). *NTC 722 Concretos. Método de ensayo para determinar la resistencia a la tensión indirecta de especímenes cilíndricos de concreto*. **I**nstituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. Santafé de Bogotá: ICONTEC.

ICONTEC (2004). *NTC 220 Determinación de la Resistencia de morteros de cemento hidráulico usando cubos de 50 mm o 50,8 mm de lado*. **I**nstituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. Santafé de Bogotá: ICONTEC.

Kaya, A., y Kar, F. (2016). Properties of concrete containing waste expanded polystyrene and natural resin. *Construction and Building Materials*, vol. 105, pp. 572-578.

Saikia, N., y De Brito, J. (2012). Use of plastic waste as aggregate in cement mortar and concrete preparation: A review. *Construction and Building Materials,* vol. 34, pp. 385-401.

Sancho, R., Castillo, Á., Maciá, M., y Corral, R. (2014). Changes of Mechanical Properties of Lightweight Cement Mortar Mixed with Recycled Expanded Polystyrene and Subjected to High Temperatures. *Advanced Materials Research,* vol. 1051, pp. 752-756.

Wang, R., y Meyer, C. (2012). Performance of cement mortar made with recycled high impact polystyrene. *Cement and Concrete Composites,* vol. 34, n° 9, pp. 975-981.

Estructuras y Materiales

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

Geometría Natural
(Caminito del Rey de Málaga)
Concurso fotográfico 50 aniversario SEMR
Autora: Marga Zango-Pascual

CEDEX
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
http://www.cedex.es

Columnas a flexo compresión biaxial. Métodos simplificados y ayudas de cálculo

Columns Subjected to Biaxial Flexo-Compression. Simplified Methods and Calculation Aids

Juan José Hernández Santana[1*], Claudia Sotolongo Pérez[2]

Resumen

Es conocido que la mayor parte de las columnas están sometidas a flexo-compresión biaxial. Durante muchos años esta problemática se ha eludido, pues eran predominantes los análisis planos de las estructuras y por otra parte los cálculos de la flexo-compresión biaxial son complejos y las ayudas de cálculo disponibles, exigían del proyectista un dominio del tema muy poco frecuente.

El desarrollo de los programas computacionales para el análisis de estructuras ha eliminado la primera justificación pues facilitan un análisis espacial de los edificios mucho más realista y racional. Entonces se hace más importante contar con procedimientos que faciliten el análisis de las columnas bajo solicitaciones de flexo-compresión biaxial. En este sentido se desarrolla este trabajo que aborda este tema desde dos ángulos: en primer lugar analizar la influencia de la variación del factor de reducción de la capacidad resistente de la sección, ϕ, en función de la inclinación de la carga y la repercusión que esta problemática tiene al utilizar los procedimiento simplificados basados en el Método del Contorno de Carga de Bressler. En segundo orden el desarrollo de Hojas de Cálculo en MathCAD, basadas en la solución detallada de las principales ecuaciones que rigen el comportamiento de la sección y que permiten un análisis más profundo, seguro, confiable y sencillo. Ofreciendo por tanto la posibilidad de la evaluación de diversas soluciones de diseño en corto plazo y contar con una amplia información sobre las características del comportamiento de la sección.

Palabras clave: hormigón armado, flexo-compresión biaxial, columnas.

Abstract

It is known that most columns are subjected to biaxial flexo-compression. For many years this problem has been avoided, for the flat analyzes of the structures were predominant. Moreover, the biaxial flexo-compression calculations are complex and the available design aids required from the designer to master an uncommon subject.

The development of computer programs for the analysis of structures has eliminated the first justification because they facilitate a spatial analysis of buildings much more realistic and rational. In this sense, it becomes more important to have procedures that facilitate the analysis of the columns under biaxial flexo-compression loads. This work approaches the problem from two perspectives. First, it analyzes the influence of the variation of the reduction factor of the resistant capacity of the section, ϕ, depending on the inclination of the load and the repercussion that this problem has in the use of simplifications based on the Bressler Load Contour Method. And second, it also explains the development of calculations aids in MathCAD, based on the detailed solution of the main equations that govern the behavior of the section and allow a deeper, safer, reliable and simple analysis. Thus offering the possibility of evaluating several design solutions in the short term, and having extensive information on the characteristics of the behavior of the section.

Keywords: *reinforced concrete, biaxial flexure-compression, columns.*

1. INTRODUCCIÓN

Históricamente se ha evitado el diseño de secciones bajo cargas de flexo-compresión biaxial ya que por lo general solían prevalecer los análisis bidimensionales de las estructuras. Conjuntamente con lo planteado anteriormente los procedimientos mediante los cuales es explicada la misma son complejos a causa de las múltiples formas que puede adoptar el bloque comprimido de hormigón y las diversas distribuciones de refuerzo, lo cual provoca que cada una de estas variantes evolucione en una solución diferente.

En el pasado siglo las ayudas de cálculo disponibles, gráficas o semi-gráficas en su mayoría, requerían del proyectista un dominio del tema muy poco frecuente y por otra parte acarreaban las imprecisiones que acompañan a este tipo de procedimiento.

El amplio despliegue que se ha desarrollado en los últimos tiempos en cuanto a softwares computacionales relacionados con el análisis y diseño de estructuras ha erradicado la primera de las razones mencionadas ya que estos permiten un análisis en tres dimensiones de las

* Autor de contacto: jjhernandez@uclv.edu.cu

[1] Ingeniero Civil. Doctor en Ciencias Técnicas y Profesor Titular. Departamento de Ingeniería Civil. Facultad de Construcciones. Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas. Santa Clara. Cuba.

[2] Ingeniera Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Facultad de Construcciones. Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas. Santa Clara. Cuba.

edificaciones con mayor racionalidad y realismo. Estas herramientas contribuyen a introducir mediante mecanismos de fácil manejo y compresión las acciones de carga de viento y sísmicas de forma más completa y rigurosa.

Por otra parte la introducción de un nuevo enfoque de la seguridad estructural por la ACI 318-2002, sobre todo en la evaluación del Factor de Reducción de la Resistencia, ϕ, obliga a una nueva lectura en el empleo del Método del Contorno de Carga de Bresler, propuesto por la propia normativa. **(ACI 318-11)**

En resumen, este trabajo aborda el tema desde dos ángulos.

1. Desarrollo de Hojas de Cálculo en MATHCAD, basadas en la solución detallada de las principales ecuaciones que rigen el comportamiento de la sección y que permiten un análisis más profundo, seguro, confiable y sencillo. Ofreciendo por tanto la posibilidad de la evaluación de diversas soluciones de diseño en corto plazo y contar con una amplia información sobre las características del comportamiento de la sección.
2. Analizar la influencia de la variación del factor de reducción de la capacidad resistente de la sección, ϕ, en función de la inclinación de la carga y la repercusión que esta problemática tiene al utilizar los procedimiento simplificados propuestos por la PCA y basados en el Método del Contorno de Carga de Bressler.

2. AYUDAS DE CÁLCULO PARA LA FLEXO-COMPRESIÓN BIAXIAL

El análisis de la Flexión Compuesta biaxial o esviada se ilustra en la figura 1, donde la sección está sometida a una carga descentrada tanto en el eje x como en el y; siendo las excentricidades e_x y e_y respectivamente. En dicha figura se destacan los diagramas de interacción obtenidos para la flexo-compresión recta en ambos ejes y esviada que ocurre esta última para ángulo λ respecto al eje x, este ángulo puede determinarse por:

$$\lambda = \tan^{-1}\frac{M_{ny}}{M_{nx}} = \tan^{-1}\frac{P_n e_x}{P_n e_y} = \tan^{-1}\frac{e_x}{e_y} \qquad [1]$$

El diagrama obtenido para el caso recoge todas las combinaciones de carga y momentos flectores en ambos ejes que limitan la resistencia de la sección. También se destaca en la figura una superficie resistente para una carga P_n dada, conocida como Contorno de Carga. Son dos formas de plantearse las zonas de resistencia de la sección.

La comprobación de una sección de forma cualquiera, con cualquier número y distribución de armaduras, sometida a una solicitación normal (P, M_x, M_y), o, lo que es lo mismo, a una resultante normal P actuando con excentricidades $e_x = M_y/P$, $e_y = M_x/P$, referidas a los ejes de la sección, exige determinar la posición del eje neutro y la deformación máxima de la sección. Para ello se usarán las ecuaciones de compatibilidad y equilibrio. Estas ecuaciones no pueden expresarse de forma simple en función de las incógnitas del problema, por lo que este no admite solución analítica exacta y hay que recurrir a métodos aproximados. Tales métodos, tanto si son numéricos como si son gráficos, exigen el tanteo de distintas posiciones del eje neutro, siendo el cálculo laborioso resultado conveniente, por ello, su tratamiento mediante ordenador (JIMÉNEZ MONTOYA 2000).

Desde el punto de vista analítico el problema fundamental radica en determinar cuál es la inclinación de la línea neutra θ, ya que no puede obtenerse una relación entre λ y θ, pues como regla no son iguales, ni se relacionan, como se muestra en la figura 2 (PARK 1979).

El procedimiento se basa en determinar por separado el aporte del hormigón y del acero. Las ecuaciones de equilibrio, de acuerdo a la figura 2, son:

$$\Sigma F = 0$$

$$P_n = C_c + S_1 + S_2 + \cdots S_n = 0 \qquad [2]$$

$$\Sigma M_{ny} = 0 \text{ (respecto al eje y)}$$

$$M_{ny} = C_c\left(\frac{b}{2} - z_x\right) + S_1\left(\frac{b}{2} - d_o\right) + S_2\left(\frac{b}{2} - d_o\right) + \\ + \ldots\ldots S_n\left(\frac{b}{2} - d_o\right) \qquad [3]$$

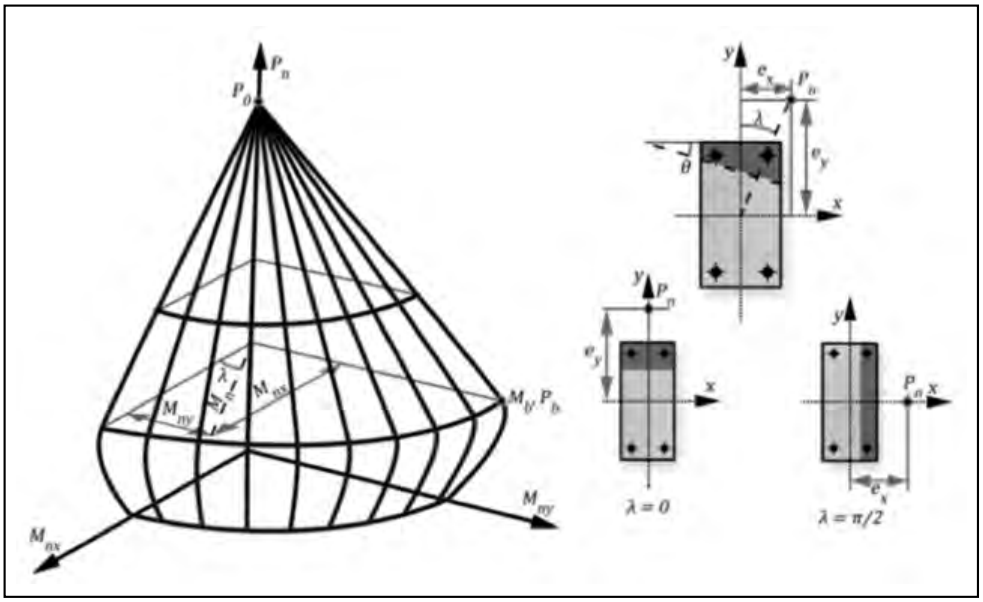


Figura 1. Diagrama de interacción en flexo compresión biaxial.

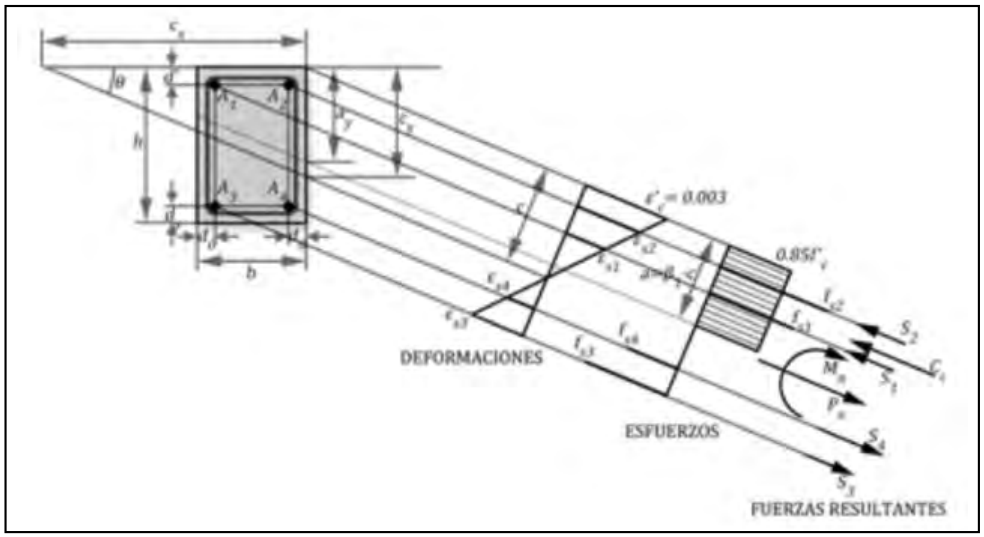


Figura 2. Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas. Flexo compresión biaxial.

$\Sigma M_{nx} = 0$ (respecto al eje y)

$$M_{nx} = C_c\left(\frac{h}{2} - z_y\right) + S_1\left(\frac{h}{2} - d'\right) + S_2\left(\frac{h}{2} - d'\right) + \\ + \ldots\ldots S_n\left(\frac{h}{2} - d'\right) \qquad [4]$$

Donde z_x y z_y son las proyecciones sobre los ejes del brazo en la resultante del hormigón C_c.

Empleando el diagrama rectangular – equivalente en la figura 2 se muestra el aporte del hormigón dentro de la sección y como a partir del bloque comprimido puede obtenerse C_c

$$C_c = 0{,}85 f_c' A'$$

Donde A' es el área comprimida del hormigón, que puede presentarse en 4 formas en función de la magnitud y posición de la carga, y todo se trata de obtener el área comprimida y la posición del centroide. Esta problemática se ilustra en la figura 3.

En la figura 4, se muestra el diagrama de deformaciones para una sección sometida a la flexión esviada, apoyo importante para determinar el esfuerzo a que está sometido cada acero (f_{si}). Aunque se ejemplifica para 4 barras situadas en las esquinas, el procedimiento es válido para

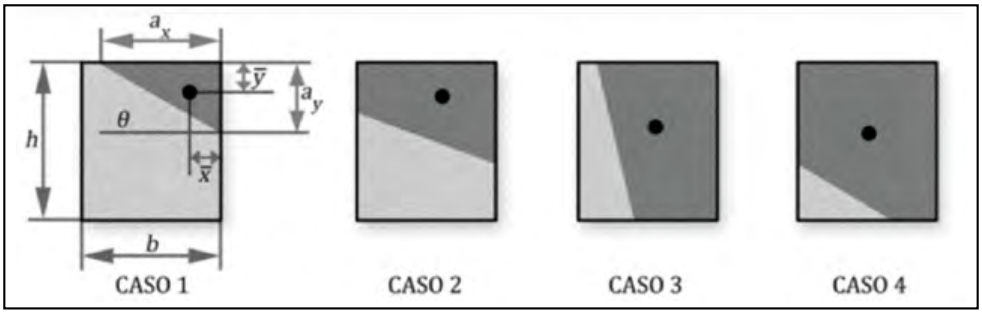


Figura 3. Áreas comprimidas del hormigón en la flexo compresión biaxial.

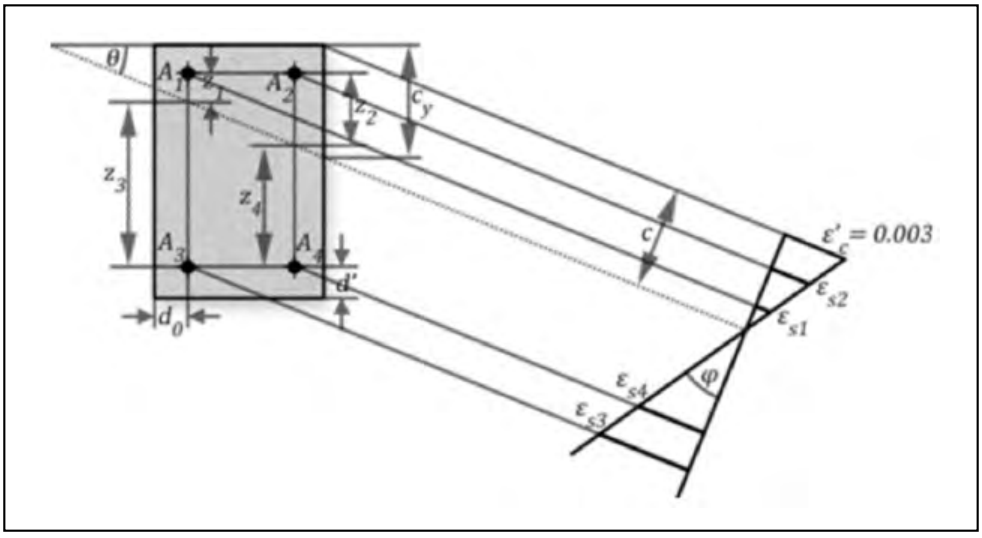


Figura 4. Diagrama de deformaciones.

Tabla 1. Aporte del refuerzo para diferentes distribuciones

Variantes de distribución	*z* (posición de las barras respecto a los ejes cartesianos x, y)	Direcciones de trabajo de los aceros (en contra de las manecillas -, a favor de las manecillas +)	
		M_x	M_y
4barras	$z_1 = c_y - d_s - (b - d_s)\tan(\theta)$ $z_2 = c_y - d_s - d_s\tan(\theta)$ $z_3 = d - c_y + (b - d_s)\tan(\theta)$ $z_4 = d - c_y + d_s\tan(\theta)$	*1, 2, -3, -4.*	*-1, 2, -3, 4.*
6barras	z_1, z_2, z_3, z_4 $z_5 = c_y - d_s - \frac{b}{2}\tan(\theta)$ $z_6 = d - c_y + \frac{b}{2}\tan(\theta)$	*1, 2, -3, -4, 5, -6.*	*-1, 2, -3, 4, 5(0), 6(0).*
8barras	$z_1, z_2, z_3, z_4, z_5, z_6$ $z_7 = \frac{h}{2} - c_y + (b - d_s)\tan(\theta)$ $z_8 = \frac{h}{2} - c_y + d_s\tan(\theta)$	*1, 2, -3, -4, 5, -6, 7(0), 8(0).*	*-1, 2, -3, 4, 5(0), 6(0), -7, 8.*
10barras	$z_1, z_2, z_3, z_4, z_7, z_8$ $z_9 = c_y - d_s - \frac{2b - d_s}{3}\tan(\theta)$ $z_{10} = c_y - d_s - \frac{b + d_s}{3}\tan(\theta)$ $z_{11} = d - c_y + \frac{2b - d_s}{3}\tan(\theta)$ $z_{12} = d - c_y + \frac{b + d_s}{3}\tan(\theta)$	*1, 2, -3, -4, 5, -6, 7(0), 8(0), 9, 10, -11, -12.*	*-1, 2, -3, 4, 5(0), 6(0), -7, 8, -9, 10, -11, 12.*
12barras	$z_1, z_2, z_3, z_4, z_9, z_{10}, z_{11}, z_{12}$ $z_{13} = \frac{d + 2d_s}{3} - c_y + (b - d_s)\tan(\theta)$ $z_{14} = \frac{2d + d_s}{3} - c_y + (b - d_s)\tan(\theta)$ $z_{15} = \frac{d + 2d_s}{3} - c_y + d_s\tan(\theta)$ $z_{16} = \frac{2d + d_s}{3} - c_y + d_s\tan(\theta)$	*1, 2, -3, -4, 9, 10, -11, -12, 13, -14, 15, -16.*	*-1, 2, -3, 4, -9, 10, -11, 12, -13, -14, 15, 16.*
14barras	$z_1, z_2, z_3, z_4, z_5, z_6, z_{13}, z_{14}, z_{15}, z_{16}$ $z_{17} = c_y - d_s - \frac{3b - 2d_s}{4}\tan(\theta)$ $z_{18} = c_y - d_s - \frac{b - 2d_s}{4}\tan(\theta)$ $z_{19} = d - c_y + \frac{3b - 2d_s}{4}\tan(\theta)$ $z_{20} = d - c_y + \frac{b - 2d_s}{4}\tan(\theta)$	*1, 2, -3, -4, 5, -6, 13, -14, 15, -16, 17, 18, -19, -20.*	*-1, 2, -3, 4, 5(0), 6(0), -13, -14, 15, 16, -17, 18, -19, 20.*
16barras	$z_1, z_2, z_3, z_4, z_5, z_6, z_7, z_8\ z_{17}, z_{18}, z_{19}, z_{20}$ $z_{21} = \frac{h + 2d_s}{4} - c_y + (b - d_s)\tan(\theta)$ $z_{22} = \frac{3h + 2d_s}{4} - c_y + (b - d_s)\tan(\theta)$ $z_{23} = \frac{h + 2d_s}{4} - c_y + d_s\tan(\theta)$ $z_{24} = \frac{3h + 2d_s}{4} - c_y + d_s\tan(\theta)$	*1, 2, -3, -4, 5, -6, 7(0), 8(0) , 17, 18, -19, -20, 21, -22, 23, -24.*	*-1, 2, -3, 4, 5(0), 6(0), -7, 8, -17, 18, -19, 20, -21, -22, 23, 24.*

mayor número de barras situadas bordeando el perímetro de la sección.

Considerando la proyección sobre el eje *y*

$$\frac{\varepsilon_c'}{c_y} = \frac{\varepsilon_{s1}}{z_1} = \frac{\varepsilon_{s2}}{z_2} = \frac{\varepsilon_{s3}}{z_3} = \frac{\varepsilon_{s4}}{z_4} \qquad [5]$$

Donde:

$$z_1 = c_y - d' - (b - d_o)tan\theta \qquad \varepsilon_{s1} = \frac{z_1}{c_y}\varepsilon_c'$$

$$z_2 = c_y - d' - d_o tan\theta \qquad \varepsilon_{s2} = \frac{z_2}{c_y}\varepsilon_c'$$

$$z_3 = c_y - d + (b - d_o)tan\theta \qquad \varepsilon_{s3} = \frac{z_3}{c_y}\varepsilon_c'$$

$$z_4 = c_y - d + d_o tan\theta \qquad \varepsilon_{s4} = \frac{z_4}{c_y}\varepsilon_c'$$

En la tabla 1 se ilustran las ecuaciones de las distancias *z* para diferentes distribuciones de barras. En las columnas ubicadas a la derecha se ofrecen los signos de los momentos en ambos ejes para cada barra asumiendo los ejes coordenados en el centro de la sección. También se especifica con la simbología (0) en aquellos casos en los que debido a la posición de las barras y a la de los ejes coordenados no se genera momento resistente respecto a uno u otro de los ejes por la falta de brazo.

Desarrollando esas ecuaciones generales se crean hojas de cálculo en MathCAD que parten de la siguiente filosofía: **(ESHANI 1986)**

1. La base está en la confección de Diagramas de Interacción o Superficies de Contorno de Carga.
2. Se comprueba la resistencia de la sección ante la combinación de carga a que esta está sometida.
3. Parte de probar varias alternativas de: dimensiones de la sección, calidades de los materiales, cantidad y distribución del refuerzo, hasta comprobar que la combinación de carga escogida esté dentro del Diagramas de Interacción o de la Superficies de Contorno de Carga, garantizándose así la resistencia de la sección.

Siguiendo las superficies de falla antes enunciadas, se emplean dos vías de solución del problema:

1era vía: a través de la construcción de Diagramas de Interacción.

2da vía: graficando la Superficie de Contorno para una carga dada.

En la elaboración de los Diagramas de Interacción se sigue el procedimiento convencional, solo que se requerirá de la realización de tanteos para determinar la inclinación de la línea neutra θ. El elemento base será la relación entre los momentos flectores en ambos ejes, es decir el ángulo λ definido en la figura 1 y por la ecuación 1.

