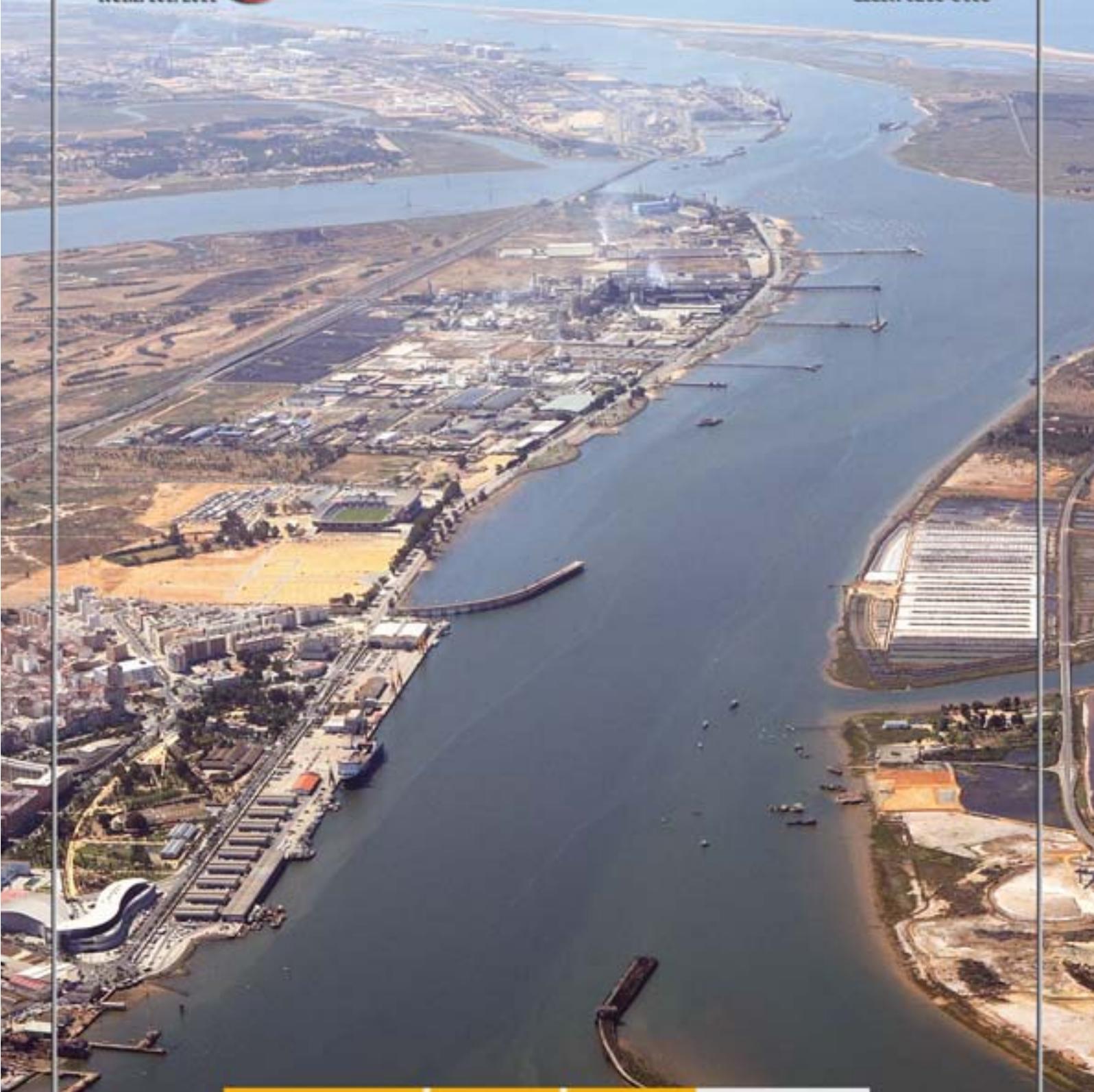


Ingeniería Civil

NÚM. 161/2011

ISSN: 0213-8468



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

MINISTERIO
DE MEDIO AMBIENTE
Y MEDIO RURAL
Y MARINO

CEDEX

CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

EDICIONES DEL CEDEX



Nº de páginas: 267
Año de edición: 2009
P.V.P.: 18€

En esta Monografía se describe el estudio experimental realizado sobre hormigones expuestos a un ambiente marino, situados bien en zona de carrera de mareas, bien en zona sumergida, y pertenecientes a Muelles españoles construidos con cajones flotantes. Tras analizar la documentación relativa a la ejecución de los cajones y revisar el estado actual del hormigón (tras un periodo de exposición variable entre 2 y 31 años), se ha realizado una serie de ensayos encaminados a caracterizar el hormigón y a determinar la penetración de cloruros. Correlacionando estos datos, se ha determinado qué ensayos físicos son los más adecuados para caracterizar la durabilidad del hormigón situados en estos ambientes marinos. A continuación, utilizando estos mismos datos y los recopilados de la revisión bibliográfica realizada, se ha desarrollado un modelo de penetración de cloruros en el hormigón, adaptado a cada uno de los dos ambientes, y se ha obtenido el coeficiente de eficacia de las adiciones minerales, en cuanto a impermeabilidad a los cloruros. Finalmente, se ha llevado a cabo un estudio sobre la influencia del curado con agua de mar sobre las propiedades de hormigones de diferentes calidades.



Nº de páginas: 189
Año de edición: 2010
P.V.P.: 15€

La Guía Técnica sobre depósitos para abastecimiento de agua potable da continuidad a una serie de documentos normativos relacionados con obras hidráulicas promovidos desde la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. En concreto, los antecedentes directos de este documento son la Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión (2003) y la Guía Técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano (2007). La Guía se ha organizado en siete capítulos, incluyendo una introducción en el Capítulo 1. El contenido de la Guía Técnica comprende todo el proceso que