Entonces los pasos a seguir son:

1. Definir las dimensiones de la sección y las resistencias de los materiales.
2. Calcular $\lambda = \tan^{-1}\frac{M_{ny}}{M_{nx}}$
3. Fijar un valor de la posición de la línea neutra *c* y asumir la inclinación de esta θ.
4. Calcular P_n, M_{nx}, M_{ny} y comprobar $\lambda_1 = \tan^{-1}\frac{M_{ny}}{M_{nx}} \approx \lambda$. si no se cumple se modifica y se retoman los pasos anteriores.
5. Repetir el proceso para otras *c* hasta completar el Diagrama de Interacción.

En la figura 5 se muestra un ejemplo de diseño para resolver una combinación de:

$$P_u = 600kN \qquad M_{ux} = 160kN.m \qquad M_{ux} = 100kN.m$$

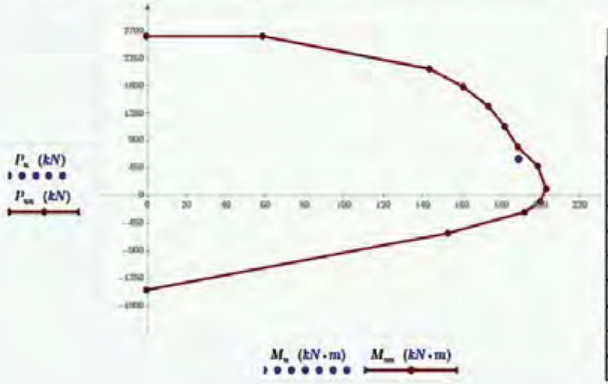
Se utilizará una sección de $40x40cm^2$, $f_c' = 25$MPa y refuerzo *G-60*. La solución se alcanza con *8 barras Nº 25* colocadas en todo el perímetro de la sección.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE SECCIONES DE COLUMNAS SOMETIDAS A FLEXO-COMPRESION BIAXIAL

Dimensiones de la sección — $b:=40\ cm$ $h:=40\ cm$
Selecione el numero de barras a colocar (4, 6, 8, 10, 12, 14, 16) — $n_b:=8$
Selecione el diámetro del refuerzo principal (13,16,19,22,25,32,36) — $N^o:=25$
Seleccione la agresividad del medio (baja, media, alta o muy alta) — $AG:=$"media"
Indique si la columna fue fabricada "in situ" o fue prefabricada — $PP:=$"prefabricada"
Seleccione el tipo de refuerzo transversal (estribos o espirales) — $ES:=$"estribos"
Selecione el diámetro del refuerzo transversal (10,13,16) — $Nb^o:=10$
Coloque las cargas actuantes — $P_u:=600\ kN$ $M_{ux}:=160\ kN\cdot m$ $M_{uy}:=100\ kN\cdot m$
Resistencia del acero principal (300MPa, 420MPa) — $f_y:=420\ MPa$ $E_s:=2\cdot10^5\ MPa$

C_1="Las barras caben en una camada"
C_2="Las barras cumplen con la separacion maxima"

$A_{st}=40.8\ cm^2$ $A_{smin}=6.528\ cm^2$ $A_{smax}=109.664\ cm^2$
$d_s=5.73\ cm$ $d=34.27\ cm$ $\lambda=0.559$



c(cm)	θ	P_n (kN)	M_{nx} (kN.m)	M_{ny} (kN.m)	P_n (kN)	M_{nx} (kN.m)	M_{ny} (kN.m)	φ
0.00	0.00	-1713.60	0.00	0.00	-1542.24	0.00	0.00	0.90
13.71	0.47	-680.22	143.21	91.15	-612.20	128.88	82.04	0.90
17.14	0.54	-294.83	179.80	114.36	-265.35	161.82	102.93	0.90
18.85	0.57	-115.07	195.91	124.62	-98.96	168.48	107.17	0.86
20.56	0.56	142.66	212.62	135.22	114.77	171.06	108.79	0.80
23.99	0.58	671.08	232.66	146.50	484.43	167.95	105.75	0.72
27.42	0.60	1211.28	241.37	152.48	799.10	159.23	100.60	0.66
30.84	0.62	1745.58	236.18	149.56	1134.63	153.51	97.21	0.65
34.27	0.62	2263.31	226.02	141.38	1471.15	146.91	91.90	0.65
37.70	0.61	2747.14	208.64	132.17	1785.64	135.61	85.91	0.65
41.12	0.58	3200.07	186.05	118.41	2080.04	120.93	76.96	0.65
48.67	0.01	4021.52	73.86	53.05	2613.99	48.01	34.48	0.65
40.00	1.57	5026.90	0.00	0.00	2613.99	0.00	0.00	0.65

Figura 5. Hoja de cálculo empleando el diagrama de interacción.

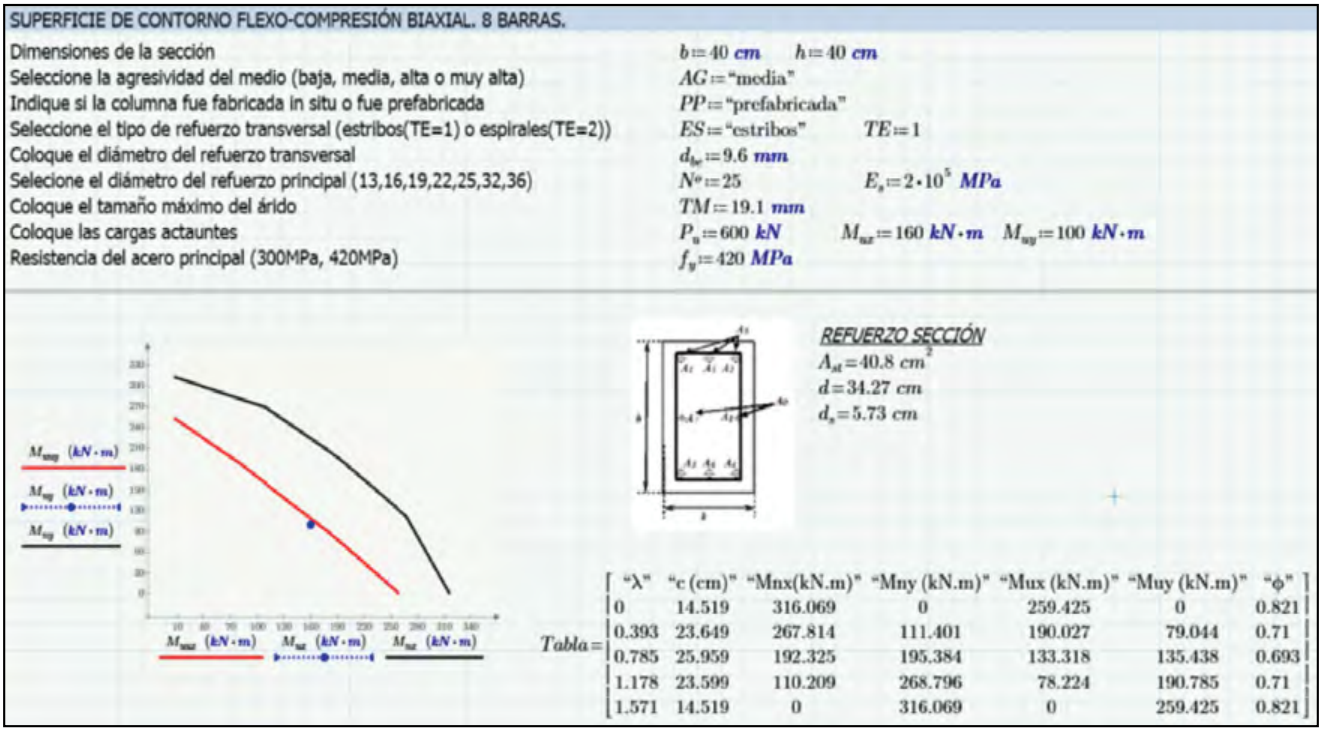


Figura 6. Hoja de cálculo empleando la superficie de contorno de carga.

En la obtención de las Superficies de Contorno de Carga el elemento caracterizador es la carga de cálculo P_u, como lo indica su nombre. Estas superficies de contorno se construyen para valores de λ entre *0* y $\pi/2$. El procedimiento se completa con:

1. Fijar un valor de la posición de la línea neutra *c* e ir variando la inclinación de esta θ y comprobar que $\lambda_1 = \tan^{-1}\frac{M_{ny}}{M_{nx}} \approx \lambda$
2. Calcular P_n y comprobar que $\phi P_n \approx P_u$. Si no se cumple se modifica *c* y se retoman los pasos anteriores.
3. Calcular M_{nx}, M_{ny}, ϕ, M_{ux} y M_{uy}
4. Repetir el proceso para otras valores de λ hasta completar la Superficie de Contorno.

La figura 6 expone la solución dada al ejemplo anterior siguiendo el procedimiento de construir la Superficie de Contorno de Carga

En resumen la labor desarrollada en la explotación de las hojas de cálculo permite plantear que:

- Las HC resuelven el problema de la FCB a través de la solución de las ecuaciones físicas, de compatibilidad y equilibrio, por lo que ofrecen un referente conceptual a los estudiosos del tema. Dada las potencialidades antes expresadas las HC pueden convertirse en un valioso instrumento en manos de estudiantes y proyectistas.
- La validación de los resultados obtenidos en las hojas de MathCAD mediante programas computacionales de vanguardia tales como el MIDAS nos permite ofrecer a los usuarios docentes y profesionales una herramienta de diseño de columnas a FCB de fácil empleo ya que presenta una interfaz muy sencilla y accesible.
- Se recomienda como herramienta de cálculo para el diseño y comprobación de secciones de hormigón armado de columnas sometidas a FCB las hojas de cálculo que contienen los diagramas de interacción antes que la superficies de contorno, dado principalmente por el gasto computacional.

3. RESISTENCIA NOMINAL Y RESISTENCIA ÚLTIMA

La resistencia última según la ACI 318 se plantea como: **(ACI 318-14)**

$$P_u = \phi P_n \qquad M_{ux} = \phi M_{nx} \qquad M_{uy} = \phi M_{ny}$$

El coeficiente ϕ depende del valor de la deformación del acero más traccionado, que es el situado en el lado opuesto a la fibra más comprimida, como se ilustra en la figura 2. La forma trapezoidal de la zona comprimida del hormigón la hace menos eficiente que una rectangular, pues requiere de un valor mayor de $a = \beta_1 c$ para un mismo valor de $C_c = 0{,}85 f_c' A'$, o para el mismo valor de A'. Entonces si la carga está esviada, para un mismo valor de P_u, el valor de *c* será mayor que si actuara en flexo-compresión recta, por consiguiente la deformación del acero más traccionado ε_t será menor. Esta realidad provoca que este acero alcance antes la fluencia, para una carga balanceada menor en la flexo-compresión biaxial que en la uniaxial. Lo mismo ocurrirá en la frontera entre la tracción controlada y la zona de transición con $\varepsilon_t = 0{,}005$.

En los gráficos de la figura 7 se exponen los resultados de someter a una sección rectangular de $40 \times 60 cm^2$, $f_c' = 25$MPa y armada con *8 barras No. 25* y *G – 60* a diferentes combinaciones de carga y que permiten destacar como el coeficiente ϕ es variable en función del ángulo λ.

El 1er caso es una sección donde para los momentos M_{nox} y M_{noy}, en flexo-compresión recta, está en tracción controlada y $\phi = 0{,}9$. Sin embargo cuando ocurre la flexo-compresión biaxial el comportamiento de la sección pasa a la zona de transición y $\phi < 0{,}9$. Note que el valor menor de ϕ se presenta para $\lambda = \pi/4$.

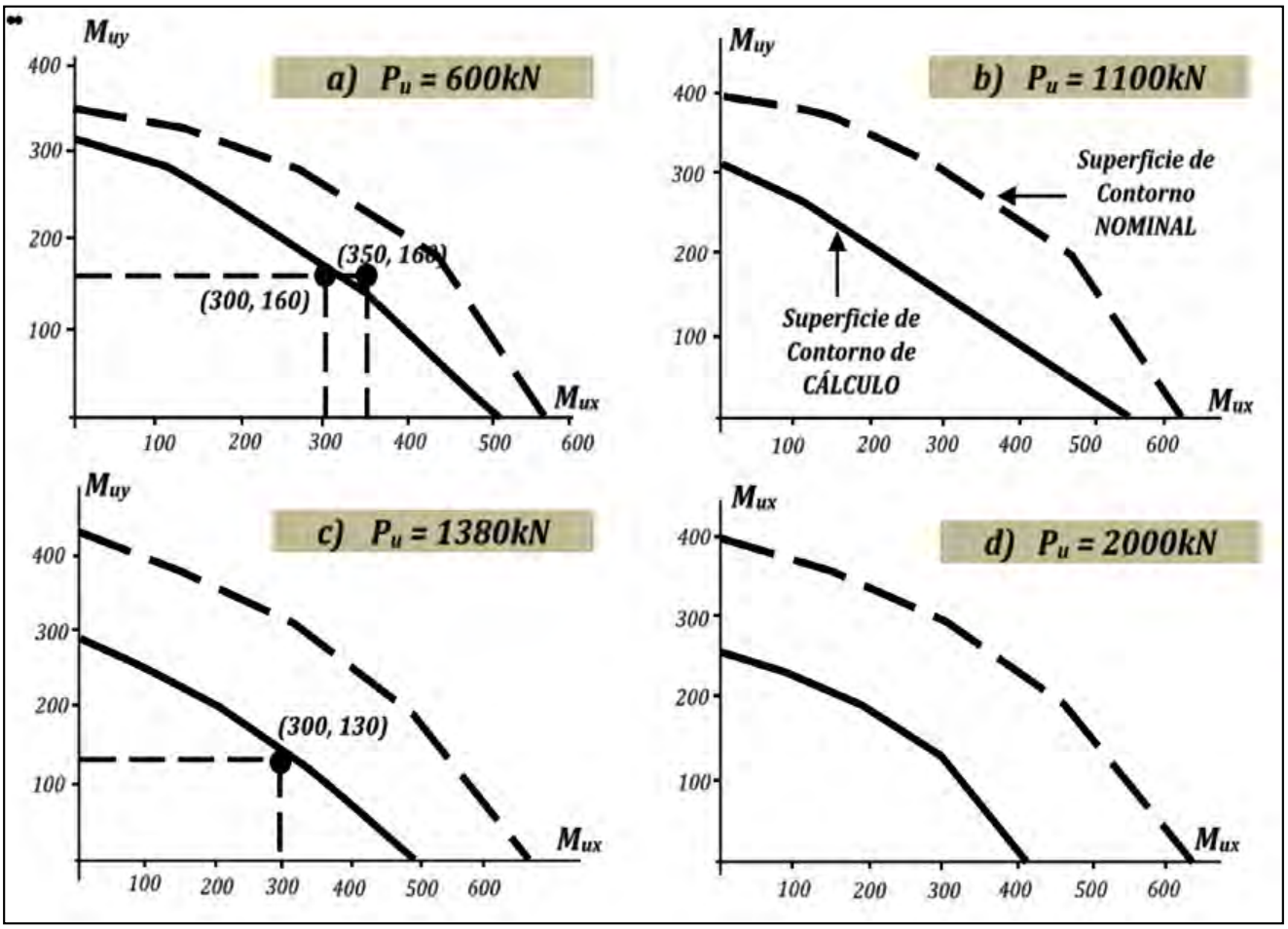


Figura 7. Influencia de la flexo-compresión biaxial en el coeficiente ϕ.

Tabla 2. Superficies de contorno. Para sección rectangular de *40 x 60cm²*, f'_c = 25MPa y armada con 8 barras No. 25 y G – 60

	Momentos flectores (kN.m) para P_u=600kN					***Momentos flectores (kN.m) para P_u=1100kN***				
λ	M_{nx}	M_{ny}	M_{ux}	M_{uy}	ϕ	M_{nx}	M_{ny}	M_{ux}	M_{uy}	ϕ
0	565.79	0	509.21	0	**0.9**	631.28	0	555.61	0	**0.88**
0,393	435.73	182.74	343.25	143.95	**0.788**	474.61	197.47	329.22	136.98	**0.694**
0,785	273.38	280.24	214.81	220.20	**0.786**	294.65	306.86	204.11	212.57	**0.693**
1,178	127.72	327.30	109.18	279.79	**0.855**	151.85	370.98	108.19	264.32	**0.713**
1,571	0	349.24	0	314.31	**0.9**	0	396.64	0	314.32	**0.792**
λ	***Momentos flectores (kN.m) para P_u=1380kN***					***Momentos flectores (kN.m) para P_u=2000kN***				
0	674.06	0	490.24	0	**0.727**	635.52	0	413.08	0	**0.65**
0,393	483.30	203.82	314.14	132.48	**0.65**	463.49	195.22	301.27	126.90	**0.65**
0,785	304.21	312.87	197.74	203.37	**0.65**	294.84	298.79	191.65	194.22	**0.65**
1,178	155.25	378.51	100.91	246.03	**0.65**	145.81	358.94	94.78	233.31	**0.65**
1,571	0	429.70	0	288.97	**0.673**	0	396.98	0	258.03	**0.65**

En el 2do caso todas las secciones están en la zona de transición, pero de la misma forma el coeficiente disminuye para la flexo-compresión esviada. Una situación semejante se presenta para el 3er caso donde para flexo-compresión recta la sección se comporta en la zona de transición y en el resto en compresión controlada, con $\phi = 0{,}65$. En la tabla 2 se exponen los valores que caracterizan las superficies de contorno para las cargas evaluadas.

Si se analiza detenidamente la variación de ϕ ante la actuación de momentos biaxiales, como se destaca en la figura 8, puede concluirse que la diferencia entre los valores para M_{nox} y M_{noy} y la obtenida para cuando $M_{nx} = M_{ny}$, $\lambda = \pi/4$, puede alcanzar un valor de $0{,}9/0{,}786 = 1{,}15$, para cuando $P_u = 600kN$ y $0{,}792/0{,}993 = 1{,}14$, para cuando $P_u = 1100kN$, siempre que se tome el menor valor de ϕ para los momentos uniaxiales; pudiendo ser mayor para secciones con mayor rectangularidad.

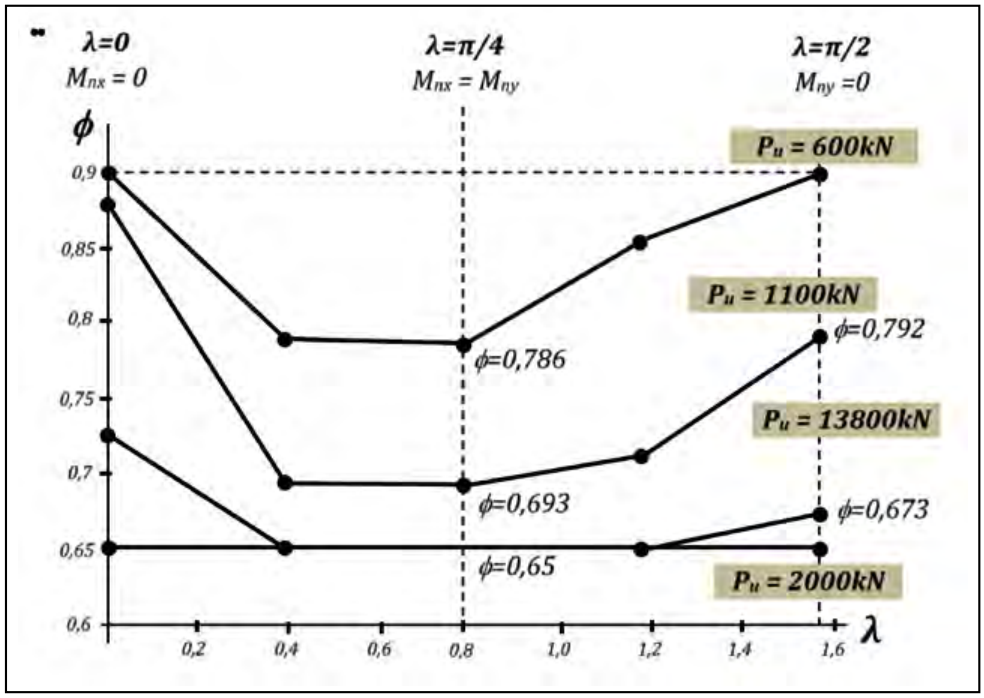


Figura 8. Variación del coeficiente ϕ para distintos valores de carga axial.

4. REFLEXIONES SOBRE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL CONTORNO DE CARGA DEL PCA

El Método del Contorno de Carga de Bresler se basa en generar una superficie de contorno aproximada a la real, para cada P_n, y que responda a la siguiente expresión general: **(BRESLER 1981)**

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^{\alpha_1} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^{\alpha_2} \leq 1 \qquad [6]$$

Donde

M_{nx} y M_{ny} Son los momentos nominales en los ejes *x* e *y*. Ambos son el equivalente vectorial del momento M_n, mostrado en la figura 1.

M_{nox} Momento nominal uniaxial sobre el eje *x*, para $M_{ny} = 0$

M_{noy} Momento nominal uniaxial sobre el eje *y*, para $M_{nx} = 0$

Los coeficientes α_1 y α_2 dependen de la rectangularidad de la sección, las resistencias del hormigón y el acero y de la continuidad y distribución de este. Bresler considera razonable hacer $\alpha = \alpha_1 = \alpha_2$, planteando que este varía entre 1,15 y 1,55 y que $\alpha = 1{,}5$ es un valor apropiado para secciones rectangulares o cuadradas con refuerzo distribuido.

Entonces puede plantearse:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^{\alpha} \leq 1 \qquad [7]$$

Como una interpretación y extensión del procedimiento anterior, en el que se basa, la PCA parte de definir, para un punto en el contorno de carga común de Bresler, la relación: **(PCA 2011)**

$$\beta = \frac{M_{nx}}{M_{nox}} = \frac{M_{ny}}{M_{noy}}$$

Al generarse múltiples contornos de cargas adimensionales para P_n/P_o entre 0 y 1 se crea una superficie de falla que representa con claridad la connotación del término β, que depende únicamente de la relación P_n/P_o. La PCA propone ábacos para obtener los valores de β, que dependen de las dimensiones de la sección, la cuantía mecánica y la resistencia del acero. En la figura 9 se exponen algunos de estos gráficos.

Y relacionando α y β para las condiciones descritas se obtiene:

$$\alpha = \frac{\log 0{,}5}{\log \beta}$$

Por lo que la ecuación 7 para la comprobación de la resistencia quedará como:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^{\frac{\log 0{,}5}{\log \beta}} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^{\frac{\log 0{,}5}{\log \beta}} \leq 1 \qquad [8]$$

El proceso de cálculo, comprobación de la resistencia para las cargas y momentos de cálculo (P_u, M_{ux} y M_{uy}), consistirá entonces en:

1. Establecer la sección de la columna.
2. Calcular los valores de P_o, M_{nox}, M_{noy} y β. Obtenidos considerando flexo-compresión recta.
3. Comprobar para la combinación de cargas actuante el cumplimiento de la ecuación 8.

En la aplicación de este procedimiento uno de los aspectos más complicados está en la estimación del coeficiente de seguridad ϕ, que permita establecer las relaciones:

$$P_u = \phi P_n$$
$$M_{ux} = \phi M_{nx}$$
$$M_{uy} = \phi M_{ny}$$

Antes de las modificaciones impuestas por la versión del código del ACI 318 en el 2002, el problema se resolvía con sencillez pues era posible plantear que (NILSON 1999):

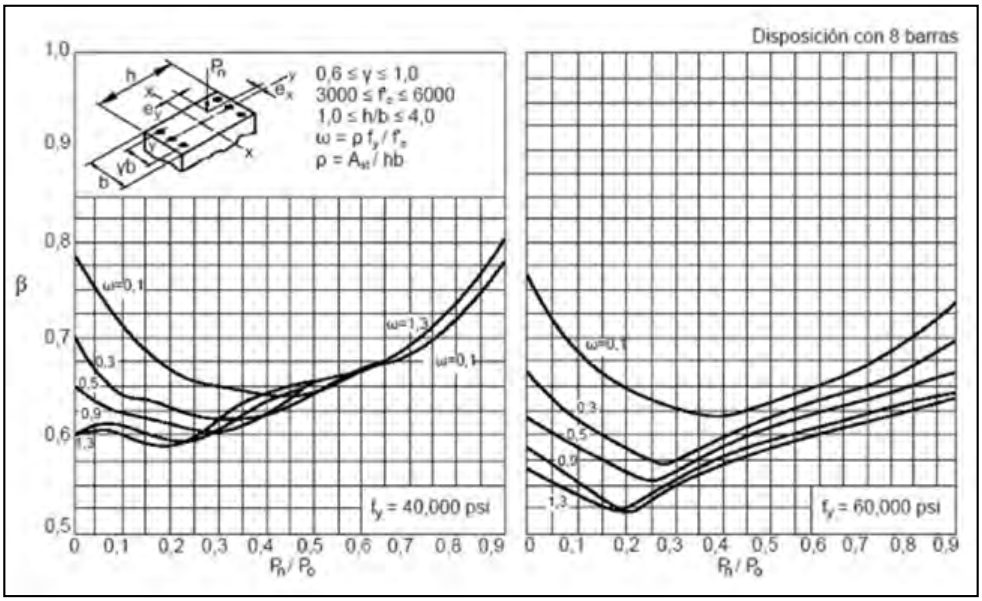


Figura 9. Constante β para secciones a flexo-compresión biaxial. (PCA 2002).

$$\left(\frac{\phi M_{nx}}{\phi M_{nox}}\right)^{\frac{\log 0,5}{\log \beta}} + \left(\frac{\phi M_{ny}}{\phi M_{noy}}\right)^{\frac{\log 0,5}{\log \beta}} \leq 1$$

Y como ϕ era prácticamente constante en toda la sección entonces la expresión se simplificaba a:

$$\left(\frac{M_{ux}}{M_{uox}}\right)^{\frac{\log 0,5}{\log \beta}} + \left(\frac{M_{uy}}{M_{uoy}}\right)^{\frac{\log 0,5}{\log \beta}} \leq 1$$

Como, a partir de ACI 318-2002, ϕ es variable en función de la deformación del acero mas traccionado, ha quedado demostrado en el acápite anterior y expuesto en las figuras 7 y 8, que para cargas menores que la balanceada la simplificación expuesta no puede aplicarse pues este coeficiente es diferente para la sección bajo flexo-compresión recta, cuando actúan M_{uox} y M_{uoy}, a cuando se presenta la flexo-compresión esviada y actúan M_{ux} y M_{uy}.

Sin embargo en los Manuales del ACI para el diseño de columnas, SP-17-09-07 (EVERARD 2007) se sugiere que "Para el diseño, si cada término de la ecuación (7) se multiplica por ϕ la ecuación no cambiará. Entonces M_{ux}, M_{uy}, M_{uox} y M_{uoy} pueden hacerse corresponder a ϕM_{nx}, ϕM_{ny}, ϕM_{nox} y ϕM_{noy} respectivamente y puede ser empleados preferiblemente en la expresión original". Esta afirmación conduce a una respuesta semejante a la aplicada antes del 2002, lo que puede generar confusión, pues se ha demostrado que subestimar la variación del coeficiente ϕ para la ocurrencia de momentos biaxiales provoca soluciones inseguras.

La significación de esta problemática y su implicación en los procedimientos se ilustran en los siguientes ejercicios:

Ejercicio 1

Compruebe si una sección rectangular de *40 x 60cm²*, $f_c' = 25MPa$ y armada con *8 barras No. 25* y *G – 60* distribuidas en el perímetro de la sección resiste las siguientes cargas:

$P_u = 600kN$ $\quad M_{ux} = 300kN.m$ $\quad M_{uy} = 160kN.m$

La columna es prefabricada y está situada en una zona de agresividad media, por lo que el recubrimiento efectivo es *3,5cm* y el mecánico de las barras $d' = d_s = 5,73cm$.

1. Cálculo de M_{nox} y M_{noy} considerando flexo – compresión recta

A continuación se obtendrán los valores de M_{nox} y M_{noy} para la carga de cálculo $P_u = 600kN$, lo que permitirá tener una clara apreciación del valor del coeficiente ϕ para cada caso, pues puede ocurrir que difieran entre si y sobre todo que sea diferente y menor para la combinación de M_{ux} y M_{uy}

a) Para el cálculo de M_{nox} $\quad b = 40cm$ y $h = 60cm$

Se construye un Diagrama de Interacción considerando refuerzo perimetral $A_{st} = 40,8cm^2$, que se muestra en la figura 10a

Entonces para $P_u = 600kN$ y $P_n = \frac{P_u}{\phi}$

Puede apreciarse que la sección está en tracción controlada y $\phi = 0,9$, por lo que:

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{600}{0,9} = 666,67kN$$

Entonces del Diagrama de Interacción se obtiene, como muestra la figura 10a, que $M_{nox} = 569kN.m$

b) Para el cálculo de M_{noy} $b = 60cm$ y $h = 40cm$

Se construye un DI considerando refuerzo perimetral $A_{st} = 40,8cm^2$, que se muestra en la figura 10b y se obtiene con $P_n = 666,67kN$ $M_{noy} = 344kN.m$

2. Cálculo de β

Obteniendo $P_o = 6814kN$ en el DI, puede calcularse:

$$\frac{P_n}{P_o} = \frac{666,67}{6814} = 0,098$$

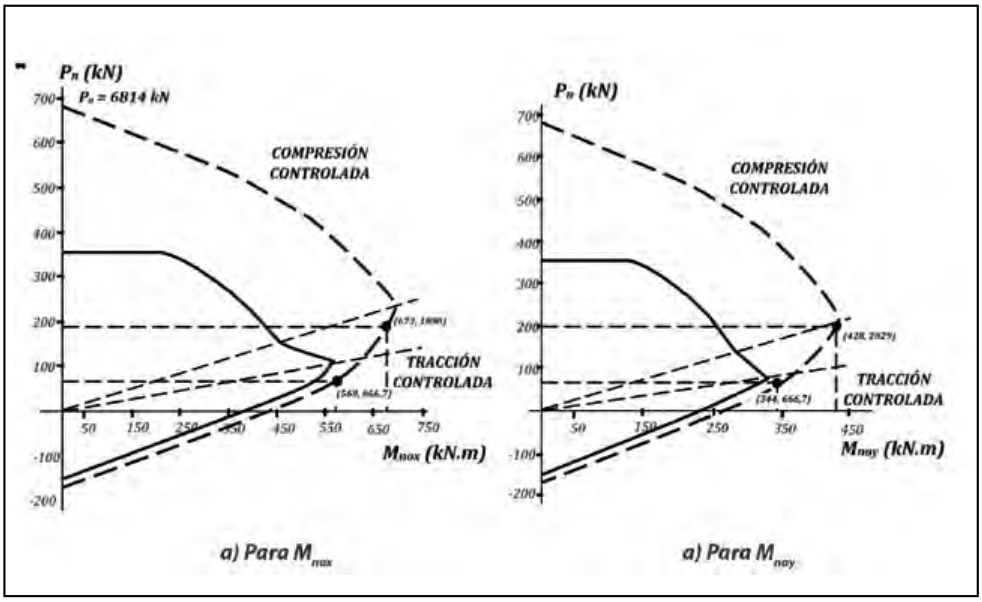


Figura 10. Diagramas de Interacción para flexo-compresión recta. Ejercicios.

Y además:

$$\omega_t = \frac{A_{st} f_y}{b h f_c'} = \frac{40{,}8 \cdot 420}{40 \cdot 60 \cdot 25} = 0{,}286$$

Y en la figura 9 para el *G-60*, se obtiene $\beta = 0{,}625$

3. Comprobación por el Método de Contorno de Carga del PCA

Debe cumplirse que:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^{\frac{\log 0{,}5}{\log \beta}} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^{\frac{\log 0{,}5}{\log \beta}} \leq 1$$

Donde:

$$\beta = \frac{\log 0{,}5}{\log \beta} = 1{,}475$$

Si se considera que bajo la combinación de M_{ux} y M_{uy} la sección estará también en tracción controlada se calcula:

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} = \frac{300}{0{,}9} = 333{,}33 kN \cdot m$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi} = \frac{160}{0{,}9} = 177{,}78 kN \cdot m$$

Y finalmente se comprueba:

$$\left(\frac{333{,}33}{569}\right)^{1{,}475} + \left(\frac{177{,}78}{344}\right)^{1{,}475} = 0{,}832 < 1$$

Respuesta que refleja que la sección resiste holgadamente las solicitaciones actuantes. Pero si se compara este resultado con lo reflejado en la figura 7, donde se realizó un cálculo más preciso, se concluye que este último falsea la resistencia de la sección, lo que se debe a que bajo las cargas actuantes el valor de ϕ es menor que el de 0,9 asumido. Realmente es mucho menor, $\phi = 0{,}787$.

Más evidente se hace esta contradicción resolviendo el ejercicio para $M_{ux} = 350 kN.m$, que como se ilustra en la figura 7a conduce al agotamiento de la sección. Si se sigue el procedimiento descrito:

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} = \frac{350}{0{,}9} = 388{,}89 kN \cdot m$$

Y finalmente se comprueba:

$$\left(\frac{388{,}89}{569}\right)^{1{,}475} + \left(\frac{177{,}78}{344}\right)^{1{,}475} = 0{,}948 < 1$$

Resultado que haría pensar que la sección resiste lo que es falso, pues se tomó erróneamente $\phi = 0{,}9$. Una solución podría ser tomar conservadoramente $\phi = 0{,}65$. Para lo que:

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} = \frac{350}{0{,}65} = 538{,}46 kN \cdot m$$

Y finalmente se comprueba:

$$\left(\frac{538{,}46}{569}\right)^{1{,}475} + \left(\frac{177{,}78}{344}\right)^{1{,}475} = 1{,}532 > 1$$

Que como se esperaba también se aleja de la realidad pero conservadoramente, aunque seguro.

Ejercicio 2

Compruebe la sección anterior si las cargas actuantes son:

$P_u = 1380kN$
$M_{ux} = 300kN.m$
$M_{uy} = 130kN.m$

Desarrollando los mismos pasos que en el ejercicio anterior se obtienen los siguientes resultados, que se reflejan en la figura 10:

Considerando que la sección está en compresión controlada y $\phi = 0{,}65$, por lo que:

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{1380}{0{,}65} = 2123 kN$$

Sin embargo se comprueba que la sección está realmente en la zona de transición y por tanto $\phi > 0{,}65$. Después de varios tanteos se obtiene que:

Para el momento sobre el eje *x*: $\phi = 0{,}73$ y $M_{nox} = 673kN.m$
Para el momento sobre el eje *y*: $\phi = 0{,}68$ y $M_{noy} = 428kN.m$

Para calcular β surge la disyuntiva de que valor de ϕ escoger para obtener la relación $\frac{P_n}{P_o}$, si se toma el menor:

$$\frac{P_n}{P_o} = \frac{2029{,}4}{6814} = 0{,}297$$

Y en el gráfico de la figura 9 puede apreciarse que para $\frac{P_n}{P_o} \leq 0{,}3$ el valor de β mayor y por tanto más desfavorable es que esta relación $\frac{P_n}{P_o}$ sea lo menor posible, por lo que se tomará entonces:

$$\frac{P_n}{P_o} = \frac{1890{,}4}{6814} = 0{,}277 \quad \text{y} \quad \beta = 0{,}58$$

En la comprobación final puede presumirse con suficiente certeza que para la flexo-compresión biaxial $\phi = 0{,}65$, por lo que los cálculos se plantean como:

$$\beta = \frac{\log 0{,}5}{\log \beta} = 1{,}272$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} = \frac{300}{0{,}65} = 451{,}58kN \cdot m$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi} = \frac{130}{0{,}65} = 200kN \cdot m$$

Y finalmente se comprueba:

$$\left(\frac{451{,}58}{673}\right)^{1{,}272} + \left(\frac{200}{428}\right)^{1{,}272} = 0{,}999 < 1$$

Resultado que se corresponde con lo logrado a través de las hojas de cálculo y que se refleja en la figura 7c.

5. CONCLUSIONES

1. Las hojas de cálculo en MathCAD son un recurso ventajoso para la solución de problemas de flexo-compresión biaxial pues combinan su sencillez y asequibilidad con un riguroso procedimiento para los cálculos, ofreciendo una respuesta racional y confiable.
2. La variación del factor de reducción de la capacidad resistente de la sección ϕ, en las secciones bajo la flexo-compresión axial añade un nuevo elemento a la compleja solución de este tipo de problema. Esta situación se hace muy significativo para cargas menores que la balanceada cuando el valor de resulta mayor para momentos uniaxiales, M_{nx} o $M_{ny} = 0$, que para biaxiales.
3. En la aplicación del Método del Contorno de Carga debe tomarse en cuenta:

   a) Si bajo la acción de momentos uniaxiales, M_{nox} y M_{noy}, la sección trabaja en la ZONA DE TRANSICIÓN, debe calcularse:

   $$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0{,}65} \qquad M_{ny} = \frac{M_{uy}}{0{,}65}$$

   b) Si bajo la acción de momentos uniaxiales, M_{nox} y M_{noy}, la sección trabaja en TRACCIÓN CONTROLADA, debe calcularse:

   $$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0{,}75} \qquad M_{ny} = \frac{M_{uy}}{0{,}75}$$

   Es una propuesta segura y no muy conservadora.
4. Los métodos aproximados deben emplearse con reservas y solo para soluciones preliminares, sobre todo ante cargas axiales menores que la balanceada.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Concrete Institute (2014). *Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)* y *Comentario (ACI 318SR-14)*. Detroit, MI (EE UU): American Concrete Institute (ACI).

Bresler, B. (1981). *Concreto Reforzado en Ingeniería*. México DF: Ed. LIMUSA.

Ehsani, M. (1986). CAD for columns. *Concrete International*, vol. 8, nº 9, pp. 43-47.

Everard, N.J., e Issa, M. (2007). Chapter 3: Short Column Design SP-17-09-07, en *ACI Design Handbook*. Farmington Hills, MI (EE UU): American Concrete Institute (ACI).

Jiménez Montoya y otros (2000). *Hormigón Armado*. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, S.L.

Nilson, H.A., y Darwin, D. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. 11ª edición. Ed. McGraw Hill.

Nilson, H.A., y Darwin, D. (2004). *Design of Concrete Structures*. 13ª edición. Ed. McGraw Hill.

Park, R., y Paulay, T. (1979). *Estructuras de Concreto Reforzado*. México DF: Ed. LIMUSA.

Portland Cement Association (2013). *Notes on ACI 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications*.

Puertos y Costas

Líneas de actividad

Planificación y gestión de la costa y del mar

Estudio de actuaciones de la costa y en el mar

Monitorización costera y marina

Medio ambiente

Fields of Activity

Planning and Management for Coastal Zones and Sea Waters

Studies of Actions on Coastal Zones and Sea Waters

Coastal and Maritime Monitoring

Environment

CEDEX
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
http://www.cedex.es

La ingeniería y la historia portuaria. La formación de un ingeniero en Roma

Engineering and Port History. The Formation of a Roman Engineer

José M. de la Peña Olivas[1*]

Resumen

En este artículo se da un breve repaso al desarrollo del conocimiento de la ingeniería portuaria en la antigüedad que han ido aportando los propios ingenieros modernos. Además, se dan unas pinceladas de lo que se conoce de las especialidades de ingeniería en la antigüedad romana.

Palabras clave: Historia, ingeniería portuaria, ingeniero, arquitecto, antigüedad, Roma.

Abstract

This article aims to provide a brief review of the development of port engineering knowledge in antiquity, which modern engineers have been contributing to. In addition, some brushstrokes of what is known about the engineering specialties in Roman antiquity are given

Keywords: *History, port engineering, engineer, architect, antiquity, Rome.*

1. INTRODUCCIÓN

A veces parece que las disciplinas como son la ingeniería portuaria o costera y la historia o arqueología son totalmente divergentes sin ningún contacto o relación. Pero, muchos trabajos de ingeniería y de historia ponen de manifiesto la interrelación existente entre la gestión ambiental, portuaria y litoral, y el legado portuario y de señalización marítima. Esta necesidad misma lo requiere cualquier estudio de evaluación medioambiental. Y lo primero que preocupa a un gestor ambientalista es conocer cómo gestionar este patrimonio. Para ello hay que conocer, lo más a fondo posible cuál era la técnica que se usó en aquella época, cuál fue el grado de desarrollo que se alcanzó en este campo portuario. Y unido íntimamente a ello se encuentra la arqueología en la gestión medioambiental como se puso de manifiesto en las prospecciones arqueológicas y restauración del faro de La Coruña, o Torre de Hércules, llevadas a cabo por la entonces Dirección General de Costas en 1992, o trabajos todavía en curso en 2017 como el Torre La Sal en Castellón.

La ingeniería marítima que fue desarrollándose en la antigüedad se ciñe a dos aspectos diferentes y conjugados: los puertos como estructura marítima y los faros o señales marítimas como sistemas de ayuda a la navegación. Y que en ocasiones han desaparecido sus huellas bajo las infraestructuras que han ido desarrollándose a lo largo de la historia, y el poco valor que se las dio por falta de conocimiento

* Autor de contacto: Jose.M.Pena@cedex.es

[1] Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Consejero Técnico de Estudios Ambientales del Área de Costas del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX.

2. LA INGENIERÍA Y LA HISTORIA PORTUARIA

Cuando el ingeniero de hoy en día se enfrenta con un problema costero o portuario que afecte al medio ambiente o aspectos relacionados con éste, debe estar preparado para distinguir aquellos bienes que forman parte del conjunto patrimonial y ambiental como son los restos arqueológicos, para saber valorarlo en su justo término, darles la protección medioambiental que requieren y meterlos dentro del problema o situación medioambiental para así ser tenido en cuenta en las soluciones a adoptar y en la gestión del medio.

Existen diversos ejemplos que podrían ilustrar la afirmación vertida en el párrafo anterior. Baste como colación un problema costero surgido hace ya años, al que desgraciadamente no se le ha dado la solución, posiblemente que requiere. En 1990, la Dirección General de Puertos y Costas, a través de la Jefatura de Costas de Almería, requirió del CEDEX un informe técnico que aclarase y solucionase un problema surgido en la playa de Roquetas de Mar, conocida como la Laja del Palo. Este trabajo fue encargado al ingeniero de caminos, canales y puertos José Manuel de la Peña. Una vez analizado el problema, que era que se producía una socavación localizado en la playa. El informe técnico no llegó a un fin satisfactorio, dado que se pretendía solucionar solamente abstrayéndose a la ingeniería costera más pura.

Pero el autor del informe técnico, no cejó en el empeño de conocer cuál era en origen, hallando que la llamada Laja, no era ni más ni menos que un dique romano, hoy en día reconocido como de hormigón en masa realizado probablemente en los albores de nuestra era y que colapsó por socavación de pie, tal y como apareció algún tiempo después en una revista especializada de arqueología (Peña y Prada 1995), mostrando la batimetría realizada

Figura 1. La Laja del Palo en Roquetas de Mar, obsérvese el mordisco dado a la playa en 1991.

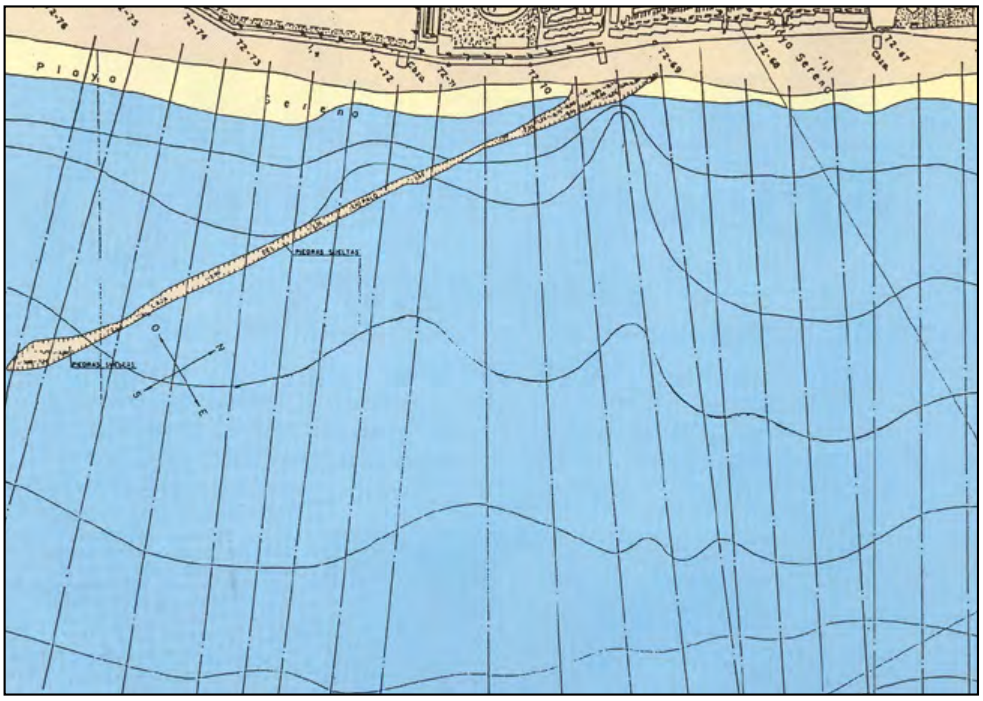


Figura 2. Batimetría de la Laja del Palo donde se observa la traza del dique romano de Murgi (Peña y Prada 1995).

de la zona la traza clara de un dique. Aunque este trabajo requeriría un estudio más profundo interdisciplinario que corroborase o refutase su origen y ahondase en su conocimiento.

Este es un claro ejemplo de cómo el patrimonio cultural y restos arqueológicos deben estar presentes en la actividad de un ingeniero, en especial si éste se dedica a la gestión medioambiental portuaria y litoral. Otro ejemplo más reciente es el estudio de un posible puerto en Torre La Sal cercano a Oropesa en Castellón; si bien, aquí parecen implicadas tanto las autoridades y técnicos costeros como los historiadores y arqueólogos (Peña y Antón 2014, Peña et al. 2015).

Dentro de la actividad portuaria un aspecto cada día más relevante es el patrimonio portuario, y sin duda resulta difícil gestionar éste, si no se conoce. Y se pone mucho más de manifiesto cuando el puerto pretende ampliarse, y necesita una evaluación de impacto ambiental, entonces aquí entra de lleno el estudio arqueológico y patrimonio portuario afectado. Ejemplo de ello fue la ampliación que la Autoridad Portuaria de Valencia realizó con el puerto de Sagunto. Para ello, se requirió hacer un estudio medioambiental en el que figuraba prospecciones arqueológicas. En ellas se detectó, estudió y analizó el puerto romano de Sagunto, cuyas prospecciones llevó a cabo el arqueólogo Carlos de Juan, y dio lugar a una ponencia en las VII Jornadas Españolas de Costas y Puertos en Almería (Juan et al. 2003). Se determinó la técnica constructiva y las fases evolutivas de desarrollo del puerto, que ha sido determinante para conjugar desarrollo portuario con gestión medioambiental y del patrimonio histórico.

Estos precedentes ponen de manifiesto la importancia que el estudio de los puertos y señales marítimas tiene para la gestión de la franja costera, unido a la dificultad

Figura 3. Canales de acceso al puerto prerromano de Torre La Sal.

que el análisis de restos subacuáticos tiene para los técnicos, necesitando equipos ínter disciplinares que aborden con seriedad los estudios. Pero para ello debe saberse la técnica y método constructivo que ayude a identificar, estudiar y restaurar, en su caso, el patrimonio cultural portuario y marítimo. Un avance importante es el inventario de los posibles puertos y faros en la antigüedad que recientemente ha publicado el Ministerio de Fomento (Peña 2016).

Para abordar grandes trabajos y estudios en los que se encuentran implicadas gran cantidad de variables, como son los estudios del medio litoral, la gestión portuaria o la medioambiental, es necesario implicar a gran variedad de sectores profesionales. Pero esta sectorialización no implica que cada uno de los sectores solo sepa de su ámbito, más bien al contrario; debe tener un conocimiento de otras disciplinas para que entre ellos haya un solapamiento dando así el rendimiento requerido.