atraviesa un depósito en su devenir: diseño (Capítulo 4), construcción (Capítulo 5), aseguramiento de la calidad (Capítulo 6) y explotación (Capítulo 7). Asimismo, se definen los distintos tipos de depósitos (Capítulo 2) y las características básicas que deben cumplir los componentes que constituyen un depósito (Capítulo 3).



Nº de páginas: 78
Año de edición: 2009
P.V.P.: 15€

Para conocer de modo fiable el impacto energético y de emisiones de un determinado proyecto hidráulico es necesario aplicar metodologías capaces de analizar de una manera integrada los impactos energéticos de todas las tareas incluidas en el ciclo completo del agua. Estas metodologías, que son de uso común desde hace años en numerosos sectores industriales, son conocidas como "Análisis de Ciclo de Vida" (ACV). Su aplicación viene siendo objeto de normalización internacional (Normas ISO-14040 y derivadas) desde finales de la década de 1990. Los análisis de ciclo de vida tratan de evaluar la totalidad de los efectos ambientales que genera un determinado producto o servicio en las sucesivas etapas de diseño, producción, distribución, utilización y eliminación. En cada etapa se consideran no sólo los efectos directos, sino también los indirectos, esto es, los que se generan a través de la utilización de materias primas, productos semielaborados, servicios auxiliares y, en general, cualquier actividad vinculada al ciclo de vida del producto.

En el presente trabajo se trata de obtener una primera aproximación al problema de los consumos de materiales y energía que se generan directa e indirectamente durante la construcción de infraestructuras hidráulicas, con una orientación especial hacia los sistemas dedicados al abastecimiento urbano. Por consiguiente, se tomarán en consideración las infraestructuras más habitualmente utilizadas para esta finalidad, dentro de los intervalos de escala que se suelen presentar en los sistemas urbanos, evitando entrar en la consideración de macroproyectos específica o mayoritariamente orientados al regadío. Las estaciones de tratamiento (desaladoras, desalobradoras, potabilizadoras y depuradoras) quedan fuera del ámbito del presente estudio.