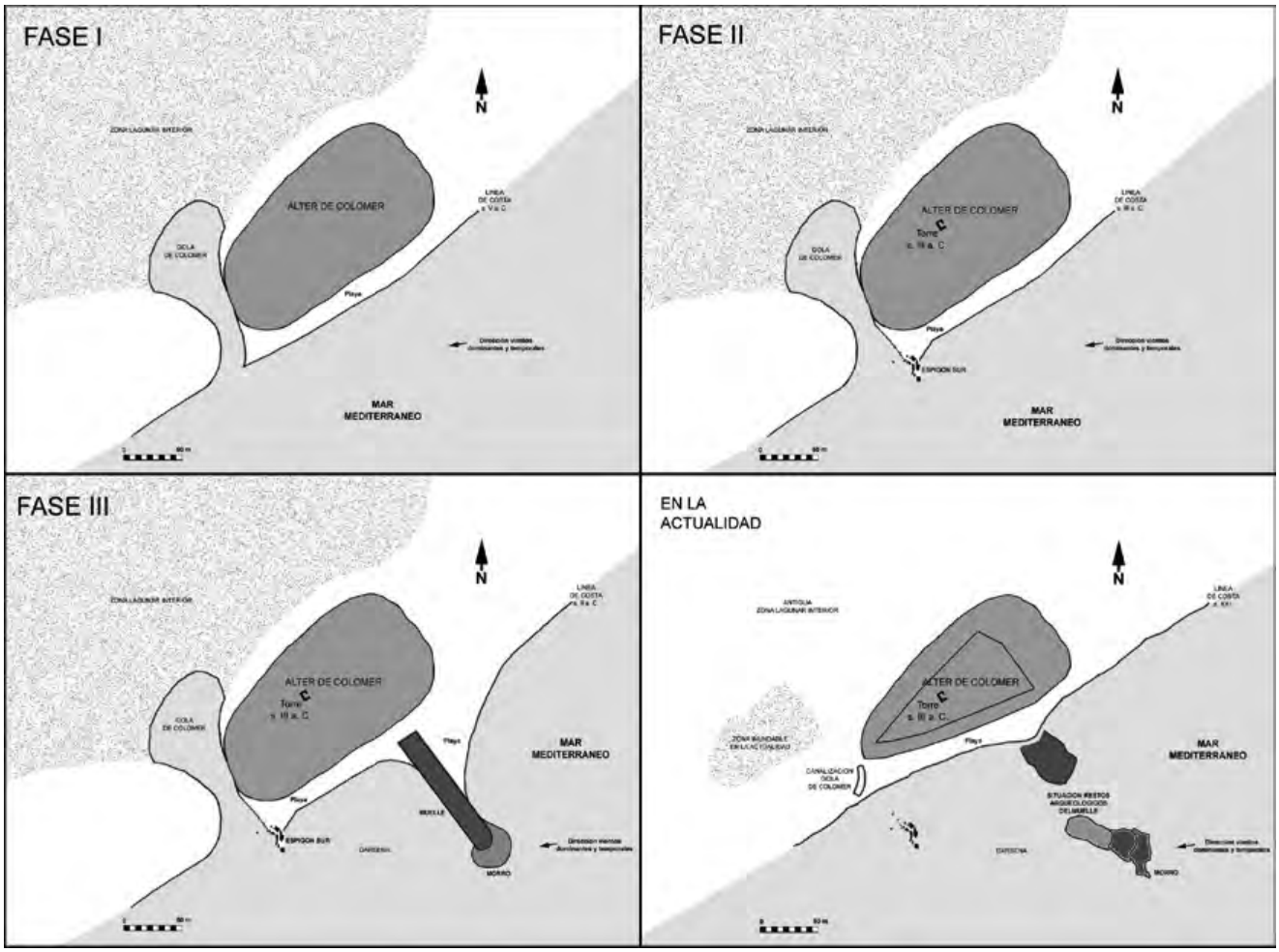


Figura 4. Fases del desarrollo del puerto romano de Sagunto (Arse-Saguntum) (Juan, Prada y Peña 2003).

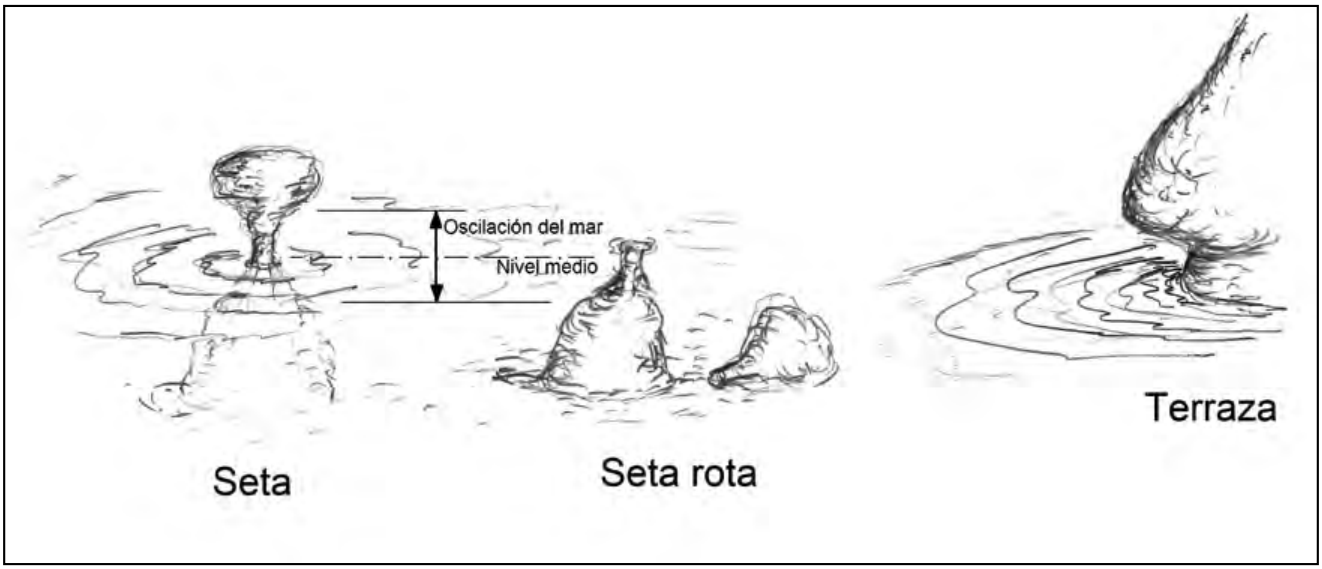


Figura 5. Formaciones de "setas" y "terrazas" esculpidas en la roca por el mar, cuando la carrera de marea es muy pequeña.

Un ejemplo claro llevado a la práctica es el estudio y evolución de la línea de costa, que dependiendo del grado de lejanía necesita unos datos u otros. Dependiendo del periodo que se quiera abarcar en los estudios de evolución costera, se suelen clasificar en estudios (Peña et al. 2002):

- Corto plazo en el tiempo
- Medio plazo en el tiempo
- Largo plazo en el tiempo

Estos tres adjetivos, corto, medio y largo, son muy genéricos, por lo tanto, se pueden definir cada uno de estos tres grupos, no solamente en función del periodo de años abarcado en cada estudio, sino también en función de la fiabilidad y disponibilidad de las fuentes de consulta.

Así, estudios de evolución a corto plazo son aquellos que se realizan empleando una cartografía bien referenciada y abarcando un período de tiempo máximo de 100 años. Los de evolución a medio plazo son los que para su ejecución se utilizan planos y mapas de antigüedad mayor a un siglo, que no están bien geo-referenciados y que presentan errores de una cierta importancia cuando los comparamos cartográficamente entre sí. Los estudios de evolución a largo plazo son aquellos en los que apenas se dispone de material cartográfico que cubra el periodo de tiempo a estudiar, teniendo que buscar información alternativa mediante la adopción de una metodología interdisciplinaria (Rambaud et al. 2001). El primer aspecto importante a la hora de iniciar la investigación de un proceso evolutivo en la costa a largo plazo es saber de qué fuentes se dispone, su fiabilidad y el empleo que se puede hacer de ellas. Dentro de su diversidad se pueden clasificar de la forma siguiente:

1. Formaciones geológicas.
2. Estructuras geomorfológicas.
3. Restos arqueológicos.
4. Descripciones escritas.
5. Otras fuentes gráficas antiguas.
6. Trabajos de campo.

Por tanto, es imprescindible contar con datos como los que da la arqueología para conocer la evolución de la costa a medio a largo plazo, campo importante en la gestión medioambiental del litoral. Pero en otros aspectos mucho más técnicos y más candentes en la actualidad, como es el cambio climático y ascenso o descenso del nivel del mar, hay que acudir a técnicas como la arqueología o geología para obtener una serie lo suficientemente alejada en el tiempo de las variables que lo definen. Ejemplo de ello se hallan en las formaciones rocosas que se producen por el contacto continuado del mar sobre rocas duras que constituyen mordiscos que forman franjas erosivas muy características y muestran la franja de oscilación que ha tenido el nivel del mar en aquellos puntos cuando los mares son micro mareales (con carreras de marea muy pequeñas como las que se producen en el mar Mediterráneo). Formaciones características de este tipo son las llamadas setas, comunes en la Costa Brava o las terrazas de acantilados, también comunes en todo el frente acantilado español mediterráneo. Las primeras acaban partiendo quedando en el fondo bloques característicos en forma de peras y dejando pequeñas agujas cuya punta casi alcanzan la superficie.

3. EL INGENIERO Y LA HISTORIA PORTUARIA

Adentrarse en el conocimiento de la técnica y realizaciones de nuestros antepasados está ya muy arraigado dentro de ser del Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; baste recordar a Eduardo Saavedra, a Pedro Pérez de la Sala, a José Antonio Fernández Ordóñez o a Modesto Vigueras. También lo está en grandes ingenieros extranjeros como Gaston Jondet, Du-Plant Taylor, Leopold Halliday, Douglas G. Inman, Blackmann, Arth De Graaw o Leopoldo Franco. Todos estos antecesores en el estudio de los puertos en la antigüedad atestiguan la dualidad existente para muchos y grandes insignes ingenieros entre la ingeniería "pura" y el conocimiento de la ingeniería, portuaria y de señalización marítima que se hacía en el pasado.

El día 28 de diciembre de 1862, el ingeniero de caminos, canales y puertos Eduardo Saavedra subía al estrado para dar el discurso de entrada en la Real Academia de la Historia. A poco de comenzar de su disertación, dijo:

"... habéis querido perpetuar el estudio de la antigua geografía; y persuadidos de que no puede hacerse sin reunir a la erudición literaria los conocimientos científicos, habéis ido a buscar estas condiciones en el seno de una corporación que ha llenado nuestro suelo de los pacíficos trofeos de la civilización y el progreso. Otros más dignos hubieran podido representar con mayor lucimiento que se merece, al cuerpo de Ingenieros de Caminos; pero ya que la casualidad me puso ante vosotros en el momento oportuno, dejad que mirándome tan solo como el delegado de mis compañeros en este sitio, os tribute a su nombre las gracias que por mi parte me atrevería apenas a articular... "

A lo largo de su discurso, va reafirmando y abriendo como buen ingeniero el camino del conocimiento del quehacer de la ingeniería antigua, y muy especialmente de los puertos, página 8 a la 13 de su discurso, para proseguir en las tres páginas siguientes con los faros antiguos, y continuar con su faceta más apreciada que eran las calzadas y caminos romanos.

No mucho tiempo después, en 1886, Pedro Pérez de la Sala publica su libro "Tratado de las construcciones en el mar", que fue durante mucho tiempo libro de clase en la Escuela de Caminos Canales y Puertos, entonces solo en Madrid. En él, Pedro Pérez de la Sala dedica la primera parte del capítulo 12, "Formas y trazados de los diques, a analizar los puertos en la antigüedad". Incluyendo, así, dentro de la materia a estudiar y conocer para el diseño de los dique por los alumnos de la Escuela Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, el conocimiento que tenían de esto los antiguos En esta parte del capítulo aparecen los apartados dedicados a: "Puertos en la antigüedad, Tiro, Cartago, Atenas, Alejandría, Ostia, y los sistemas de construcción de los antiguos".

También, mucho tiempo después, un gran portuario, excelente profesor y mejor persona, Modesto Vigueras, publica en 1979 "La tecnología portuaria en el siglo de oro español", editado por la Dirección General de Puertos y Costas, lo que indica la inquietud de la administración sobre esta materia para aumentar el conocimiento de lo antiguo. Modesto Vigueras dedica el segundo capítulo completo al análisis de los puertos en la época antigua; comenzando por el nacimiento de los puertos y finalizando por los puertos en España.

Es de destacar el libro sobre faros escrito por Sánchez Terry (1991), un completísimo trabajo y muy bien documentado, que abre las puertas al conocimiento del desarrollo de los faros desde el comienzo de la humanidad. La tesis doctoral de Peña de 2005, "Sistemas de señalización marítima en la antigüedad clásica", aborda los faros como una red de ayuda a la navegación y vigilancia.

En la misma línea de conocimiento se hallan numerosos ingenieros y técnicos extranjeros. En este trabajo se deja aparte todos aquellos especialistas sobre los puertos en la antigüedad como Halliday, Bartochi, Raban, Oleson, o Frost, para centrarse en aquellos técnicos portuarios y costeros que han dedicado una parte importante de su trabajo a investigar, estudiar y dar a conocer la ingeniería portuaria en la antigüedad. Mención especial merece M. Gaston Jondet, Jefe de Ingenieros de Puertos y Faros de Egipto, entre los años 1910 y 1915 que los sacó a la luz en una famosa publicación de 1916. Más tarde, Du-Plant y Taylor en 1949 publica el libro "The design, construction and maintenance of docks, wharves and piers", y dedicando el primer capítulo a estudiar la historia occidental de los puertos. Aunque

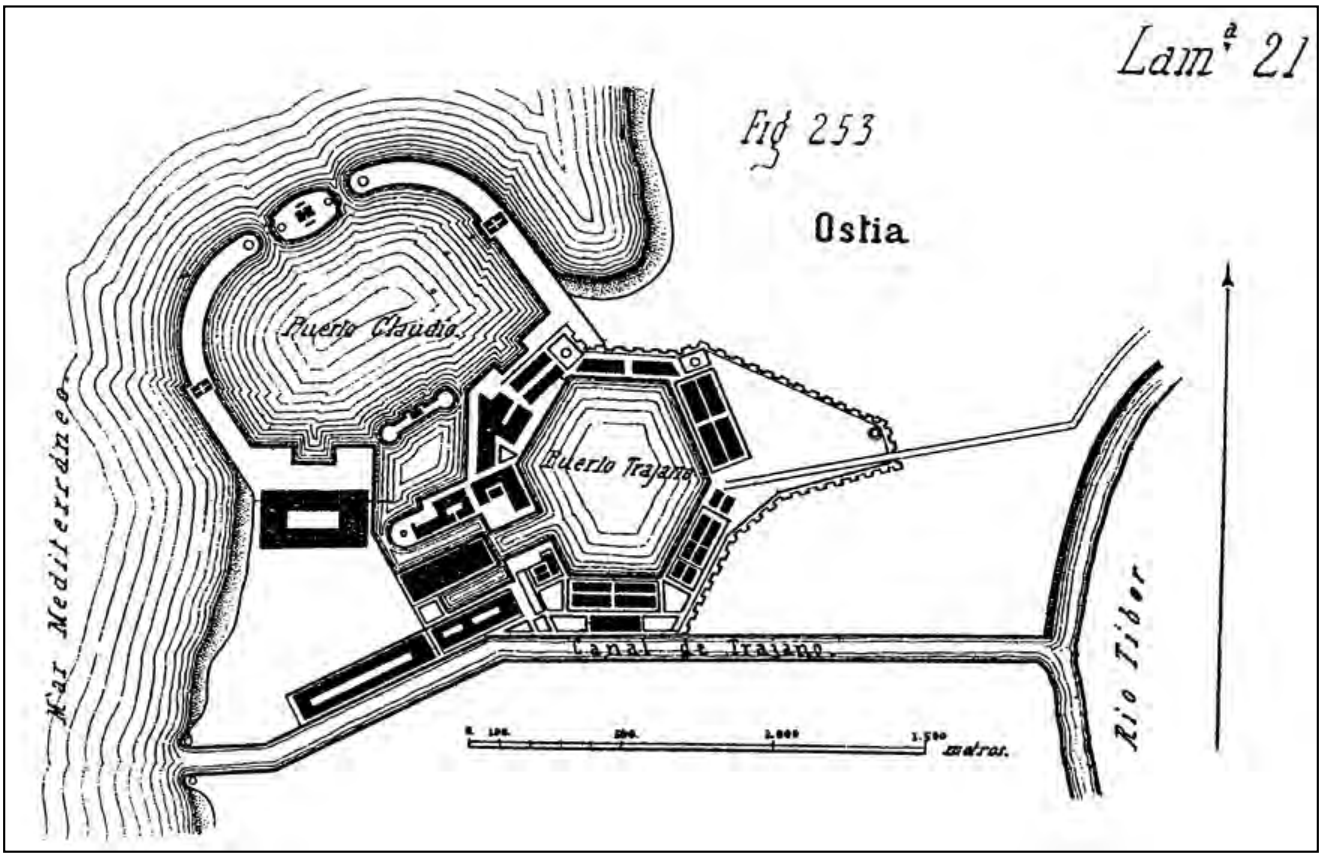


Figura 6. Puerto Augusto de Ostia según el libro de Pedro Pérez de la Sala (1886).

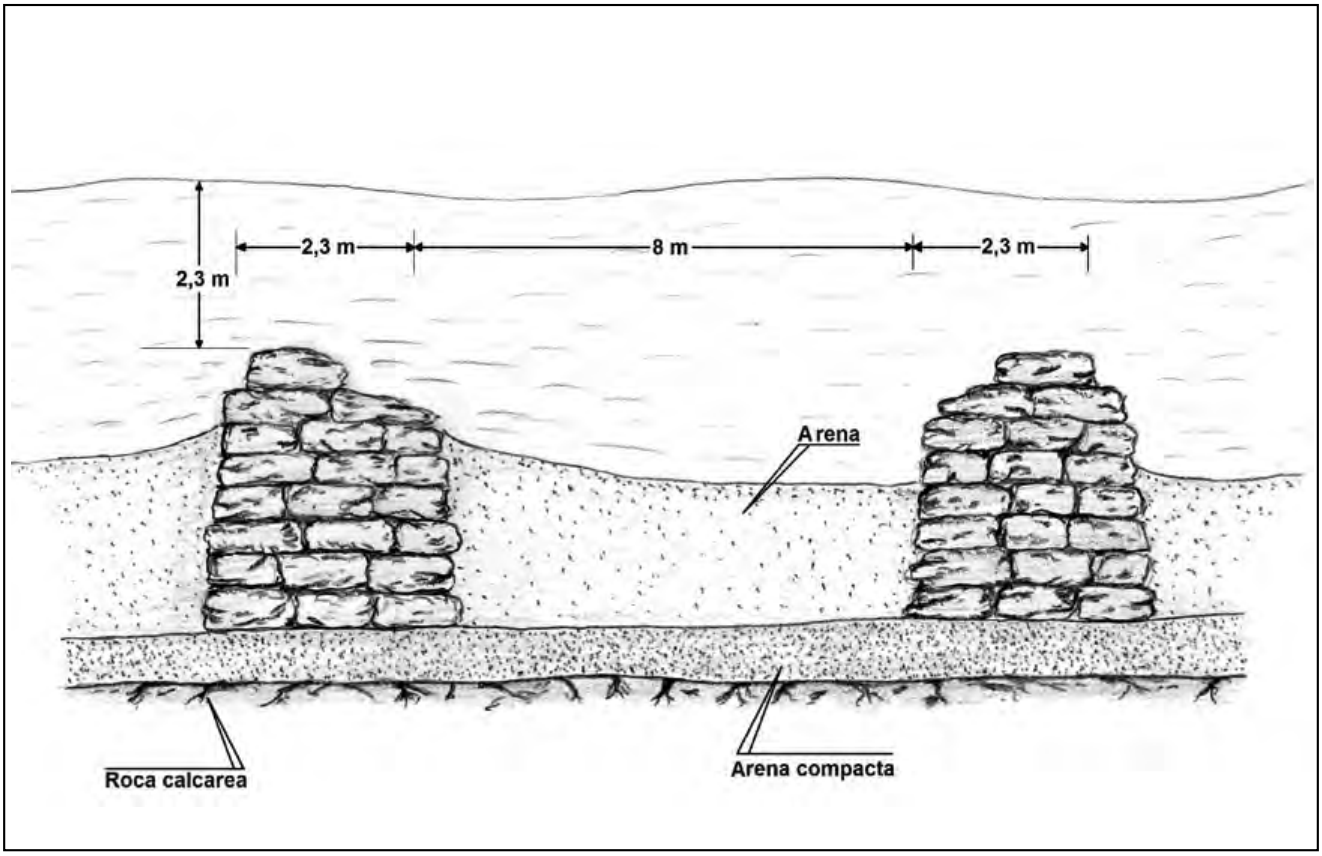


Figura 7. Sección transversal de los restos de muelle del antiguo puerto de Faros, según dibujos de Gaston Jondet (1916).

breve, de 24 páginas, este capítulo contiene rasgos y facetas muy importantes para el desarrollo del estudio de los puertos en la antigüedad: Propone una primera ordenación del desarrollo histórico de la ingeniería portuaria y clasifica la tecnología portuaria por las culturas de aquellos tiempos, finalmente debe resaltarse el tratamiento técnico que da al estudio, similar al que se encuentra el libro de Pérez de la Sala.

En el año 1974, el insigne ingeniero de costas Douglas L. Inman presenta en el Congreso Internacional de Ingeniería de Costas, celebrado en Copenhague, una ponencia denominada "Ancient and modern harbors: a repeating phylogeny", en la que da un repaso exhaustivo de todas las culturas antiguas que han ido forjando el desarrollo de la ingeniería portuaria en la cuenca mediterránea. El último párrafo de su ponencia evidencia a las claras la dualidad conceptual entre técnica y conocimiento histórico, diciendo:

> "... In view of man's present extensive intervention in the coastal zone, mostly based on "brute force" technology, a careful study of the ancients' ability to work with nature provides valuable insight for today's problems…"

En 1982, Blackman publica en dos partes su trabajo titulado "Ancient harbours in the Mediterránean" en el que presenta un escrupuloso trabajo sobre el conocimiento que se tiene de los puertos en la antigüedad mediterránea. La primera parte la dedica al estudio de las fuentes y datos, y distingue: los datos procedentes de la antigüedad, tanto escritos como gráficos; los datos procedentes de investigaciones modernas; y los datos que aportan las investigaciones recientes. La segunda parte de sus trabajos trata sobre un inventario de datos de las obras portuarias que han llegado a la actualidad, y lo divide en: Obras portuarias griegas y romanas; localización de los puertos romanos y griegos en el mar Mediterráneo; el asentamiento real de los puertos antiguos; diques; problemas de aterramiento; muelles; varaderos; dique secos y atarazanas; y faros. Blackman que es uno de los escritores e investigadores de puertos en la antigüedad más consultado y citado, no pasa del análisis del inventario, desde el punto de vista técnico de las obras portuarias de la antigüedad que han llegado a la actualidad. Para ello utiliza y analiza gran cantidad de datos; pero no aporta ninguna investigación ni interpretación propia que pudiera salir de esos datos. Además, se centra muy mucho en la cultura griega y romana englobando sobre ella el resto de los datos de otras culturas muy importantes como fueron la fenicia, cartaginesa, minoica y egipcia. De todas formas, sigue siendo un buen referente para todos los estudiosos de ingeniería portuaria en la antigüedad. En 2012, el trabajo de Peña, "Inventario de Puertos Antiguos en Hispania" obtiene un accésit al premio internacional García-Diego de la Fundación Juanelo Turriano, que editó el CEDEX-Ministerio de Fomento en el año 2016, continuando con ello la labor divulgativa de la ingeniería portuaria en la antigüedad.

En 1993, Leopoldo Franco, ingeniero civil y profesor de ingeniería de costas de las Escuelas Politécnicas de Milán y Roma presenta en el congreso Medcoast en Antalya (Turquía) una ponencia titulada "Ancient Mediterranean Harbours: a heritage to preserve", en ella hacía hincapié en los siguientes puntos: Evolución y restos de los puertos antiguos mediterráneos; protección y restauración de las estructuras marítimas antiguas; propuesta de museización de ellas. Este mismo autor prosiguió, con los estudios sobre

la ingeniería portuaria en la antigüedad en diversos trabajos publicados en 1993, 1994 y 1996. En este último año publica una nueva versión actualizada de "Ancient Mediterranean Harbours: a heritage to preserve", en la que introduce un estudio bastante completo sobre la evolución tecnológica de los puertos en la antigüedad, aportando el conocimiento como técnico e ingeniero a los hallazgos y restos de los puertos antiguos. Posteriormente, ha colaborado con Alberto Noli, profesor de Construcción Marítima en la Universidad de La Sapienza de Roma, en 2007 y 2009, y este último en solitario publica en 2014 un estudio sobre el puerto de Centum Cellae.

En 1996, el geólogo español Fernando Rambaud publica un trabajo titulado "Nueva hipótesis para la ubicación de Portus Gaditanus", que saca a la luz la ubicación exacta del famoso puerto satélite del de Gádir en el periodo romano, usando para ello una combinación de historia y técnica que él denomina geo-arqueología. Es interesantísimo el estudio que mediante fotografía hace del puerto y las estructuras hipodámicas que se aprecian de una estructura urbana antiguas. Este mismo autor ha trabajado con éxito en estudios de evolución de costa y portuaria de la costa gaditana, y Ampurias, contribuyendo al estudio sobre la metodología multidisciplinar a aplicar para el conocimiento de la evolución de la línea de costa a largo término (Peña et al. 2002).

Patricia M. Masters, ingeniera de costas, publicó en 1996 un artículo titulado "Paleocoslines, Ancient Harbors, and Marine Archaeology" en el que pone de manifiesto la relación existente entre la ingeniería de costas y los restos arqueológicos, dentro de un estudio multidisciplinar para conocer la evolución que ha ido produciéndose en la costa desde periodos remotos. En este trabajo recoge los estudios de Douglas L. Inman, su marido, que ya se han comentado. Y al igual que ocurre con el trabajo de su marido, el último párrafo de sus conclusiones es bastante claro en esa dualidad ingeniería e historia de la ingeniería:

> "... The archaeology of the coastal zone can extended our perspective to millennia, lead us to appreciate the impact of these natural processes, and may even enlighten our attempts to intervene in these processes…"

Resulta interesante, dentro de este contexto, el trabajo realizado por el italiano Enrico Felizi (1998) que tituló "La Ricerca sui Porti Romani in Cementicio: Metodi e Objettivi" que es un estudio muy completo sobre el método constructivo y uso del hormigón para obras portuarias realizadas en el periodo romano.

En 1999, el ingeniero de Arth Graauw publica un trabajo que titula "Port Engineering Aspects of the Magnus Portus in Alexandria", en él trata los aspectos puramente de técnica constructiva del puerto antiguo de Alejandría, analizando las estructuras portuarias y el clima marítimo que debían resistir, que sirve para comprender y restaurar lo que fue en toda su apoteosis el puerto de Alejandría con su famoso faro. Este mismo ingeniero inició la ardua tarea de inventariar todos los puertos en la antigüedad mediterránea, contando con la colaboración de diversos ingenieros y especialistas de diversos países. Este inventario es libre y puede consultarse en la página web http://www.ancientportsantiques.com, a él le acompaña una extensa documentación sobre el tema.

Dentro de este campo son importantes las contribuciones de técnicos como el arquitecto Brandon, verdadero especialista en hormigones romanos, con trabajos muy interesantes sobre el hormigón en los puertos romanos como el publicado en 2008 con otros especialistas como Oleson sobre el conjunto portuario de la bahía de Miseno. Dentro de este campo debe resaltarse los trabajos que ha realizado y realiza la Universidad de Southampton con Simon Keay, entre los que puede destacarse el efectuado en el puerto de Augusto de Ostia. También puede mencionarse la labor de colaboración entre diversas entidades como la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar y equipos de arqueología en lugares como La Coruña, en la Torre de Hércules, o en Castellón en Torre La Sal.

Finalmente, es de destacar la labor emprendida en este campo por la Unión Europea en el llamado "Proyecto Navis II" que tiene una página web, http://www2.rgzm.de/Navis2/Home/Frames.htm, con un gran número de estudios de puertos antiguos disponibles. Un referente en la labor divulgativa ha sido la Fundación de Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas que ha promovido cinco congresos, el primero en 2002, de las obras públicas romanas y la página de internet Trainanus.net, dirigida por Isaac Moreno Gallo que contiene un número importante de estudios de las obras públicas romanas, entre ellos de puertos y la organización administrativa.

4. LOS INGENIEROS Y SUS ESPECIALIDADES EN ROMA

Poco o muy poco se ha escrito de aquellos especialistas que en el periodo romano fueron artífices de grandes obras como el Puerto de Augusto de Ostia, la nivelación de todas aquellas vías que articulaban el imperio o de esos puentes que son admiración de todos nuestros contemporáneos. En estas breves líneas se trata de ellos, las especialidades que tenía y sus propias limitaciones.

4.1. Formación de especialistas

Cuando un ciudadano romano finalizaba sus estudios primarios, con preceptores en casa o en una escuela pública (Plinio El Joven, IV, 13), que en la Roma del siglo V a.C. estaban alrededor del Foro, como así cuenta Dionisio de Halicarnaso (XI, 28, 3):

> "A esta muchacha, que era casadera, la vio Apio Claudio, el jefe del decenvirato, mientras leía en casa del maestro (entonces las escuelas de los niños estaban alrededor del Foro)…"
>
> [Historia Antigua de Roma. Ed. Gredos. Trad. Elvira Jiménez y Ester Sánchez]

Tenían que elegir los estudios superiores que debían emprender. Podían optar por las muchas escuelas de retórica o complementarlas con estudios técnicos. La única fuente verdadera que nos indica cuales eran esos estudios técnicos que debía emprender el futuro "architectus" es, el inagotable, Vitruvio. En su primer libro de su obra que él tituló "Tratado de Arquitectura" según indica en su prefacio, sin duda mucho más acertado que el que luego le dieron, dedica su capítulo primero a "Qué es arquitectura y

Figura 8. Mosaico del arquitecto en el Museo del Bardo de Túnez (Foto cortesía de Manuel Durán).

qué cosas deben saber los arquitectos", siendo su primer párrafo concluyente:

> "Es la Arquitectura una ciencia que debe ir acompañada de otros muchos conocimientos y estudios Esta ciencia se adquiere por la práctica y por la teoría"
>
> [Los Diez Libros de Arquitectura. Ed. Iberia S.A. Trad. Agustín Blázquez]

Por tanto, para formarse como arquitecto romano, se requería tanto de estudios como de practicar en un taller de arquitectura y en obra. Siguiendo con lo que Vitruvio escribe, a continuación va explicando estos dos aspectos formativos necesarios del técnico (I, 1, 2):

> "La práctica es una continua y repetida aplicación del uso en la ejecución de proyectos propuestos La teoría, en cambio, es la que puede explicar y demostrar, de acuerdo con las leyes de la proporción y del razonamiento, la perfección de la obra ejecutada"
>
> [Los Diez Libros de Arquitectura. Ed. Iberia S.A. Trad. Agustín Blázquez]

Y en el párrafo siguiente desautoriza a aquellos arquitectos que solamente se han formado en los talleres de arquitectos, con la práctica diaria y a los otros que solamente tienen formación teórica (Vitruvio, I, 1, 3):

> "Por tanto, los arquitectos, que sin teoría y sólo con la práctica se han dedicado a la construcción, no han podido conseguir labrarse crédito alguno con sus obras, como tampoco lograron otra cosa que una sombra, no la realidad, los que se apoyaron sólo en la teoría"
>
> [Los Diez Libros de Arquitectura. Ed. Iberia S.A. Trad. Agustín Blázquez]

Y concluye escribiendo a continuación (Vitruvio, I, 1, 4):

> "como en todas las artes, muy especialmente en la Arquitectura hay dos términos: lo significado y lo que significa. La cosa significada es aquella de la que uno se propone tratar; y la significante, es la demostración desarrollada mediante principios científicos. De donde se deduce claramente que el que quiera llamarse arquitecto debe conocer a la perfección tanto una como otra"
>
> [Los Diez Libros de Arquitectura. Ed. Iberia S.A. Trad. Agustín Blázquez]

En este mismo capítulo, enumera cuales eran las materias necesarias a conocer por un arquitecto (Vitruvio, I, 1, 6):

1. Letras: "… para poder afirmar su memoria mediante los libros…"

2. Dibujo: "... para poder mostrar más fácilmente, mediante modelos dibujados, la figura de la obra que desea realizar…"
3. Geometría: "que le adiestra especialmente el uso de la regla y del compás, con cuyo auxilio traza mucho más fácilmente las plantas de los edificios y sabrá levantar a escuadra y a nivel las plantas de ellos…"
4. Óptica: "sabrá dar más rectamente la luz a los edificios…"
5. Aritmética: "calculará los costes de los edificios, pondrá en claro lo que importa cada elemento, y merced al cálculo y método aritmético, resolverá los difíciles problemas de las proporciones, mejor a veces que con la Geometría…"
6. Historia: "... le es necesario, puesto que muchas veces los arquitectos emplean en los edificios diversos ornatos, de cuyos temas deben dar razón a quien se lo pidiere…"
7. Filosofía: "presta al arquitecto elevación de miras, le impide ser altivo le hace por el contrario afable, justo, leal, y lo que es muy importante, exento de avaricia Trata además la Filosofía de la naturaleza de las cosas que en griego se llama "Fisiología" como la manera de conducir las aguas en su curso, pues en sus rodeos, en sus subidas y bajadas, en la diferencia de nivel y en las tuberías que la conducen entender el verdadero sentido de lo que sobre semejantes materias dejaron consignado en su libro Ctesibio, Arquímedes, y otros autores…"
8. Música: "para que pueda entender las leyes de las proporciones canónica y de matemática, a fin de poder dar la tensión debida a las ballestas, catapultas y escorpiones Así mismo en los teatros, los vasos de bronce, que se colocan por ley matemática según las diferencias de sonidos Por la misma razón nadie que desconozca la música podrá construir máquinas hidráulicas ni otros instrumentos semejantes…"
9. Medicina: "es necesario al arquitecto para conocer cuáles son los aspectos del cielo, que los griegos llaman "climas", las condiciones del aire y que propiedades tiene el agua…"
10. Leyes y derecho: "que regulan la medianería de paredes, las servidumbres de goteras, de desagüe de albañales y de luces lo legislado sobre conducciones de agua y sobre otros extremos Estos conocimientos jurídicos le darán capacidad para aconsejar prudentemente a propietarios y maestros de obras; pues en efecto, si los contratos están redactados competentemente, unos y otros estarán a cubierto de fraudes…"
11. Astrología: "… se conoce el Oriente, el Occidente, el Mediodía, y el Septentrión, así como la constitución celeste, los equinoccios, los solsticios, y el curso de los astros, ya que quien no supiere estas cosas no podrá entender la teoría de los relojes de sol…"

[Los Diez Libros de Arquitectura.
Ed. Iberia S.A. Trad. Agustín Blázquez]

Finaliza la descripción de las materias necesarias que conozca un arquitecto con unas frases preciosas:

"ya que la ciencia enciclopédica o universal es como un cuerpo único compuesto por todos esos miembros en suma, no ha de ser sobresaliente en todas las ciencias, pero al menos no ha de estar a obscuras en ninguna"

[Los Diez Libros de Arquitectura.
Ed. Iberia S.A. Trad. Agustín Blázquez]

Acababa su formación en los talleres de otros especialistas, empresas constructoras, ejército... Su carrera profesional empezaba en los talleres o empresas, o bien en el ejército, que tenía un cuerpo de técnicos muy grande. Tal es su importancia que muchos especialistas han adjudicado el desarrollo de esta red tupida de vías y caminos al ejército; algo totalmente fuera de la realidad. De la ejecución de obras públicas y, en concreto, vías se trata en el siguiente apartado.

4.2. Los técnicos romanos

Todos los estudiosos y especialistas en Roma, y en especial en sus obras públicas, admiten la existencia de técnicos especialistas con mucha y buena formación; pero pocos se han parado a analizar de dónde provenía esa formación, cómo adquirían ese conocimiento y, aunque algunos admiten especialistas, no se distingue claramente ni se admite con datos y justificaciones, la diversidad de especialidades existentes en la palabra que con "arquitecto" o "architectus" englobaba a las palabras que genéricamente llamamos hoy en día como "arquitecto" y como "ingeniero". Aunque sabemos que existían otras denominaciones para determinados especialistas dentro de esa palabra genérica: así al ingeniero militar se le denominaba "munitor"; al ingeniero especialista en maquinaria civil, "machinator"; al especialista en acueductos y canales, "aquilex"; los ayudantes de obras hidráulicas, "aquarii"; o a los especialistas en nivelación y topografía, "libratores"; y así un número indeterminado de especialistas de los que no se conoce su nombre o denominación.

En general, no se estudia cómo esos técnicos y especialistas llegaron a adquirir ese conocimiento, como mucho se admite una verdad proveniente de la realidad que sucedió en la Edad Media en el occidente europeo: la transmisión del conocimiento de padres a hijos, o como mucho a un grupo restringido que trabajaba en el taller del "architectus". Este conocimiento era muy cerrado y se "guardaba bajo llave" para cualquier "extraño" que quisiera acceder a ese saber técnico. Sin adentrarnos en un profundo estudio, del que requeriría mucho tiempo y quizás salirse del cometido de este trabajo, en las siguientes líneas se analizarán los pocos datos que se ha dispuesto para estudiar el grado de desarrollo alcanzado, no en las obras públicas, sino en la formación, conocimiento y especialidades que existieron, y cómo la sociedad romana transmitía ese conocimiento y educaba a sus técnicos.

Existen dos vías principales de estudio del saber de los técnicos romanos y su formación, que necesariamente tienen que ser confluentes y complementarias: La primera es directa, mediante el estudio y análisis de las "fuentes de investigación" clásicas que todo estudioso, arqueólogo, historiador, ingeniero, etc. utiliza; la segunda es indirecta o deducida, se trata de analizar la propia técnica desarrollada

en aquella época, su normalización y las leyes aplicadas, y con ello deducir una serie de circunstancias que rodearon a quienes las hicieron y a quienes las utilizaron. Desde luego, esta vía es mucho más subjetiva que la primera, pero además requiere para su deducción un alto conocimiento técnico actual, que sepa de las dificultades y condicionantes que de unas leyes y técnicas aplicadas tiene para su desarrollo y su transmisión.

El último paso que tenían los futuros técnicos en el mundo romano era especializarse. Se tiende a englobar dentro de la palabra arquitecto a todos los técnicos, simplificando o desconociendo la existencia dentro de este "paquete" de una diversidad de especialidades de las que, en ocasiones, solamente se conoce el nombre, y la más de las veces ni esto tan siquiera, y seguramente especialidades técnicas que entonces había y que han desaparecido con el tiempo, y hasta el propio conocimiento de que existieron alguna vez. En los siguientes párrafos se pretende poner en orden los pocos datos de que se dispone de todo un elenco de técnicos especialistas que debieron existir en el mundo romano. Y se ha escrito intencionadamente "mundo romano" pues no eran solamente ciudadanos romanos los que formaban este grupo de especialistas: en su mayoría provenía del mundo griego, y muy especialmente los libro técnicos eran griegos, como explica Vitruvio (VII, 0, 14):

> "teniendo presente que los griegos han publicado acerca de los mismos asuntos [arquitectura] numerosos volúmenes; en cambio, entre nosotros son extraordinariamente escasos los publicados"
>
> [Los Diez Libros de Arquitectura. Ed. Iberia S.A. Trad. Agustín Blázquez]

A continuación enumera los autores de libros técnicos romanos (Vitruvio, VII, 0, 15):

> "fue Fuficio el primero que dio ejemplo con la publicación de un admirable volumen; Terentio Varrón (en su "Tratado de las nueve ciencias") dedica uno a la Arquitectura, y P. Septimio publicó dos. Aparte de estos, nadie se ha dedicado aún a este género de literatura"
>
> [Los Diez Libros de Arquitectura. Ed. Iberia S.A. Trad. Agustín Blázquez]

Las diversas especialidades que los técnicos, o futuros técnicos romanos escogían, debían aprenderse en talleres o academias-talleres, acompañado de la práctica de maestros técnicos, de los que alguna mención hace Vitruvio (IV, 3, 1; VI, 0, 8ss).

4.3. Especialidades de los técnicos romanos en obras públicas

Conocer las diversas especialidades que se dieron en materia de obras públicas a lo largo de la historia romana es imposible; solamente nos podemos acercar a saberlo en líneas muy generales.

Para ello, hay que acudir al análisis de los escritos de los clásicos y sus referencias a estos técnicos. La fuente, sin duda, más importante es Vitruvio y el estudio que puede hacerse de su libro "Los Diez Libros de Arquitectura", o como él lo tituló: "Tratado de Arquitectura". Si nos fijamos de lo que se trata por su índice de libros, este sería el resultado:

Libro 1: General; Arquitectura y ciudad.
Libro 2: Materiales de construcción.
Libro 3: Templos I.
Libro 4: Templos II.
Libro 5: Foro y otros edificios públicos de la ciudad. Puertos.
Libro 6: Edificios particulares.
Libro 7: Enlucidos y pinturas.
Libro 8: Agua y sus conducciones.
Libro 9: Astrología y relojes.
Libro 10: Maquinaria.

Todos estos temas se podrían agrupar en tres partes básicas:

I- General (Libro 1)
II- Arquitectura de la ciudad (Libros 2 al 8)
III- Maquinaria (Libros 9 y 10)

Si ahora todo este conocimiento lo contrastamos con el campo del conocimiento de las obras públicas, se vería que Vitruvio no trata de:

A- Vías
B- Puentes
C- Estudio del terreno (Geotecnia)
D- Estructuras abovedadas (cúpulas, arcos, bóvedas...)
E- Topografía
F- Maquinaria de obras públicas

La conclusión lógica que se extrae de ello es que Vitruvio fue un ingeniero-arquitecto militar de construcción de maquinaria y armas de guerra, y un arquitecto municipal o de ciudad.

Por lo tanto, ya podemos diferenciar claramente, entre los arquitectos de edificios de ciudades y ordenamiento de ellas, de lo que sería hoy en día ingeniero civil o ingeniero de caminos, canales y puertos.

Tampoco el arquitecto de entonces se ocupaba de las estructuras complejas como eran las cúpulas, bóvedas o arcos. O lo que en palabras actuales, no sería un ingeniero o arquitecto estructuralista. Las vías y calles de la ciudad tampoco eran de su competencia. Las primeras, ni en su estructura ni en su trazado; y las segundas, en su estructura. Respecto a los puertos, es muy dudoso; trata de ellos en el libro 5, dedicándole el último capítulo 13; pero deja de lado las estructuras más complejas portuarias y no habla de los faros; aunque, es probable que fuese el arquitecto el competente en esta materia. Finalmente, no trata de partes tan importantes como son la topografía o la geotecnia, aunque sí menciona aparatos topográficos; solamente describiendo el corobates; pero deja a un lado toda la maquinaria de obras públicas no relacionada con las materias de su Tratado de Arquitectura.

Entonces, la siguiente pregunta ante estas conclusiones es: ¿Quién se dedicaba a estas materias? ¿Cómo se llamaban entonces estos especialistas? La respuesta no es fácil y, probablemente, no se tengan datos suficientes para ello. Por

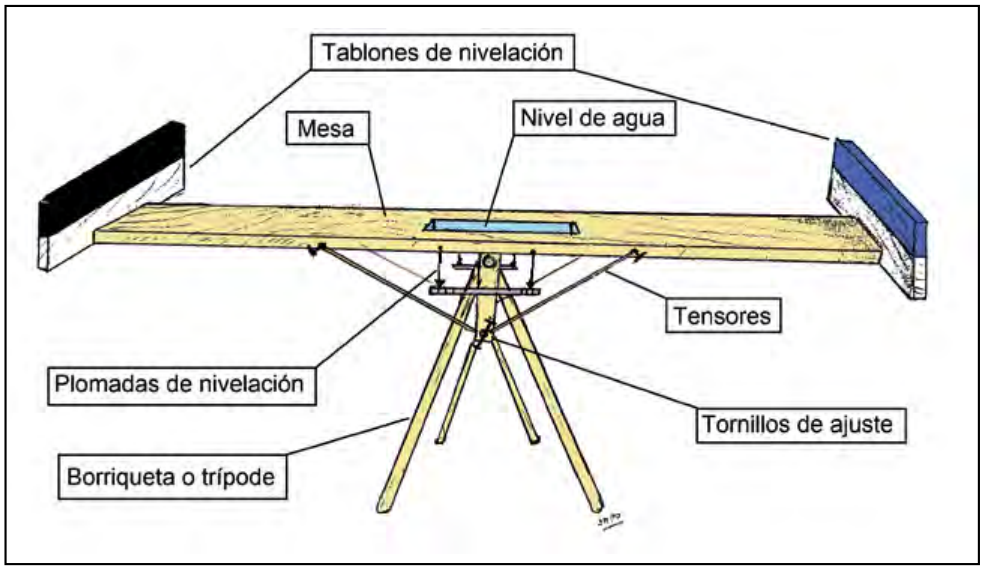


Figura 9. Corobates según la reconstrucción propuesta por Isaac Moreno.

lo que solamente se pueden esbozar unas ideas, utilizando los restantes datos muy dispersos que las referencias de los clásicos nos dan.

Comenzando por lo que sabemos que existían, tenemos a los expertos en canales que se les conocía con el nombre de "aquilex" y lo sabemos por Plinio el Joven (X, 37, 2) que, además, lo diferencia del arquitecto:

> "... es necesario que envíes [a Trajano] un experto en canales ["aquilegem" o aquilex] o un arquitecto..."
>
> [Cartas. Ed. Gredos. Trad. Julián González Fernández]

¿Cuáles eran sus competencias o a qué se dedicaban?; exactamente no lo conocemos; pero, algo se podría deducir de esta carta que Plinio, entonces gobernador de Bitinia, envía al emperador Trajano. En ella le explica que en la ciudad de Nicomedia, capital de la provincia, se había intentado hacer un acueducto para abastecer de agua a la ciudad; pero los inconvenientes técnicos le hicieron solicitar ayuda de técnicos especialistas que resolviesen el problema. Por tanto, los "aquilegem" debían ser expertos en canales, esto es; en nivelación, caudales, derivaciones... tanto en las soluciones de secciones como en el recorrido elegido, equipos necesarios...

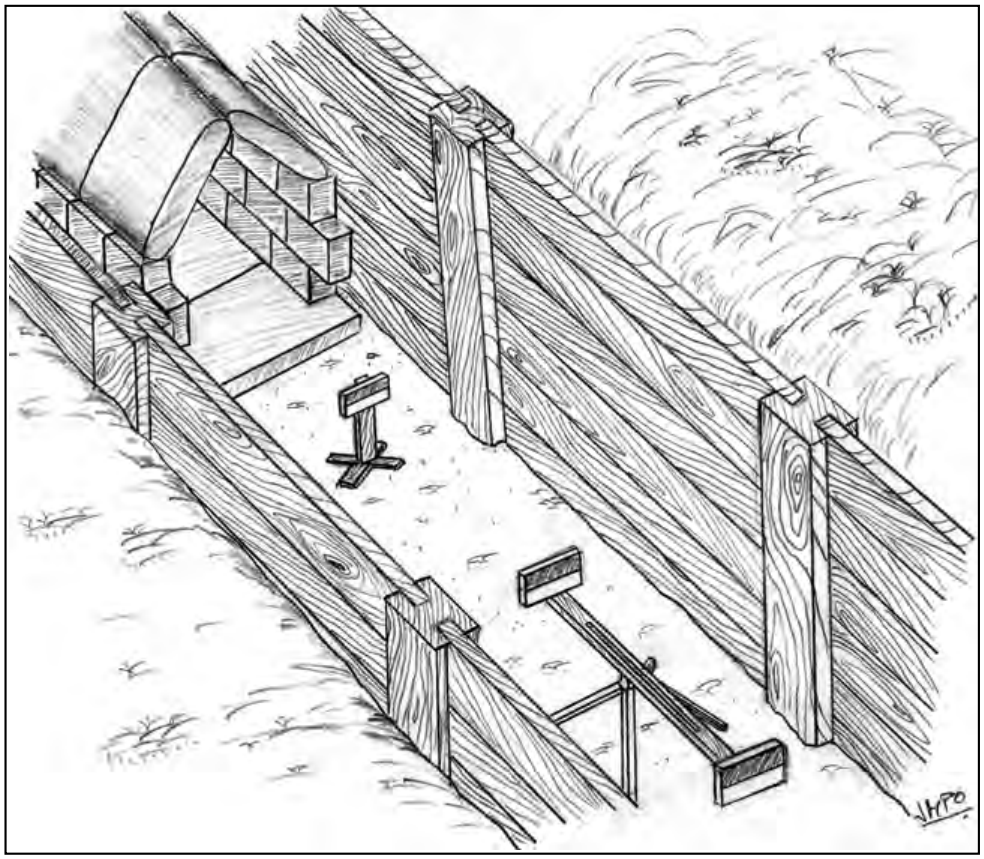


Figura 10. Construcción y nivelación de un canal romano.