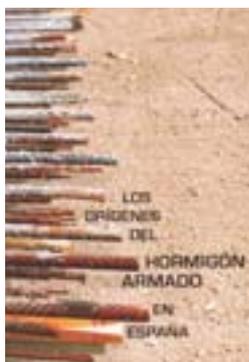
Nº de páginas: 128
Año de edición: 2010
P.V.P.: 15€

El correcto manejo y procesamiento de los fangos generados en las estaciones depuradoras de aguas residuales es un importante reto tanto económico como medioambiental. El marco legal que regula el destino final de los fangos exige que estos sean tratados para eliminar su naturaleza putrescible y eliminar efectos nocivos, tanto para el medio ambiente como para la salud humana. En definitiva se pretende que el fango presente un grado de estabilización que dependerá del destino final del mismo. El término "estabilidad" es uno de los más usados y divergentes, existiendo diferentes normas que establecen criterios dispares para considerar un fango estabilizado. Pero ¿es realmente positivo estabilizar un fango si su destino es el aprovechamiento de sus nutrientes en la agricultura? ¿hasta donde hay que estabilizarlo? ¿qué límite de fracción volátil presenta una buena estabilización?. Así mismo, se hace necesario garantizar las condiciones higiénico-sanitarias en la gestión de los fangos, bien habiéndolos sometido a un proceso de higienización o bien mediante una correcta gestión posterior de los mismos. En este trabajo se aborda el análisis de dos conceptos que se consideran relevantes para la correcta gestión de los fangos generados en una depuradora: estabilidad e higienización. Por otro lado, se pretende transmitir de manera sencilla y asequible la teoría de los procesos de digestión de fangos, a la vez que se acompaña de los resultados prácticos de un trabajo de experimentación. Se han seleccionado para este estudio los siguientes procesos biológicos: digestión anaerobia mesófila y termófila y digestión aerobia termófila. En estos procesos, además de conseguir una reducción de la putrescibilidad, generación de olores y contenido en patógenos, conllevan una eliminación significativa de la masa de fango producida.



El libro "La ciudad paseable" presenta una serie de recomendaciones para la consideración de los peatones en el planeamiento, el diseño urbano y la arquitectura. El objetivo de esta publicación es ofrecer al lector análisis, argumentos y recomendaciones para una mejor consideración de los peatones en el planeamiento urbanístico y en los proyectos arquitectónicos y se inscribe dentro del más general, de potenciar los desplazamientos urbanos a pie, como medio sostenible, saludable y económico de moverse en las ciudades.

Nº de páginas: 430
Año de edición: 2009
P.V.P.: 30€



Nº de páginas: 522
Año de edición: 2009
P.V.P.: 20€

Este libro es de sumo interés tanto para el lector especializado como para aquel que se quiera iniciar en el tema. Se compone de dos partes principales, aunque tenga cuatro capítulos; en la primera, con un lenguaje sencillo y asequible, relata cómo nació el sistema constructivo del hormigón armado y describe el proceso que siguieron las primeras patentes. Después se centra ya en su introducción en España y cómo, a través de sus más importantes representantes, se consolida como un sistema líder en la construcción en nuestro país hasta que fue superado, tiempo después, por el hormigón pretensado.

Pedidos

Para realizar un pedido de publicaciones puede hacerlo por teléfono, fax o correo a:
CEDEX Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
c/ Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid

Teléfono: (+34) 91 335 72 95 • Fax: (+34) 91 335 72 49 • E-mail: publicaciones@cedex.es



MINISTERIO
DE FOMENTO

SECRETARÍA
GENERAL
TÉCNICA

CENTRO DE
PUBLICACIONES

COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente

Miguel González Portal

Secretario

Tomás Moreno Sanz

Vocales

Enrique Dapena García

Víctor Elviro García

Antonio Lechuga Alvaro

M^º Angeles de Pablo Sanmartín

Amparo Precioso de Murga

Francisco Javier Sainz de Cueto Torres

Francisco Sinis Fernández

Isabel Vilches Dueñas

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

Manuel Pombo Martínez

PUBLICIDAD

Oronse, 6 - Telfs.: 915 55 36 93 - Fax: 915 56 40 60 - 28020 Madrid
e-mail: revistacivil@terra.es

PRECIO DE ESTE EJEMPLAR: 12,25€

I.S.S.N.: 0213-8468 - N.I.P.O.: 163-11-001-5

Depósito Legal: M-28150-1971 - AUTOEDICIÓN Y PUBLICIDAD



NUESTRA PORTADA: Vista aérea del Puerto de Huelva, en la página 3 se publica el artículo: *Gestión Ambiental de Sistemas Acuáticos Portuarios: aplicación de la ROM 5.1-05.*

SUMARIO

GESTIÓN AMBIENTAL DE SISTEMAS ACUÁTICOS PORTUARIOS: APLICACIÓN DE LA ROM 5.1-05 EN EL PUERTO DE HUELVA. Sámamo, M. L., Gómez, A. G., Ondiviela, B., Juanes, J. A. , Revilla, J. A. y López, R.	3
EXPERIENCIAS EN LA DIRECCIÓN AMBIENTAL DE LAS OBRAS DE CONSTRUCCIÓN DEL EMISARIO SUBMARINO DE BERRIA (SANEAMIENTO GENERAL DE LAS MARISMAS DE SANTOÑA -CANTABRIA-). Jacobo Fernández Rojo, Alberto Valle Álvarez y Gonzalo Rodríguez Moreno	11
MEJORA DEL ATRAQUE DEL MUELLE DE TRASATLÁNTICOS DEL PUERTO DE VIGO. Leoncio Prieto Tercero	25
EL PROYECTO DIRECT-MAT: TÉCNICAS DE DEMOLICIÓN Y RECICLADO DE MATERIALES PARA LA CARRETERA - COMPARTIENDO CONOCIMIENTOS Y PRÁCTICAS. Francisco Sinis Fernández, Baltasar Rubio Guzmán y Ana Isabel González Abadías	39
PANTALLA CONTINUA CONSTRUIDA CON HIDROFRESA Y EQUIPADA CON SONDAS TERMOACTIVAS PARA EL APARCAMIENTO DE LA PLAZA DE CERVANTES DE SAN SEBASTIÁN. Miguel Ángel de Juan García	49
MORFOLOGÍA DE TABLEROS ALIGERADOS DE CANTO CONSTANTE POSTESADOS PARA PUENTES CARRETEROS Y FERROVIARIOS. Víctor Yepes, Julián Alcalá, Jaime Díaz y Fernando González-Vidosa	61
ENSAYO A ESCALA REAL E INTERPRETACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UN PILOTE POR FUSTE EN ROCA. D. del Olmo, S. Melentijevic, L. Prieto y C. Olalla	73
EJERCICIO ESPAÑOL INTERLABORATORIOS SOBRE EL ENSAYO DE SENSIBILIDAD AL AGUA DE MEZCLAS BITUMINOSAS. Rafael Jiménez Sáez, Leonardo Enríquez Gabeiras, Lucía Miranda Pérez y Fernando Valor Hernández	83
LA MOVILIDAD COMO FACTOR TERRITORIAL DOMINANTE EN LA EMISIÓN DE GASES DE EFECTO INVERNADERO. Laura Crespo García, M ^º Mar Montané López, Alberto García Cortés y Fernando Jiménez Arroyo	95
ENSAYOS PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LAS BENTONITAS UTILIZADAS EN LA FABRICACIÓN DE LAS BARRERAS GEOSINTÉTICAS ARCILLOSAS (GBR-C). Ángel Leiro, Beatriz Mateo , Helena García y Silvia Llorente	111
LAS PLAYAS Y LA HISTORIA. José M. de la Peña Olivás	129

En nuestra página web <www.cedex.es>
encontrará las normas para la publicación de artículos

Aditivos para Hormigón de obra portuaria

Una solución sostenible

BASF Construction Chemicals España, S.L., está comprometida con la SOSTENIBILIDAD diseñando productos y soluciones que favorecen una mayor durabilidad en las estructuras y hormigones de obra portuaria: Aditivos para ejecutar hormigón sumergido; inhibidores de corrosión que prolongan la durabilidad de la estructura en ambientes agresivos; superplastificantes que permiten construir con hormigón de altas resistencias mecánicas, más resistentes a la erosión, y que se colocan fácilmente en cualquier super estructura.