Aún menos conocimiento tenemos de los técnicos expertos en auscultación de suelos y conocimiento de su capacidad portante. Otra vez, es Plinio el Joven (X, 90, 1) el que nos dice de su existencia, aunque en este caso no nos indica cuál era el nombre de los técnicos encargados de ello:

> "... desde el mismo manantial en una extensión de un poco más de una milla hay un terreno poco seguro y blando, que yo entre tanto he ordenado, con un módico gasto, que se examine si puede soportar la obra..."
>
> [Cartas. Ed. Gredos.
> Trad. Julián González Fernández]

Los topógrafos son uno de los técnicos romanos más conocidos; pero la referencia que se tiene de ellos es muy escasa que se resume a tres citas: De Plinio el Joven, Frontino y Vitruvio. La primera es una carta que Plinio le manda al emperador Trajano (X, 41ss) en el que le indica la posibilidad de unir el lago Saphon, hoy Sapanja o Sabandja en Turquía, de Nicomedia con el mar, para que se pudiera transportar por barco las mercancías y reducir los costes que entonces se hacía por tierra desde el lago hasta el mar. Y le pide al emperador:

> "Tan sólo falta que me envíes un topógrafo ["libratorem" o librator] o un arquitecto, si te parece oportuno, que examine con diligencia si el lago está más alto que el mar, ya que los peritos ["artifices regionis"] de esta región pretenden que está cuarenta codos [1 codo=0,44 m; unos 17,7 m]"
>
> [Cartas. Ed. Gredos.
> Trad. Julián González Fernández]

Trajano le respondió (X, 42):

> "Podrás pedir un topógrafo ["libratorem" o librator] a Calpurnio Macro [gobernador entonces de Mesia Inferior] y yo te enviaré de aquí algún perito ["peritum"] en este tipo de trabajo"
>
> [Cartas. Ed. Gredos.
> Trad. Julián González Fernández]

Como podemos apreciar entre la conversación epistolar de Trajano y Plinio; cuando habla de peritos o técnicos locales les llama "artifices regionis", a diferencia de los técnicos especializados que los denominan "libratorem" para el topógrafo, "peritum" para el técnico especializado, en general, o ingeniero y al "architectum" o arquitecto.

Frontino (CV) también habla de los topógrafos, o niveladores como está traducido. En este caso, lo hace con el objeto de estudiar la carga hidráulica que salía del depósito y el grosor de la tubería que le correspondía:

> "El delegado se encargará, después de llamar a los niveladores ["libratoribus"], de que quede precintado el partidor... para que no quede a capricho de los niveladores..."
>
> [Los acueductos de Roma.
> Ed. Consejo Superior de Investigaciones
> Científicas. Trad. Tomás González Rolán]

La última de las citas mencionadas corresponde a Vitruvio (VIII, 5, 1ss). No habla de los niveladores o topógrafos, sino del modo de nivelar el agua y dice (VIII, 5, 1), en otros textos la referencia es (VIII, 1, 1):

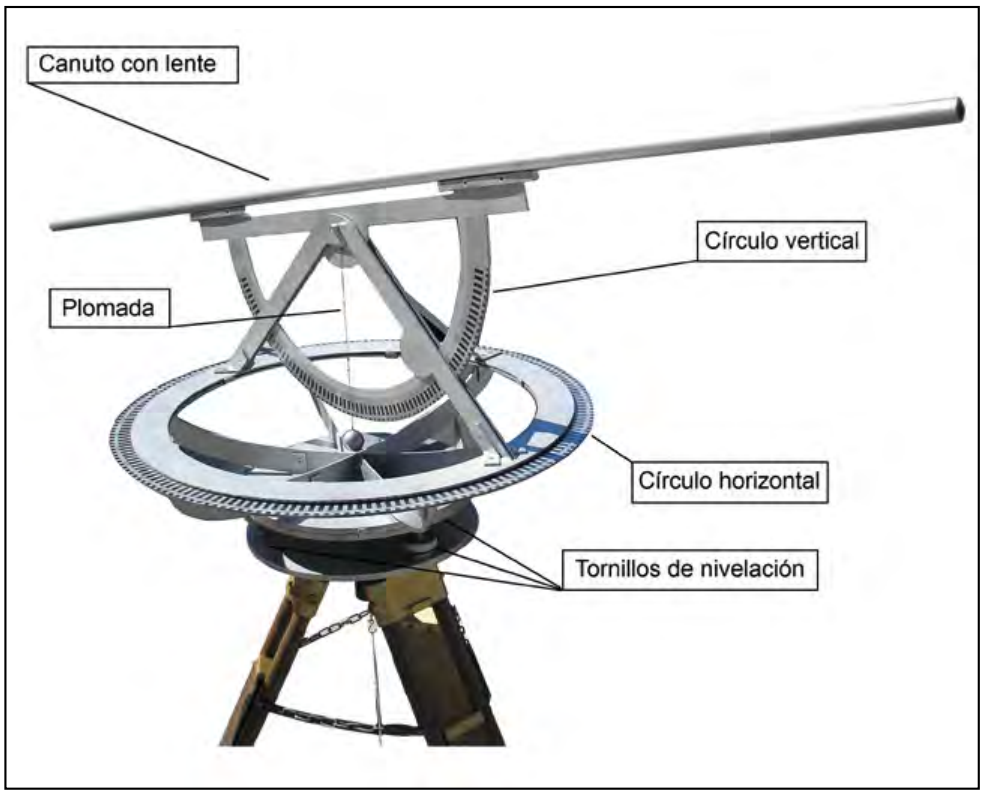


Figura 11. Dioptra de un cañoncillo reconstruida por Isaac Moreno.

"La nivelación se realiza ya sea con dioptra, con nivel de agua o con corobates; pero se hace con mayor exactitud por medio de los corobates, porque dioptra y los niveles son engañosos"

[Los Diez Libros de Arquitectura]

El nombre de librator provenía de uno de los aparatos que utilizaban: el nivel de agua o "libra aquaria", si bien, estos técnicos debieron usar como aparatos principales los tres que nos dice Vitruvio: la dioptra, el corobates y el propio nivel de agua.

La llamada "dioptra" fue descrita por Herón de Alejandría (10 al 70 dC) en su libro "Dioptra", dedicado a los métodos que existían para calcular las medidas de longitud menciona aparatos dedicados a ello como el odómetro o la dioptra; aunque se ha perdido la parte descriptiva del aparato. El trabajo más interesante de él es el realizado por Isaac Moreno (2004 y 2006). Él hace una reconstrucción del aparato con un cañoncillo, similar al teodolito actual.

Vitruvio no describe la dioptra, pero sí el odómetro (X, 14, 1ss) y el corobates (VIII, 6, 2).La descripción técnica que hace el Arquitecto ha dificultado traducciones correctas como la usada por Isaac Moreno para su acertada reconstrucción del corobates.

5. DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

Este artículo está dedicado especialmente a todos aquellos ingenieros que recuerdan a aquellos que les precedieron en la historia, y contribuyeron con ello al desarrollo de la civilización. En especial va mi recuerdo al anterior director del CEDEX, Mariano Navas, que comprendió como nadie estas palabras. También, animo a mis compañeros a que conozcan las magnificencias de aquellos que nos precedieron para saber y respetar más su legado y el que nosotros podados aportar. A los que nos sucedan.

6. REFERENCIAS BLIBLIOGRÁFICAS

Felici, Enrico (1998). La Ricerca sui Porti Romani in Cementicio: Metodi e Objettivi, en G. Volpe, *Archeologia Subacquea. Come Opera L'Archeologo Storie Dale Acque*. Ristampa: Edicioni All'Insegna del Giglio.

Gaston Jondet, M. (1916). *Les ports submerges de l'ancienne ile de Pharos*. Mémories presentes a L'Institut Égyptien (tomo IX).

Juan, C. de., Prada, J.M., y Peña, J.M. de la (2003). *Hipótesis del trazado y técnica constructiva del muelle republicano del puerto de Arse-Saguntum*. VII Jornadas Españolas de Costas y Puertos.

Moreno Gallo, Isaac (2004). Topografía romana. Congreso Europeo *Las Obras Públicas Romanas*. Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas, Tarragona, pp. 25-68.

Moreno Gallo, I. (2006). Dioptra. *Nuevos elementos de ingeniería romana*. III Congreso de las Obras Públicas Romanas. Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas, Astorga. Junta de Castilla y León, pp. 379-389.

Peña Olivas, J.M., y Prada Espada, J.M. (1995). Murgi: un antiguo puerto romano, *Revista de Arqueología*, nº 168, pp. 36-43.

Peña, J.M. de la., Rambaud, F., y Prada, J.M. (2002). Metodología para el estudio de la evolución de la costa a largo plazo, *Ingeniería Civil*, nº 126, pp. 125-135.

Peña Olivas, J.M. de la., y Antón Camacho, A.I. (2014). *3.3 Estudio de la dinámica litoral, defensa y propuesta de mejora en las playas con problemas erosivos, considerando los efectos del cambio climático: Estrategia de actuación entre Torre La Sal y el Morro de Gos en Oropesa*. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (informe técnico para la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar). Madrid: CEDEX.

Peña Olivas, J.M. de la., Monzonís, L., Solernou, M.J., y Giner, A. (2015). *La investigación de un puerto antiguo en Torre La Sal como un estudio interdisciplinar*. XIII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos, Avilés-Asturias.

Peña Olivas, J.M. de la (2016). *Inventario de puertos antiguos en Hispania*. Accésit Premio Internacional García Diego, Fundación Juanelo Turriano en 2012. Madrid: CEDEX-Ministerio de Fomento.

Rambaud, F., Peña, J.M. de la., y Prada, J.M. (2001). *Estudio de la evolución de la línea de costa en los últimos 2500 años su afección a los puertos de Cádiz, Ampurias y Cartagena*. VI Jornadas Españolas de Costas y Puertos.

Sánchez Terry, M.Á. (1991). *Los faros españoles: historia y evolución*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

Señalización Ferroviaria

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

CEDEX
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
http://www.cedex.es

EL LIDERAZGO DEL CEDEX EN EL DESPLIEGUE DE LA RED EUROPEA FERROVIARIA INTEROPERABLE

CEDEX'S LEADERSHIP IN THE IMPLEMENTATION OF THE INTEROPERABILITY EUROPEAN RAIL SYSTEM

Jaime Tamarit Rodríguez*
Exdirector del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria del CEDEX.
* Autor de contacto: Jaime.tamarit@outlook.es
Jorge-Ignacio Iglesias Díaz
Director del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria del CEDEX.

RESUMEN

Se muestra en esta comunicación el papel de liderazgo que jugó el CEDEX en la consolidación de las especificaciones de interoperabilidad de la red ferroviaria Europea en sus fases de demostración de su viabilidad (Proyecto EMSET, años 1995 a 2000), líneas piloto (Grupo de usuarios ERTMS, años 2001 a 2007) y puesta en servicio de los primeros proyectos comerciales equipados con el sistema ERTMS (Laboratorios de Referencia Europeos, año 2007 hasta la actualidad). A lo largo de la exposición se mencionan las principales dificultades que hubo que vencer en este largo proceso.

Palabras clave: ERTMS, interoperabilidad, consolidación, aspectos críticos.

ABSTRACT

This communication shows the leading role played by CEDEX throughout the consolidation process of the Interoperability of the European Railway Network. This process is split into three phases: Viability demonstration (EMSET Project, years 1995 – 2000), first pilot projects (ERTMS users Group, years 2001 – 2007) and the placement into service of the first commercial ERTMS projects (Group of Reference Laboratories, from 2007 up to now). Throughout this communication, we will address the main difficulties encountered, which we had to overcome.

Keywords: *ERTMS, interoperability, consolidation, critical issues.*

1. DEMOSTRACIÓN DE LA VIABILIDAD DE LA INTEROPERABILIDAD FERROVIARIA EUROPEA EN LA DÉCADA DE LOS 90 (PROYECTO EMSET)

A mediados de la década de los años 90, Egidio Leonardi fue comisionado con plenos poderes políticos por la DG TREN de la Comisión Europea, para la consolidación de la interoperabilidad de la red Europea de Transporte Ferroviario. El Sr. Leonardi decidió acabar con el trabajo de especificación sobre papel. Para ello lanzó un proyecto dentro del 4º Programa Marco cuyo objetivo sería la demostración a escala real de la viabilidad de la Interoperabilidad Ferroviaria gracias al despliegue del sistema ERTMS.

España ofreció su línea de Alta Velocidad Madrid – Sevilla para llevar a cabo la demostración experimental de esta viabilidad. Para ello habilitó un tramo de 40 Km. de la línea, entre las estaciones de La Sagra y Mora, y asignó los laboratorios del Servicio de Técnicas Físicas al proyecto de acrónimo EMSET (**E**uropean **M**adrid – **S**evilla **E**urocab **T**est). Este proyecto se llevó a cabo entre los años 1.994 y 2.000 en el marco de los proyectos ferroviarios emprendidos por del Grupo de Usuarios ERTMS en Bruselas.

El proyecto se realizó bajo la supervisión técnica de la Comisión Europea, representada por Antonio Colaço, Emmanuel Parent de Curzon y Claudio Traverso.

Egidio Leonardi (E.C.) y Jaime Tamarit (ERTMS U.G.) en la cena de despedida.

2. CONSTITUCIÓN DE LOS CONSORCIOS EUROPEOS

La entrada del proyecto EMSET en el Marco Europeo resultó fascinante dada la envergadura de este proceso en el que se involucró toda la industria Europea de Señalización (Agrupada en Eurosig), los principales Gestores de Infraestructura Ferroviaria (Agrupados en el ERTMS User's Group, EUG) y los laboratorios de ensayo (CEDEX & DLR). Esta unión de fuerzas daba una visión dinámica y optimista de la construcción de Europa en un nuevo entorno global de colaboración sin fronteras.

En la Figura 1 se muestran los consorcios constituidos con una indicación de las funciones que se les atribuyeron. Estos tres grandes consorcios fueron:

2.1. ERTMS Users Group (EUG)

Consorcio constituido por los seis principales gestores Europeos de infraestructuras ferroviarias; ADIF (España), BV (Suecia), NetworkRail (Inglaterra), DB (Alemania), ProRail (Holanda) y RFI (Italia). Por tratarse de un país no comunitario, el gestor Suizo SBB figuró como miembro asociado con acceso a los grupos de trabajo pero sin acceso a los fondos Europeos. Este grupo estaba constituido inicialmente por las administraciones ferroviarias de Alemania, Francia e Italia. Atendiendo a la solicitud española de abrir los consorcios, al lanzarse el 4º Programa Marco, este consorcio se amplió para dar

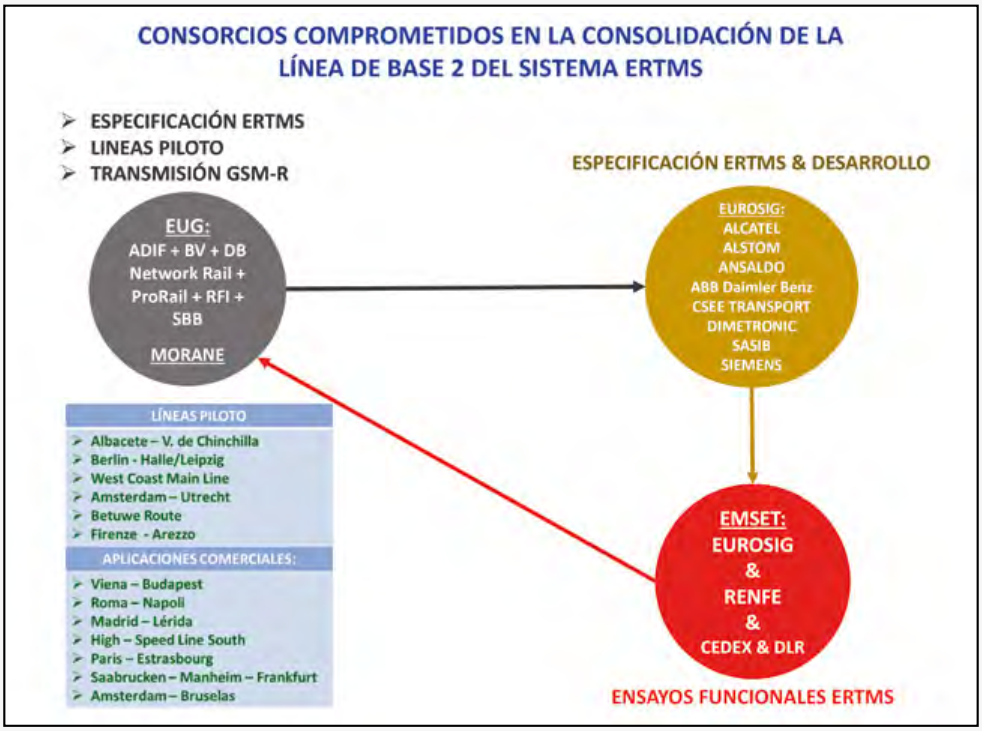


Figura 1. Consorcios constituidos para abordar la consolidación del sistema Europeo de seguridad ERTMS.

entrada a los administradores de Infraestructuras ferroviarias de España, Holanda y Reino Unido.

Las misiones asignadas a este consorcio fueron la especificación de los requisitos funcionales del sistema y la realización de las primeras experiencias piloto. Con posterioridad a estas experiencias piloto, los países asociados desplegaron las primeras líneas comerciales. El CEDEX lideró este grupo a través del director de su Servicio de Técnicas Físicas, Dr. Jaime Tamarit que fue destinado a Bruselas con excedencia por servicios de especial interés entre los años 2001 a 2007, en que se desplegaron las líneas piloto.

Entre estas primeras experiencias merece la pena destacar la primera línea internacional que conectaba dos países, la línea Viena – Budapest y la primera línea con gestor de infraestructura y operadores independientes, la línea Madrid – Lérida. Gracias a un estudio llevado a cabo por el CEDEX, esta línea sirvió para comenzar la normalización de los aspectos operacionales, especialmente el interfaz Conductor / Máquina (DMI), que hoy figura como referencia de interoperabilidad, de cumplimiento obligatorio. Finalmente, la línea Roma – Nápoles fue la primera línea comercial operando en Nivel 2 sin sistema de respaldo.

2.2. Consorcio EUROSIG

Este consorcio agrupó a toda la industria Europea de Señalización constituida por ocho compañías punteras en el sector: ALCATEL (Alemania y España), ALSTOM (Francia y España), ANSALDO (Italia), ABB Daimler Benz (Suecia), CSEE Transport (Francia), DIMETRONIC (España), SASIB (Italia) y SIEMENS (Alemania).

A lo largo del proyecto comenzaron las fusiones de compañías: ALSTOM adquirió SASIB y ANSALDO adquirió CSEE Transport. Posteriormente, ABB Daimler Benz fue adquirida por BOMBARDIER. Este proceso de fusiones ha continuado en nuestros días con el anuncio de la fusión de SIEMENS (ya fusionada con INVENSYS) Y ALSTOM. Si esto se produce se reducirá el número de compañías Europeas de señalización de las ocho iniciales a cuatro grupos y posteriormente a tres, con la compra de ANSALDO por HITACHI.

Este proceso de fusiones lo predijo, a lo largo de toda la gestión técnica del proyecto, Antonio Colaço, responsable técnico del proyecto ERTMS por parte de la Comisión Europea. Antonio siempre resaltó la dificultad que suponía para Europa el competir con una industria fragmentada y en competencia. Verdaderamente echamos de menos personalidades como la de Antonio con una inteligencia y capacidad de liderazgo únicas. Gracias a él este proyecto global llegó a buen término tras vencer varias crisis de las que hablaremos más adelante.

La misión encargada al consorcio de industrias Europeas de señalización fue la de redactar las especificaciones técnicas del sistema que cubrieran los requisitos funcionales. El resultado de este proyecto fueron las SRS, System Requirements Specification, Subset-026. Este es el documento central de la especificación técnica de interoperabilidad Ferroviaria. A lo largo del proyecto atravesó por una serie de versiones que partiendo de la versión 2.0.0 llegó a la versión 2.3.0 D al final del proceso de consolidación. Para ello se constituyó el Grupo de Gestión del Control de Cambios (CCM) que iba recogiendo las observaciones procedentes de proyectos pilotos y comerciales para depurar las inconsistencias detectadas en un documento técnico tan complejo. El problema es que se atravesaron cinco versiones de la especificación técnica con proyectos comerciales ya en servicio. Hablaremos más adelante del proceso de consolidación y los problemas encontrados a lo largo de él.

La Comisión Europea encargó también a este grupo la especificación de los ensayos de verificación del cumplimiento de las especificaciones de interoperabilidad,

esto es, la especificación de los ensayos de certificación para los subsistemas e interfaces que afectan a la interoperabilidad funcional del equipo embarcado y de los canales de comunicación del tren con la infraestructura (EVC, Euroradio, Eurobaliza, Antena & BTM y Eurolazo).

Las especificaciones para la verificación de la interoperabilidad del equipo embarcado ERTMS, el European Vital Computer (EVC), recogidas en el Subset-076 resultaron extremadamente complejas y el grupo EUROSIG vio que no disponía de recursos humanos suficientes para abordar la tarea. Para ello el grupo de laboratorios que había trabajado en el proyecto EMSET ofreció el liderazgo y los recursos necesarios para acometer esta ingente tarea. Hay que destacar que el liderazgo de este grupo volvió a recaer en el CEDEX, en la persona del Dr. Jorge Iglesias. Para ello el CEDEX se asoció con el centro alemán de investigación Deutsches Zentrum für Luft und Raumfahrt (DLR) para crear un grupo de élite en este campo.

2.3. Consorcio EMSET

El consorcio EMSET se creó para atender la solicitud de la Comisión Europea de realizar ensayos cruzados a escala real para demostrar la viabilidad de la interoperabilidad ferroviaria Europea. El consorcio, de acrónimo EMSET (**E**uropean **M**adrid – **S**evilla **E**urocab **T**est), se formó con las compañías de señalización de Eurosig, más RENFE (todavía no separada del Gestor de Infraestructura) y el CEDEX. Este proyecto fue liderado entre los años 1994 a 2000 por el CEDEX a través del director del Servicio de Técnicas Físicas Dr. Jaime Tamarit.

La misión asignada al consorcio EMSET fue triple:

1. Diseño y construcción de bancos de ensayo para la verificación de la interoperabilidad de los primeros prototipos de los constituyentes de interoperabilidad Eurobaliza y Antena/BTM
2. Realización de ensayos cruzados en laboratorio entre prototipos de Eurobaliza y Antena/BTM de suministradores diferentes
3. Realización de ensayos en vía, a escala real, entre equipos embarcados ERTMS y equipos de vía Nivel 1 (Eurobalizas) de suministradores diferentes. Para ello se equiparon 40 Km de la línea Madrid – Sevilla entre las estaciones de La Sagra y Mora

Los resultados de este proyecto fueron excelentes, entre ellos hay que destacar cuatro aspectos:

- Las compañías de señalización de Eurosig, en una fase precompetitiva, encontraron un lugar neutral y de la mayor calidad, para la realización de ensayos cruzados, fundamentales para la consolidación técnica de la interoperabilidad.
- Las compañías de señalización de Eurosig fueron capaces de cooperar estrechamente a nivel técnico para diseñar y construir un **Laboratorio de Referencia** para ensayos cruzados constituido por 37 herramientas. Este laboratorio fue la simiente de los laboratorios de referencia, acreditados para la certificación de constituyentes ERTMS.
- Antes de ir a la línea, los ensayos cruzados entre las compañías que iban a probar fueron previamente depurados en los bancos de ensayo del Laboratorio de Referencia del CEDEX. Consecuentemente no se registraron incidentes en la línea a lo largo de más de un año de ensayo.