 **BASF**

The Chemical Company

**BASF Construction
Chemicals España, S.L.**

Basters, 15
08184 Palau-solità i
Plegamans (Barcelona)
Tel.: 93 862 00 00
Fax: 93 862 00 20
aditivos@basf.com
www.basf-cc.es



International Year of
CHEMISTRY
2011

BASF is a Global Sponsor

Adding Value to Concrete

Gestión Ambiental de Sistemas Acuáticos Portuarios: aplicación de la ROM 5.1-05 en el Puerto de Huelva

SÁMANO, M. L. (*), GÓMEZ, A. G. (*), ONDIVIELA, B. (*), JUANES, J. A. (*), REVILLA, J. A. (*) y LÓPEZ, R. (**)

RESUMEN La necesidad de establecer protocolos de actuación estandarizados en el ámbito de la ingeniería marítima se ha traducido en el desarrollo del programa ROM, Recomendaciones de Obras Marítimas. En este marco de trabajo, la ROM 5.1, "Calidad de las aguas litorales en áreas portuarias", surge con el objeto de abordar la problemática de la calidad de las aguas portuarias, recogiendo el espíritu y los principios establecidos por la Directiva Marco del Agua, aunque teniendo en cuenta que los aspectos y las actividades portuarias deben estar presentes tanto en el planteamiento general, como en la forma de abordar la problemática y gestión de los sistemas acuáticos. Esta herramienta para la gestión integral de dichos sistemas se fundamenta en un esquema conceptual estructurado en torno a cuatro programas concretos de actuación. Con base en ellos, es posible conjugar la ordenación del territorio acuático portuario con el seguimiento y valoración de su calidad ecológica y química, así como con la evaluación y gestión de los riesgos susceptibles de causar algún tipo de alteración en dichos sistemas. En el presente artículo se sintetizan los aspectos más relevantes de esta Recomendación y los resultados obtenidos de su aplicación en el Puerto de Huelva. Esta labor ha evidenciado que la ROM 5.1 es, en efecto, una herramienta estandarizada y eficaz para llevar a cabo la gestión integral de los sistemas acuáticos portuarios en concordancia con los principios establecidos por la citada Directiva. La aplicación de la ROM 5.1 ha permitido definir las líneas de trabajo a seguir por el Puerto de Huelva, para el control de la calidad de sus aguas, la gestión de datos y la prevención de sucesos contaminantes.

PORT AQUATIC SYSTEMS ENVIRONMENTAL MANAGEMENT: ROM 5.1-05 APPLICATION TO THE PORT OF HUELVA

ABSTRACT *The programme ROM (Recommendations for Maritime Works) was born as an answer derived from the requirement to establish standardized protocols within the maritime engineering scope. Within this framework, the ROM 5.1 "Quality of coastal waters in port areas" arises with the aim to tackle the port water quality typical problematic according not only to the principles established by the Water Framework Directive, but also considering the aspects and port activities that must be present in the general approach as well as the way to tackle this problematic and the aquatic systems management. This tool for the integrated management of this kind of systems is based on a conceptual scheme structured into four concrete programmes. These programmes allow the conjunction of the port aquatic territory regulation with its monitoring and the assessment of its ecological and chemical quality as well as the evaluation and management of the risks susceptible to produce any kind of alteration in those systems. This article summarizes the most important aspects of this Recommendation and the obtained results of its application in the Port of Huelva. This work has demonstrated that ROM 5.1 is, in fact, a standardized and effective tool to carry out an integrated management of the port aquatic systems according to the requirements established by the WFD. The application of the ROM 5.1 has allowed the establishment of the procedures that the Port of Huelva should follow in order to control the quality of its water and to prevent contaminant events.*

Palabras clave: Puertos, ROM 5.1, DMA, Gestión Ambiental Portuaria, Puerto de Huelva.