  Lección aprendida: Cuando se ponga un proyecto comercial en servicio es muy conveniente depurar el proyecto con ensayos de laboratorio

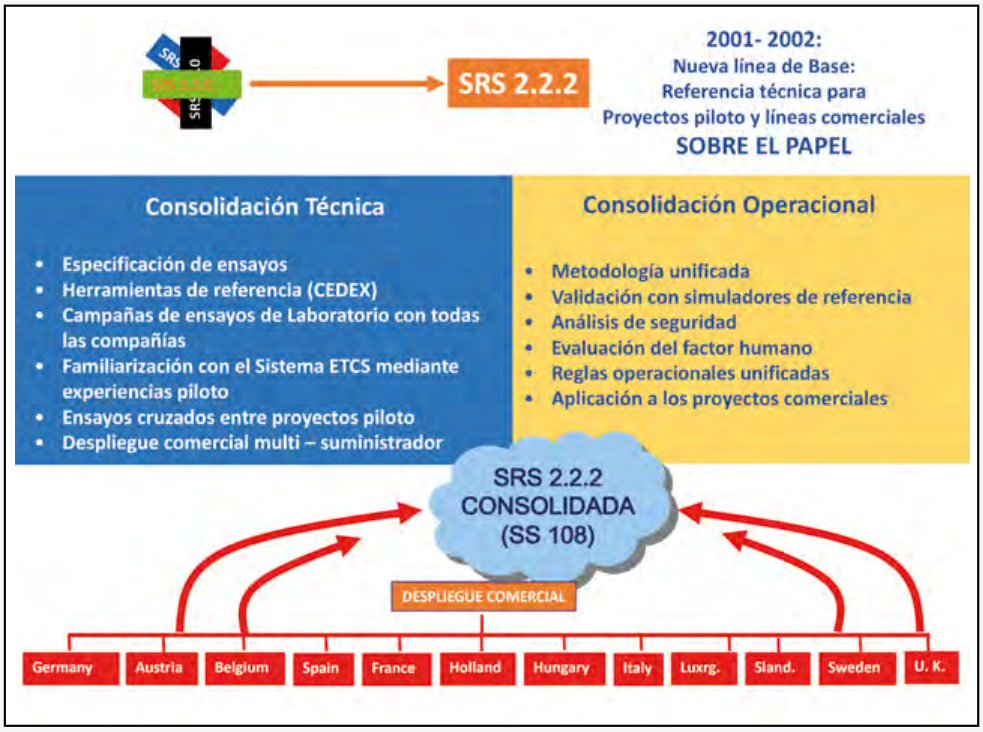


Figura 2. El proceso de consolidación técnica y operacional.

antes de comenzar el despliegue de equipos en la línea.

- Al finalizar este proyecto, el Grupo de Usuarios ERTMS, la Unión Internacional de Ferrocarriles (UIC), RENFE y el presidente del consorcio EUROSIG, entregaron a la Ministra Europea de Transportes, Dª Loyola del Palacio, la primera versión de la Especificación de los Requisitos Técnicos del Sistema ERTMS (SRS Versión 2.0.0).

3. EL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN DE LA ESPECIFICACIÓN TÉCNICA (DESDE LA VERSIÓN 2.2.2 HASTA LA VERSIÓN 2.3.0 D)

El proceso de consolidación técnica de las especificaciones comenzó con un trabajo teórico sobre el papel en el que se recopilaron todas las solicitudes de cambio analizadas y aprobadas por el Grupo de Control de la Gestión de Cambios de la ERA (CCMG) y se elaboró la mejor especificación posible de dicha especificación. La versión de esta especificación fue la SRS 2.2.2. Fue considerada como la versión teóricamente mejor depurada y consecuente como el mejor punto de partida para un proceso de consolidación.

A partir de aquí, el Grupo de Usuarios ERTMS emprendió un proceso de consolidación técnica y operacional utilizando equipos reales ensayados en laboratorio, experiencias piloto y simuladores de conducción. Este proceso se representa esquemáticamente en la figura 2.

3.1. Consolidación técnica

El proceso de consolidación técnica comenzó depurando la especificación vigente de los ensayos de certificación (Secuencias del Subset-076) y ensayando los primeros prototipos de los equipos embarcados ERTMS en los laboratorios de referencia del CEDEX y DLR. Ambos laboratorios dotados de una arquitectura de referencia que quedó especificada en el Subset-094.

De manera similar a como se hizo en el proyecto EMSET, después de los ensayos de laboratorio, las experiencias piloto facilitaron una visión más profunda de la solidez de las especificaciones en un entorno real ya próximo a la explotación.

El proyecto Español Madrid – Lérida con una infraestructura de la Compagnie de Signaux (más tarde Ansaldo) y trenes de alta velocidad de última generación de Alstom, Siemens y Bombardier brindó la oportunidad de abordar otro aspecto de enorme interés: La armonización del interfaz Conductor – máquina (DMI).

El despliegue posterior de la red española con líneas equipadas por otros fabricantes (Thales, Invensys, Alstom) hizo conscientes a los gestores de infraestructura de la necesidad de armonizar las reglas de ingeniería para que la red tuviera unas características operacionales unificadas que facilitaran su explotación y operación.

3.2. Consolidación operacional

La operación de trenes de diferentes fabricantes sobre una línea común como fue el caso de la línea Madrid – Lérida, permitió al CEDEX realizar un estudio comparativo de la ergonomía del interfaz hombre – máquina, revelando discrepancias alarmantes que motivaron el arranque del proceso de armonización operacional, dado que la interoperabilidad operacional es el 50% de la interoperabilidad.

Este fue un proceso bastante complejo que fue necesario arrancar hasta tres veces, ya que la interoperabilidad se había abordado desde el principio a un nivel exclusivamente técnico y el nuevo aspecto humano operacional requería actores completamente diferentes.

Para ello se creó un grupo de trabajo, dirigido por Dominique Ligier de la SNCF, que comenzó por definir una metodología común que permitiera separar de manera clara los procesos operacionales nacionales de los procesos operacionales comunes europeos. Hecha esta identificación el trabajo se centró en la armonización de los segundos, seguida de un estudio de seguridad que permitió identificar los riesgos operacionales en el marco del sistema ferroviario completo. El resultado fue una primera definición de las reglas operacionales y aspectos ergonómicos del interfaz Conductor – Máquina.

Las reglas operacionales definidas se ensayaron en la excelente instalación de RENFE para formación de conductores de la estación de Delicias. Este simulador, que ya incluía una cabina equipada con el sistema ERTMS, aparte de otras equipadas con los sistemas nacionales (ASFA & LZB), nos fue solicitado por las administraciones de Alemania y Holanda. Esta instalación se utilizó en una primera fase de la armonización de las curvas de frenado, que hoy ya están incorporadas a la línea de Base 3 de la especificación junto con la especificación del DMI.

Desgraciadamente las dificultades del momento con la separación del Gestor de Infraestructura y las complejas relaciones internas en el consorcio que hizo el desarrollo, hicieron imposible la transferencia de este desarrollo tecnológico.

4. PRINCIPALES DIFICULTADES ENCONTRADAS A LO LARGO DEL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN

En el proceso de consolidación de las especificaciones hubo que vencer algunas dificultades entre las que hay que destacar las seis siguientes que se muestran en la figura 3:

4.1. Cambios en la especificación (Designer choices & Change Requests)

La versión 2.2.2 de las especificaciones entregada por EUROSIG al principio del proceso de consolidación, contenía cientos de las llamadas *"Decisiones del Diseñador" ("Designer Choices")*. Estas *"decisiones"* eran requisitos que no afectaban a la interoperabilidad y que por lo tanto era una decisión libre del diseñador el incluirlas o no en su diseño del equipo embarcado. Esta alternativa introdujo una gran incertidumbre en el proceso de certificación.

El retorno de las experiencias piloto y proyectos comerciales dio lugar a un gran número de solicitudes de

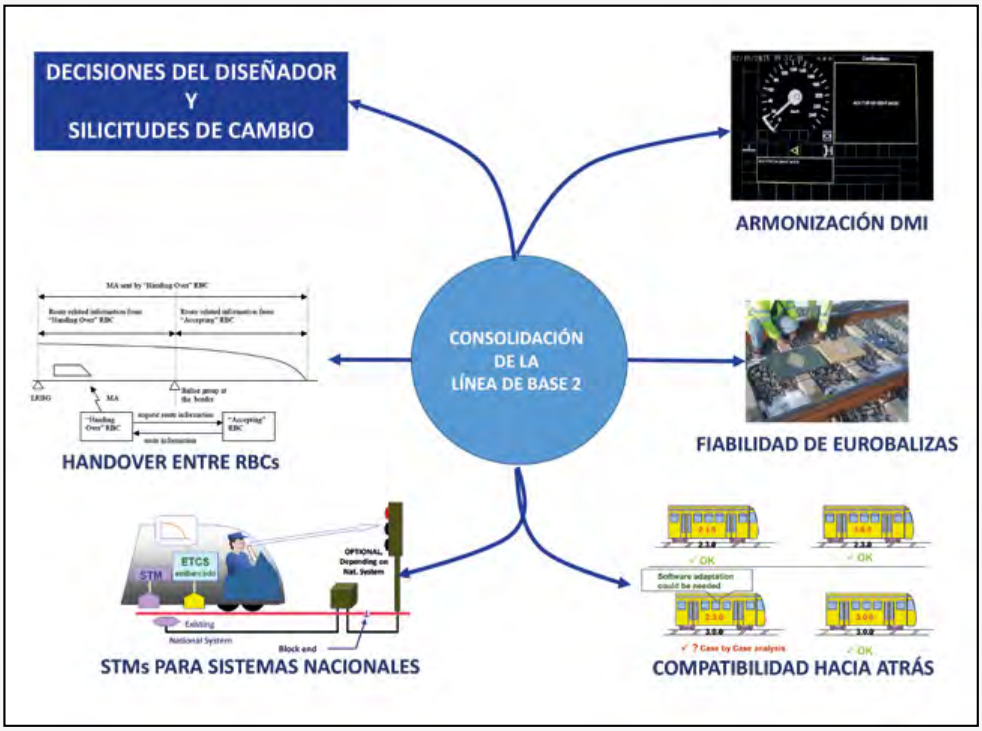


Figura 3. Principales dificultades encontradas en el proceso de consolidación.

cambio. Estas eran solicitudes para la mejora de la especificación del sistema procedentes de la explotación comercial. Las líneas en explotación comercial tuvieron que emigrar continuamente para estar alineadas con las sucesivas versiones de la especificación técnica de interoperabilidad: SRS 2.0.0 -> SRS 2.2.2 -> SRS 2.3.0 -> SRS 2.3.0 D. Este fue el caso de la administración Ferroviaria Española, forzada a emigrar más de 1.000 Km de línea de Alta Velocidad y una flota de cientos de trenes.

4.2. Ergonomía del DMI y reglas operacionales

El retorno de la explotación de la línea Madrid – Lérida mostró que la armonización del factor humano en la operación, era un punto abierto. Por primera vez suministradores diferentes de equipos embarcados ERTMS operaban sobre vías equipadas por un suministrador diferente. El estudio comparativo realizado por el CEDEX forzó al Grupo de Usuarios ERTMS a abrir un nuevo grupo de trabajo sobre el factor humano. Fueron necesarias tres tentativas para resolver este punto abierto con una metodología común, abordada por expertos en factor humano, no vinculados al entorno tecnológico (Proyecto HEROE).

Hay que señalar que la interoperabilidad operacional es el 50% de la interoperabilidad, siendo el otro 50% la interoperabilidad técnica. Debido a esta inesperada falta de armonización, el Grupo de Usuarios ERTMS no pudo completar la armonización operacional en el período de las líneas piloto. Es ahora, con la publicación de la línea de Base 3, que la especificación de los aspectos ergonómicos del interfaz Conductor – Máquina ha quedado armonizada y es de cumplimiento obligatorio. El Grupo de Factor Humano fue transferido por el Grupo de Usuarios ERTMS (EUG) a la Agencia Ferroviaria Europea (ERA) para que pudiera completar esta armonización.

4.3. Handover entre RBCs de diferentes suministradores (Fronteras Nivel 2)

El Handover entre RBCs consiste en la transferencia del control de un tren desde un RBC "Donante" a otro contiguo "Aceptante" de un suministrador diferente. Para realizar esta transferencia, el RBC Donante debe enviar una Autorización de Movimiento que permita entrar al tren en la zona controlada por el RBC aceptante. Esta Autorización de Movimiento debe ir acompañada de una descripción de la via en el tramo controlado por el RBC aceptante, que debe ser facilitada por éste. La adquisición de esta información requiere una conexión entre los dos RBCs de diferente suministrador en la frontera, conexión que se especifica en el Subset-098 de la Directiva de Interoperabilidad Ferroviaria.

El Handover entre los RBC de Siemens y Alstom en la frontera entre Holanda y Bélgica supuso un problema grave. Dado que las compañías no se pusieron de acuerdo para la implantación del proceso de Handover normalizado, los trenes debían cruzar la frontera entre ambos países en Nivel 1, desconectándose del RBC Donante a un lado y conectándose con el RBC aceptante al otro lado de la frontera. Debido a la limitación de la velocidad máxima en Nivel 1 a 160 Km/H, este parche obligaba a los trenes de Alta velocidad a correr a una velocidad de 160 Km/H a lo largo de un tramo de longitud próxima a los 100 Km que comprendía la frontera. Esto tenía un impacto importante en la explotación debido a que la velocidad máxima autorizada en Nivel 2 era de 350 Km/H. Las protestas de los Gestores de Infraestructura de ambos países llegaron al parlamento Europeo.

Hay que señalar que este parche se utiliza también en España en la línea Madrid – Barcelona en la frontera entre Ansaldo y Thales en Lérida. En al caso Español este

parche tiene un impacto prácticamente nulo debido a que la velocidad máxima autorizada en Nivel 1 en España es de 300 Km/H.

El consorcio EUROSIG (ahora UNISIG) solicitó al Grupo de Usuarios ERTMS que decidiera entre dos propuestas para la especificación del Handover, ya que las compañías de señalización no se habían podido poner de acuerdo para elegir una de las alternativas. Desde el grupo de Usuarios, acudimos al peritaje de las escuelas de telecomunicación de Génova y Madrid. De acuerdo con este peritaje, se seleccionó una de las alternativas, basada en el protocolo de EuroRadio, que fue la semilla para la especificación del Subset-098.

4.4. Fiabilidad de las Eurobalizas

La puesta en servicio comercial de la línea Madrid – Lérida en Nivel 1, resultó bastante problemática debido a la falta de fiabilidad de las Eurobalizas fijas instaladas. Esta situación crítica se resolvió gracias a una duplicación poco ortodoxa de dichas Eurobalizas fijas, colocando contiguamente dos Eurobalizas idénticas. Si una baliza fallaba una de cada mil lecturas las dos contiguas tendrían una tasa de fallos común de una cada millón de lecturas. Esto resolvió milagrosamente el problema. Hay que mencionar aquí el papel fundamental que jugó el actual director del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria del CEDEX, Dr. Jorge Iglesias en la resolución de esta grave crisis que podría haber tenido fuertes repercusiones políticas.

Más tarde el Laboratorio de Eurobaliza del CEDEX identificó el origen del problema y realizó una campaña de seguimiento de lecturas de la última versión de las Eurobalizas, llegando a obtener más de 200.000 lecturas sin fallo, por lo que se autorizó la instalación de la nueva versión de las Eurobalizas para remplazar a las Eurobalizas duplicadas.

4.5. STMs para los sistemas nacionales (LZB)

La red Española de Alta Velocidad incluye la línea Madrid – Sevilla, un eje troncal equipado con el sistema Alemán LZB. Una flota de centenares de trenes adquiridos por RENFE opera en las nuevas líneas equipadas con el sistema Europeo ERTMS y debe operar también sobre la línea Madrid – Sevilla. Esto forzó a la Administración Española a requerir la disponibilidad del Módulo STM para el sistema LZB. Este módulo STM (Specific Transmission Module) es un módulo embarcado, propuesto por el propio consorcio UNISIG, para adaptar los sistemas embarcados a los sistemas nacionales existentes en la vía.

Finalmente, la mayor parte de los trenes de la flota de Alta Velocidad fueron equipados con sistemas LZB independientes, ya que el módulo STM correspondiente no fue puesto a disposición por la industria alemana, dado el escaso interés comercial de su desarrollo. Hoy día el desarrollo del sistema STM para un sistema nacional se ha dejado como una opción en la especificación de interoperabilidad. Únicamente los trenes equipados por Bombardier incorporan el STM para LZB desarrollado por esta compañía.

4.6. Migración de especificaciones (Backwards Compatibility)

La evolución continua de las especificaciones técnicas ERTMS forzó al Gestor Español de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF) y al operador Nacional Español (RENFE) a asumir procesos continuos de emigración de sus líneas de Alta Velocidad y equipos embarcados. Hoy toda la red Española de Alta Velocidad está alineada con la última versión de la línea de Base 2 del sistema ERTMS, la versión 2.3.0 D de las Especificaciones de los Requisitos del Sistema (System Requirements Specification, SRS v. 2.3.0 D).

Los nuevos trenes de Alta Velocidad que adquiera RENFE, vendrán equipados con equipos embarcados de la nueva línea de Base 3 (SRS v 3.6.0). En el momento de la puesta en servicio de los nuevos trenes, será fundamental la compatibilidad de sus equipos embarcados con las líneas españolas de Alta Velocidad, conformes con la línea de Base 2 del sistema ERTMS. La compatibilidad entre las dos líneas de base consecutivas es el reto para los próximos años.

5. REFERENCIAS

Iglesias, J.I. (2004). La interoperabilidad ferroviaria europea: El laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria (LIF) del CEDEX. *Ingeniería Civil*, nº 136, pp. 25-35.

Ruesen, M., y Tamarit, J. (2017). The role of the ERTMS Users Group in the consolidation of the ERTMS technical specification for baselines 2 and 3. *International Congress on High-speed Rail, Universidad de Castilla La Mancha, 6-8 octubre 2017*.

Subset-039. *FIS for the RBC/RBC Handover*, V 2.3.0

Subset-098. *RBC-RBC Safe Communication Interface*, V 1.0.0

Tamarit, J., e Iglesias, J.I. (2014). Complex interlaced infrastructure - onboard testing: how much real scale testing should be needed? *11th UIC ERTMS Conference, Istanbul, Turkey 1-3 April 2014*.

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.

Tamarit, J., Iglesias, J.I., Molina, D., Lennart, A., 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. Córdoba, Spain 17-19 June 2015*.

UNISIG Subset-026. *System Requirements Specification,* V 2.3.0.D

UNISIG Subset-026. System Requirements Specification, V 3.6.0

UNISIG Subset-036. *FFFIS for Eurobalise*, V 2.4.1

UNISIG Subset-085. *Test Specification for Eurobalise FFFIS*, V 2.2.2

UNISIG Subset-094. *Functional Requirements for an on board Reference Test Facility,* V 2.0.2

ACCIONA CONSTRUCCIÓN Y CEDEX PARTICIPAN EN EL PROYECTO SOBRE INFRAESTRUCTURAS Y CAMBIO CLIMÁTICO CLARITY

El Centro de I+D de ACCIONA Construcción y el Centro de Estudios del Transporte del CEDEX participan junto con AEMET, METEOGRID Y ATOS y otras 12 empresas de mediano y gran tamaño y organismos de investigación de Alemania, Austria, Italia y Suecia en el proyecto de investigación CLARITY (Integrated Climate Adaptation Service Tools for Improving Resilience Measure Efficiency), iniciado en junio de 2017 y con una duración prevista de 36 meses. El proyecto está financiado por la Unión Europea bajo el programa Horizonte 2020, en el área de acción climática, medio ambiente, eficiencia de recursos y materias primas (Programa de Trabajo SC5).

El proyecto CLARITY tiene como objetivo proporcionar un ecosistema operativo de servicios climáticos basados en la nube para calcular y presentar los efectos esperados y amplificados por el cambio climático a nivel de riesgo, vulnerabilidad e impacto. En este sentido, el proyecto CLARITY pretende ofrecer servicios de apoyo a la toma de decisiones (por medio de comparación de estrategias alternativas) para investigar los efectos de las medidas de adaptación, así como las opciones de reducción de riesgos en el contexto específico del proyecto.

CLARITY proporcionará los medios prácticos para incluir los efectos del cambio climático y la posible adaptación y estrategias de gestión de riesgos en la planificación e implementación de proyectos relacionados con infraestructuras de transporte, aumentando de esta forma la resiliencia de las infraestructuras. Los responsables de la toma de decisiones involucrados en estos proyectos dispondrán de los medios adecuados para llevar a cabo pruebas climáticas y una planificación flexible de las opciones de adopción y reducción de riesgos.

La participación de las empresas y organismos de investigación españoles se centra en el desarrollo de los servicios climáticos y, de forma específica, en su aplicación al caso de estudio de la concesión de ACCIONA en la autovía A2, entre las localidades de Guadalajara y Alcolea del Pinar. En el proyecto se están llevando a cabo otros tres casos de estudios referidos a las necesidades de adaptación en entornos urbanos con distintas necesidades, como son las ciudades de Nápoles, Estocolmo y Linz.

Toda la información del proyecto se puede consultar en su página web: http://www.clarity-h2020.eu. En los próximos meses se organizarán workshops divulgativos específicos para comunicar los resultados y avances alcanzados por el consorcio CLARITY.

Logotipo del proyecto internacional de investigación CLARITY.

PROJECT: CLARITY (INTEGRATED CLIMATE ADAPTATION SERVICE TOOLS FOR IMPROVING RESILIENCE MEASURE EFFICIENCY)

Duration: from 1st June 2017 to 31st May 2020
This project has received funding from the European Union's Horizon 2020 research and innovation programme under grant agreement No 730355
Work Programme: Climate action, environment, resource efficiency and raw materials
Topic: Exploiting the added value of climate services
Topic Identifier: SC5-01-2016-2017

CLARITY project consortium is formed by 17 partners from Austria, Germany, Italy, Spain and Sweden. Project coordinator is AIT from Austria.

Urban areas and traffic infrastructure linking such areas are highly vulnerable to climate change. Smart use of existing climate intelligence can increase urban resilience and generate added value for businesses and society at large.

Based on the results of FP7 climate change, future internet and crisis preparedness projects (SUDPLAN, ENVIROFI, CRISMA) with an average TRL of 4-5 and following an agile and user-centred design process, end-users, purveyors and providers of climate intelligence will co-create an integrated Climate Services Information System (CSIS) to integrate resilience into urban infrastructure.

As a result, CLARITY will provide an operational eco-system of cloud based climate services to calculate and present the expected effects of CC-induced and -amplified hazards at the level of risk, vulnerability and impact functions. CLARITY will offer what-If decision support functions to investigate the effects of adaptation measures and risk reduction options in the specific project context, and allow the comparison of alternative strategies.

Four demonstration cases will showcase CLARITY climate services in different climatic, regional, infrastructure and hazard contexts in Italy, Sweden, Austria and

Spain; focusing on the planning and implementation of urban infrastructure development projects.

CLARITY will provide the practical means to include the effects of CC hazards and possible adaptation and risk management strategies into planning and implementation of such projects, focusing on increasing CC resilience. Decision makers involved in these projects will be empowered to perform climate proof and adaptive planning of adaptation and risk reduction options.

OBJECTIVES

The overarching objective of CLARITY is to demonstrate the benefit of climate services for climate proofing of vulnerable large-scale investments such as urban infrastructure and transport infrastructure. Some other specific objectives are:

1. Develop an integrated Climate Services Information System (CSIS) for resilience assessment and climate-proofing of the large scale infrastructure projects. The CLARITY CSIS will support the infrastructure planners and managers, in the task of climate-proofing large scale infrastructure projects. CSIS will be designed as an eco-system of cloud-based climate services and provide support for: Identification of project climate sensitivity (extensible to new project types); evaluation of the exposure to climate hazards under future climate conditions (anywhere in EU); assessment of vulnerability to observed and future climate (extensible to new project types); risk assessment in an all-hazard approach context; identification and appraisal of the adaptation options; development of adaptation action plans.
2. Maximize the re-use and tailoring of existing data, technologies and services. CSIS will integrate and customize core climate services such as Copernicus Climate Change Services (C3S), in order to provide the basis data on current climate and land cover, downscaling services, seasonal and long term (IPCC) climate predictions. The basic data set will be available for the whole EU, and the users will have a possibility to improve the service by providing additional or more accurate data for their region/location.
3. Co-design and co-development with suppliers, purveyors and end-users (urban and regional planning as well as infrastructure providers).
4. Demonstrate and validate the added value, flexibility and adjustability of the CLARITY Services to national and/or regional differences: CLARITY will implement four representative demonstration cases to validate concepts, methods and software and to measure the added value of CLARITY for the users within and outside consortium.
5. Create a CLARITY community encompassing the different stakeholder categories, to be able to scale up the results of the project.
6. Make fit for Exploitation: CLARITY aims to assure that the project results are turned into an operational and sustainable Climate Services deep-seated in the existing CC adaption data and tools landscape.

Transport Research Center from CEDEX is a partner in the project, dealing basically with the analysis and assessment of CC risks in road infrastructures. New climate scenarios have to be taken into account when planning, designing and operating roads. There is a need of more durable and resilient infrastructures in order to minimize impacts and adapt them to future needs (new trends in mobility, changes in precipitation, snow or wind patterns, etc.). Drainage, materials, slopes, embankments, road markings, vegetation, energy systems and other elements have to be studied in the light of the information provided by climate services and decision making has to be even better informed. We can't forget that a well-functioning traffic infrastructure is essential for the economy as well as for the well-being of the citizens. Laura Parra and Marcos Perelli are directly involved in the project, together with other colleagues in their different fields of expertise. In their words: *"It's the moment to be more aware of CC issues related to road infrastructures", also: "Some roads elements might need to be adapted to new climate requirements in order to make them safer; therefore we at CEDEX are having an insight look to every item that can be affected by heavy rains, extreme temperatures and any other climate related event".*

Website: http://www.clarity-h2020.eu
Twitter: https://twitter.com/CLARITY_h2020

El ministro de Fomento presenta El Plan de Internacionalización del Transporte y las Infraestructuras 2018-2020

- El Plan busca generar más y mejores oportunidades de negocio para las empresas españolas en el exterior
- El Plan centra sus esfuerzos a través de 110 iniciativas concretas en 11 mercados prioritarios y 9 mercados de oportunidad
- Los planes de inversión en infraestructuras en los 11 mercados prioritarios representan un volumen de más de 2,5 billones de euros en los próximos 10 años
- Se crea el Observatorio español del Transporte y las Infraestructuras, concebido como una plataforma de encuentro del sector, con el propósito de dotar de mayor coherencia, coordinación y complementariedad las actuaciones internacionales de las empresas españolas

El ministro de Fomento, Íñigo de la Serna, presentó el pasado 13 de diciembre (2017) el Plan de Internacionalización del Transporte y las Infraestructuras 2018-2020, que comparte e integra las actividades e iniciativas necesarias para la generación de más y mejores oportunidades de negocio para las empresas españolas en el exterior, el refuerzo de su actividad internacional y de la imagen tecnológica, innovadora y empresarial de España.

Este Plan identifica las sinergias, tanto operativas como comerciales, entre las empresas del Grupo Fomento y el sector privado, favoreciendo, por una parte, las actividades de cooperación y colaboración entre los agentes involucrados y, por otra, la complementariedad de trabajos y servicios que redunden en una mayor competitividad internacional.

Una estrategia articulada sobre 6 líneas de acción que persiguen la generación de imagen del sector, el aprovechamiento de las capacidades integrales de la oferta española y la influencia institucional.

El Plan de Internacionalización del Transporte y las Infraestructuras centrará sus esfuerzos en 11 mercados prioritarios: Arabia Saudí, Australia, Canadá, Colombia, Emiratos Árabes Unidos, Estados Unidos, México, Noruega, Perú, Suecia y Reino Unido; y 9 de oportunidad: Argentina, Chile, Dinamarca, Egipto, India, Israel, Malasia, Marruecos y Singapur.

Como complemento a los países citados, también se consideran prioritarios los proyectos con las instituciones europeas, puesto que existen, a nivel regional, necesidades en las que la oferta española puede aportar un valor diferencial.

Proyectos valorados en más de 2,5 billones de euros

Los planes de inversión en infraestructuras, solamente en los 11 mercados prioritarios, suponen un pipeline de proyectos valorado en más de 2,5 billones de euros para los próximos diez años, entre los que destacan oportunidades como la alta velocidad de California (EEUU), Reino Unido y Suecia; proyectos aéreos como la ampliación del aeropuerto Jorge Chávez en Lima (Perú); la renovación de los aeropuertos JFK y San Diego (EEUU); o el nuevo aeropuerto de Sidney (Australia); o las relacionadas con los metros de Sidney (Australia), Bogotá (Colombia) o Lima (Perú); sin olvidar la ampliación del tren ligero de Calgary (Canadá) o el Crossrail2 (Reino Unido). En cuanto a las carreteras, destacan proyectos como las autopistas E-39 (Noruega) y WestConnex (Australia) o la King Hamad Causeway (Arabia Saudí).

Objetivos estratégicos:

- Diseñar una estrategia integral de país en materia de internacionalización en los sectores del transporte y las infraestructuras.
- Consolidar y reforzar la imagen internacional de las empresas del transporte y las infraestructuras.
- Crear, de la mano del sector privado, mecanismos que permitan el alumbramiento de una platafor-

El ministro Íñigo de la Serna durante la presentación.

ma de internacionalización que acelere el desarrollo de negocio para aquellos actores que ya están presentes en los mercados internacionales y que genere vías de incorporación para otros agentes.
- Maximizar y optimizar la alineación del sector de las infraestructuras del transporte con las tendencias globales y consolidar a nuestros operadores como referentes globales en materia de internacionalización e innovación.
- Dotar de mayor coherencia, coordinación y complementariedad a las actuaciones internacionales de las empresas del Grupo Fomento y el Sector Privado con el fin de obtener un efecto multiplicador.

Siguientes pasos

El Plan ha contado con un proceso de consulta y participación que finalizó el pasado 30 de enero.

El objetivo es avanzar en la puesta en marcha del Plan y, en concreto, de las iniciativas cuyo lanzamiento está previsto para 2018, entre las que destacan la puesta en marcha del Observatorio Español del Transporte y las Infraestructuras; la participación de empresas españolas en congresos de especial relevancia en el sector, dentro de la línea de acción *Spain Transport Lab;* y la organización del primer *Innovation Bridge* (México, Colombia, Perú y otros).

De la Serna presenta el nuevo concepto de Smart Train de Renfe: EVA

- El nuevo servicio de alta velocidad inteligente comenzará a funcionar en 2019 entre Barcelona y Madrid para extenderse luego a otros corredores
- El precio de los billetes será entre un 20% y un 25% inferior a los del AVE
- EVA se apoya en las nuevas tecnologías y la demanda de servicios innovadores y más personalizados para un viaje puerta a puerta, integrado con otros sistemas de transporte y cien por cien conectado
- Renfe terminará de perfilar los atributos de EVA en un proceso de co-creación con sus clientes

El ministro de Fomento, Íñigo de la Serna, presentó el pasado día 6 de febrero (2018) en Barcelona el nuevo concepto de Smart Train de Renfe, un producto que aunará la alta velocidad con la digitalización de todos los procesos, un sistema de precios predecibles para cada cliente, el viaje puerta a puerta, la integración con otros productos turísticos, nueva versatilidad y espacios de trabajo y una mayor sostenibilidad. Su nombre: EVA.

Modelo reducido del Smart Train de Renfe: EVA.

A punto de cumplirse el X aniversario de la llegada de la alta velocidad a Barcelona, la conexión directa entre Madrid y Barcelona en servicios AVE, excluyendo el resto de relaciones de la línea, acumula más de 35 millones de viajeros, tras un incremento del 7,6% en 2017 respecto al año anterior al superar los 4,1 millones de viajeros, con una cuota de mercado del 65% respecto al puente aéreo.

EVA es un nuevo concepto de Renfe que optimiza el producto de alta velocidad para adaptarse a más viajeros y completar la cartera de productos de Renfe en servicios comerciales. Al concepto generalista del AVE, su versión más económica AvCity y la marca internacional (AVE+TGV), se suma ahora el producto EVA, un Smart Train diseñado sobre las nuevas tecnologías y la demanda de servicios más personalizados e innovadores para el sector de la población que todavía hoy apuesta por el viaje en coche: grupos pequeños, jóvenes y familias.

Se trata de un nuevo concepto de viaje para un nuevo tipo de viajero que pide inmediatez, personalización, servicios y pagar exclusivamente por los atributos que necesita: en concreto, un precio entre un 20% y un 25% inferior al AVE.

Según explicó el ministro de Fomento, se trata de un nuevo servicio que mejorará las prestaciones actuales completando el viaje de alta velocidad y que aprovechará de forma intensa las tecnologías disponibles, las posibilidades que ofrece la innovación y la digitalización, así como la personalización de los servicios.

En este sentido, el titular de Fomento ha subrayado que este nuevo servicio aportará atributos y complementos de valor añadido en un nuevo concepto de tren que se adaptará a las necesidades concretas de cada viajero y que tendrá como rasgos característicos la intermodalidad, la velocidad, la digitalización, la sostenibilidad o el futuro.

En los próximos meses, Renfe va a terminar de diseñar el EVA en un proceso conjunto de co-creación con sus clientes. A través de grupos cualitativos se irá creando de forma conjunta la imagen definitiva del producto y la definición de sus prestaciones comerciales y de servicio.

Alta velocidad inteligente

EVA incorporará los últimos avances del mercado, no sólo de transporte, sino de todos los ámbitos de las comunicaciones y el turismo. No existirá billete físico, sólo digital, que integrará en un mismo ticket todos los sistemas de transporte y la identificación de pasajeros podrá ser biométrica.

EVA ofrecerá un viaje 100% conectado, con *wifi* y comunicación online, incluso entre los viajeros para, por ejemplo, compartir ruta a la llegada. Mediante *apps*, conectará al viajero con el trayecto, informándole sobre el punto en el que se encuentra su viaje, actividades de interés en destino o lugares por donde pasa el tren a través de realidad aumentada. La nueva alta velocidad conectará además al pasajero con el centro de gestión y comunicación de Renfe a través de su móvil.

El viaje con EVA será puerta a puerta. Si el viajero quiere, en un único billete integrado dispondrá del tren con todo lo demás: taxi, cercanías, metro, autobús o coche de alquiler. Además, los trenes estarán pensados para adaptarse a distintas modalidades de viaje, con espacios para minigrupos (de 2, 4 o 6 personas) con más zonas para compartir el viaje o trabajar, y espacio adaptado para necesidades especiales.

La ilusión por llegar antes

El EVA se prestará en distintas rutas de alta velocidad. La estación de El Prat funcionará como base de operaciones para su arranque en España. La previsión es que EVA se estrene en 2019 en el corredor Barcelona el Prat-Camp de Tarragona-Madrid con 5 frecuencias por sentido diarias.

Esta línea es la que presenta un mayor potencial de tráfico y de transferencia de viajeros al tren. Por su parte, la estación de El Prat ofrecerá mejores oportunidades para establecer un modelo de integración intermodal y aparcamiento, con plena accesibilidad al área metropolitana de Barcelona.

Los representantes del ferrocarril saudí (SRO) visitan las instalaciones del LIF del CEDEX para ver las pruebas de interoperabilidad ERTMS del tren de Arabia Saudí

El pasado 14 de Febrero de 2018 los representantes del Ferrocarril Saudí (SRO) visitaron las instalaciones del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria (LIF), del Cedex en Madrid, con el objetivo de ver *in situ* las pruebas que el LIF está realizando a los equipos de señalización ERTMS que se instalarán en la línea de alta velocidad entre La Meca y Medina que está construyendo un consorcio español en el que participan, entre otras, las empresas públicas Adif, Renfe e Ineco.

En efecto, las compañías del consorcio español responsables del sistema ERTMS Nivel 2 que se instalará en dicha línea de alta velocidad, Siemens y Talgo, contrataron con el LIF del CEDEX la ejecución de las pruebas de interoperabilidad entre el equipo de vía (Siemens) y el equipo embarcado (Alstom en el tren de Talgo) que aseguren el correcto funcionamiento de ambos. La ejecución por adelantado de estas pruebas en el LIF permite una depuración funcional completa del ERTMS, de forma que se solucionan por adelantado los posibles problemas de interoperabilidad y se evita la aparición de los mismos en el último momento de la puesta en servicio.

A la reunión asistieron los ingenieros alemanes Frank Findeklee, Tim Shah y Denis Dusso, de la DBI (Deutsche Bahn International), que es la compañía contratada por SRO para hacer el seguimiento y aprobación técnicas de los sistemas que el consorcio español está instalando

En la imagen, tren Talgo como el que cubrirá la línea de alta velocidad La Meca-Medina.

en la LAV La Meca-Medina. Asistieron acompañados por técnicos de Siemens y Talgo que son las empresas del consorcio español responsables de la instalación del ERTMS N2 en vía y embarcado, respectivamente.

El Director del LIF les mostró las principales actividades del laboratorio, así como los resultados provisionales, pendientes aún de los análisis definitivos, de las pruebas desarrolladas que en principio han sido muy satisfactorios. Los técnicos de la DBI quedaron muy favorablemente impresionados con la explicación por parte de los técnicos del LIF de las pruebas realizadas, así como por la capacidad del LIF como laboratorio más avanzado a nivel mundial en la ejecución de este tipo de pruebas de interoperabilidad.

El tren de Arabia empezará el servicio comercial con el sistema ERTMS el próximo verano, por lo que la finalización con éxito de estas pruebas en el LIF constituye un hito muy relevante en la consecución del objetivo de comenzar la explotación con ERTMS en dicha fecha.

El CEDEX participa en el Taller sobre Cambio Climático e Infraestructuras de Transporte del proyecto europeo CLARITY

El pasado 8 de marzo el CEDEX participó, en la sede de la AEMET en Madrid, en el Taller sobre Cambio Climático e Infraestructuras de Transporte: Impacto y Medidas de Adaptación. Este Taller se enmarca dentro de las actividades que desarrolla el CEDEX en los temas relativos al cambio climático y las infraestructuras del transporte. En este ámbito, el CEDEX participa en el proyecto europeo de investigación "Integrated Climate Adaptation Service Tools for Improving Reslience Measure Efficiency" (CLARITY), financiado por la Comisión Europea a través del Programa de I+D+i, Horizonte 2020.

Imagen de los asistentes al Taller sobre Cambio Climático (proyecto CLARITY) en la escalinata de la sede de AEMET en Madrid el pasado 8 de marzo.

NORMAS DE REDACCIÓN

ÁMBITO

Ingeniería Civil (IC) se define como una publicación científico-técnica especializada en ingeniería civil y medioambiental. Es editada con periodicidad trimestral por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), organismo público de referencia –en los campos de la ingeniería civil, la edificación y el medio ambiente asociado-, al que han estado ligados eminentes ingenieros españoles tales como Eduardo Torroja o José A. Jiménez Salas. IC cuenta con un sistema de revisión por pares en el que son objeto de evaluación externa todos los artículos científico-técnicos recibidos, y acepta para su publicación artículos sobre trabajos de investigación centrados en las siguientes áreas temáticas: carreteras, ferrocarriles, puertos y navegación, edificación y urbanismo, aguas continentales, costa y mar, energía y medio ambiente, patrimonio histórico de las obras públicas y urbanismo. En este sentido, la revista realiza una labor fundamental como vehículo de difusión y transferencia tecnológica dentro de las áreas de conocimiento mencionadas.

PRESENTACIÓN DE ARTÍCULOS

Los originales se enviarán en formato electrónico a la siguiente dirección de correo: ingcivil@cedex.es

Los originales deberán seguir la siguiente estructura: (1) página de título; (2) introducción que defina la finalidad del estudio; (3) metodología utilizada; (4) resultados obtenidos y su significación; y (5), conclusiones principales.

La página de título, por su parte, ha de incluir los siguientes componentes: (a) título en español e inglés; (b) nombre completo de los autores así como sus respectivos centros de trabajo; (c) dirección de correo electrónico y postal tanto del correspondiente autor de contacto como de los coautores; (d) resumen (español)/*abstract* (inglés), con una extensión entre 150-250 palabras; y (e), palabras clave (español) y *keywords* (inglés), con 5 términos como mínimo.

ESTRUCTURA DE LOS ARTÍCULOS

Con carácter general, la extensión máxima del texto será de 40 páginas (incluidas notas y bibliografía), tamaño DIN-A4 (en formato preferentemente MSWord), escritas a doble espacio y con cuerpo de letra 12. En casos excepcionales podrán publicarse artículos de mayor extensión, que quedarán igualmente al criterio y aprobación del Comité de Redacción.

Los originales deberán seguir, siempre que sea posible la siguiente estructura: resumen/abstract, palabras clave/keywords, texto del artículo (introducción, materiales y métodos, resultados y discusión), agradecimientos y bibliografía.

Deberá indicarse el centro de trabajo y la localidad y país del centro de trabajo de cada uno de los autores, así como la dirección de correo electrónico y/o postal del autor de contacto o *corresponding author*.

Las figuras, cuyo objeto es simplificar y/o complementar el texto, se ordenarán según el orden de aparición en el texto, siendo identificadas con la expresión "Figura nº xx". Todas las figuras deberán llevar un pie de figura o descriptor que ha de ser simple y claro.

En el caso de las tablas, se seguirá el mismo criterio de numeración que en las figuras, utilizando la expresión "Tabla nº xx". Todas las tablas llevarán un título en cursiva que ha de ser breve y explicativo.

Los títulos de los ejes de coordenadas y cualquier elemento de texto que se incorpore a las figuras y gráficos deben estar realizados en la misma fuente y tamaño (preferentemente "Minion pro").

Es conveniente que las fórmulas y ecuaciones incluidas en el artículo estén realizadas a un tamaño de 9 puntos de la fuente "Cambria math".

Las citas en el texto se incluirán con el autor y año en minúsculas y entre paréntesis. Cuando el autor forma parte de la argumentación, sólo el año entre paréntesis. Cuando se citan varias obras de un mismo autor y año, se añade a, b, c, etc.

"…procedimiento de cimentación suficientemente acreditado (Redwood and Jain 1992). Asimismo, Van der Sanden and Hoekman (2005) propusieron…En otras situaciones (Redwood and Jain 1992a) la cimentación…"

En lo que se refiere a la citación de fuentes bibliográficas o de cualquier otro tipo, se remite a los autores al seguimiento de las pautas del sistema Harvard-APA (American Psychological Association: http://www.apa.org/). Sirvan a este respecto los ejemplos que siguen a continuación:

Libros

Dean, E.T.R. (2010). *Offshore Geotechnical Engineering.* London: Thomas Telford Publishing.

Fernández Casado, C. (2008). *Historia del puente en España: puentes romanos,* (2ª ed.), Madrid (Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid): Doce Calles.

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

Capítulos de libros

Richardson, W.J. (1995). Documented Disturbance Reactions. En W.J. Richardson, C.R. Greene, C.I. Malme y D.H. Thomson (eds.), *Marine Mammals and Noise* (pp. 241-324). San Diego, CA (EE UU): Academic Press.

Artículos de revistas

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

Dapena, E., Alaejos, P., Lobet, A., y Pérez, D. (2011). Effect of Recycled Sand Content on Characteristics of Mortars and Concretes. *Journal of Materials in Civil Engineering,* 23 (4), pp. 414-422.

Ponencias, congresos, conferencias y seminarios

Stive, M.J.F., De Schipper, M.A., Luijendijk, A.P., Ranasinghe, R.W.M.R.J.B., Van Thiel de Vries, J.S.M., Aarninkhof, S., Van Gelder-Maas, C., De Vries, S., Henríquez, M., y Marx, S. (2013). The Sand Engine: A Solution for Vulnerable Deltas in the 21st Century? En *Coastal Dynamics: 7th International Conference on Coastal Dynamics, Arcachon, France, 24-28 June,* 2013 (pp. 1537-1546). Bordeaux (France): Bordeaux University.

Tesis no publicadas

Toledo, M.A. (1997). *Presas de escollera sometidas a sobrevertido: estudio del movimiento del agua a través de la escollera y de la estabilidad frente al deslizamiento en masa,* tesis doctoral no publicada, Madrid, Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

Recursos electrónicos

A la referencia correspondiente según el tipo de documento (libro, artículo, etc.), se añadirá a continuación el número de identificación digital (DOI, por sus siglas en inglés), que es un identificador único y permanente para las publicaciones electrónicas, y si no lo tuviese se añadirá la URL correspondiente poniendo a continuación "Disponible en http://xxxxx"

Oude Essink, G.H.P., Van Baaren, E.S., y De Louw, P.G.B (2010). Effects of Climate Change on Coastal Groundwater Systems: A Modeling Study in the Netherlands, *Water Resources Research,* 46 (10), W00F04, doi: http://dx.doi.org/ 10.1029/2009WR008719

U. S. Environmental Protection Agency (2004). *Guide to purchasing green power* (EPA430-K-04-015). Washington, DC: U.S. Environmental Protection Agency. Disponible en http://www.epa.gov/grnpower/documents/purchasing_guide_for_web.pdf

El listado bibliográfico ha de ser revisado y, en su caso, corregido por el propio autor. Las citas irán en todo caso debidamente numeradas, evitando utilizar como tales frases imprecisas. Las fuentes bibliográficas que se citen sin haber sido aún publicadas irán acompañadas, al final, de la expresión "en prensa".

BOLETÍN DE SUSCRIPCIÓN ANUAL · **REVISTA INGENIERÍA CIVIL**

Colegiados ☐ 35 € – Número de colegiado	España ☐ 49 €	Extranjero ☐ 81,12 €

Empresa N.I.F.: ..... Particular N.I.F.: .....

Nombre: .....

Cargo: .....

Dirección: .....

C.P.: ..... Localidad: ..... Provincia: .....

Teléfono: ..... Fax: ..... E-mail: .....

FORMAS de PAGO (elija una sola opción)

☐ **DOMICILIACIÓN BANCARIA**
Sólo para cuentas bancarias en España

Muy Señores míos:

Ruego que, con cargo a mi cuenta y hasta nuevo aviso, atiendan el pago de los recibos correspondientes a mi suscripción que les presentará al cobro la **REVISTA INGENIERÍA CIVIL**, editada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**.

Atentamente: .....

Entidad bancaria: ..... Domicilio entidad: .....

C.P.: ..... Localidad: ..... Provincia: .....

Número de cuenta:

BIC ☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

IBAN ☐☐☐☐–☐☐☐☐–☐☐–☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

☐ **TRANSFERENCIA A FAVOR** del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**

IBAN: **ES6501822370450200200574**

SWIFT: **BBVAESMM**

☐ **CHEQUE NOMINATIVO** a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**

Fecha: .....

Firma del titular: .....

Enviar por correo postal a:

REVISTA INGENIERÍA CIVIL
Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas, **CEDEX**
C/ Alfonso XII, 3 y 5 · MADRID – 2014
Enviar por correo electrónico a:
ingcivil@cedex.es

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

DIRECCIÓN
Director: **José Trigueros Rodrigo**

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/a
Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid
Telf.: 91 335 72 00 | Fax: 91 335 72 49

LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES
Director: **José Manuel Gálligo Estévez**
Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid
Telf.: 91 335 74 00 | Fax: 91 335 74 22

LABORATORIO DE GEOTECNIA
Director: **Fernando Pardo de Santayana Carrillo**
Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid
Telf.: 91 335 73 00 | Fax: 91 335 73 22

LABORATORIO DE INTEROPERABILIDAD FERROVIARIA
Director: **Jorge Ignacio Iglesias Díaz**
Calle Julián Camarillo, 30 - 28037, Madrid
Telf.: 91 335 71 50 | Fax: 91 335 71 97

CENTRO DE ESTUDIOS HISTÓRICOS DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (CEHOPU)
Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid
Telf.: 91 335 74 56 | Fax: 91 335 72 22

Ilustración procedente del Ministerio de la Presidencia y para las Administraciones Territoriales