Keywords: Ports, ROM 5.1, WFD, Port Environmental Management, Port of Huelva.

1. INFORMACIÓN SOBRE SOPORTE FINANCIERO

Este estudio, desarrollado en el marco del proyecto "Validación y Calibración de la ROM 5.1 Calidad de aguas litorales en áreas portuarias mediante su aplicación piloto en los puertos de Gijón, Huelva y Tarragona", ha sido financiado por Puertos

del Estado y la Autoridad Portuaria de Huelva. Parte de los desarrollos científico-técnicos utilizados en este proyecto han sido financiados por el Plan Nacional de Investigación y Desarrollo (2008-2011) del Ministerio de Ciencia e Innovación (Proyectos CTM 2008-03800/TECNO y CTM 2009-11206).

(*) Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Avda. de los Castros s/n 39005, Santander.

(**) Autoridad Portuaria de Huelva, Avda. Real Sociedad Colombina Onubense s/n, 21001.

2. INTRODUCCIÓN

Tomando en consideración que alrededor de 1200 millones de personas (23% de la población mundial) vive dentro de los 100 km próximos a las costas y que el 50% se encuentra en vías de hacerlo hacia el año 2030, no resulta extraño que cada vez se requieran, con mayor énfasis, respuestas de adaptación en las zonas costeras para lidiar con muchos de los peligros que las acechan como resultado de los cambios ambientales (Adger *et al.*, 2005). La falta de previsión y la creciente demanda sobre los recursos costeros ha conducido a los espacios litorales a una transformación sin precedentes que se ha traducido en el deterioro de la calidad del agua, la disminución de los recursos hídricos, la erosión y la sobreexplotación de recursos pesqueros, entre otros (Ondiviela, 2006). Los puertos, que forman parte de esta realidad, constituyen enclaves marítimo-terrestres estratégicos para el comercio con el exterior. La intensa actividad logística, comercial e industrial desarrollada en ellos, así como la necesidad de mejora de los servicios prestados y de ordenación de su entorno, demandan constantemente la creación y modernización de sus instalaciones e infraestructuras, a fin de sostener el importante sector económico que representan. De este modo, son un pilar fundamental dentro de las actividades socio-económicas que se desarrollan en las zonas costeras, sin embargo, ejercen una cierta presión sobre el medio litoral cuya magnitud debe ser cuantificada y analizada a fin de determinar el tipo de actuaciones requeridas para corregir los eventuales efectos derivados de ésta.

En este sentido, su actual integración dentro de núcleos de población, desde un punto de vista económico, social y ambien-

tal, exige una gestión eficiente que permita mantener los usos actuales sin que ello se convierta en sinónimo del deterioro de las masas de agua que ocupan (Ondiviela *et al.*, 2006; Sámano *et al.*, 2007). Con este objeto, la Directiva Marco del Agua (Directiva 2000/60/CE) (en adelante DMA), introduce la figura de masas de agua muy modificadas, entendidas como todos aquellos espacios de agua que, de acuerdo con sus peculiares condiciones hidromorfológicas, no están en condiciones de alcanzar los niveles de calidad exigidos al resto de masas de agua. En consecuencia, para las masas de agua muy modificadas, los objetivos ambientales son menos exigentes que los requeridos para las masas de agua naturales. Tal distinción queda plasmada en los conceptos de *estado ecológico* y *potencial ecológico* definidos como una expresión de la calidad de la estructura y funcionamiento de los ecosistemas acuáticos asociados a masas de agua naturales y muy modificadas, respectivamente.

La DMA reconoce, explícitamente, las masas de agua sobre las que se desarrolla la actividad portuaria como masas de agua muy modificadas, en cuyo caso, se justifica la reducción de los objetivos ambientales para cumplir con el denominado buen potencial ecológico (Ondiviela *et al.*, 2007). No obstante, los problemas ambientales, no siempre se solucionan reduciendo los objetivos de calidad que habrán de cumplirse. Por tal motivo, las políticas dirigidas al desarrollo de instrumentos de gestión integral que conjuguen las demandas social, económica, legal, técnica y ambiental respecto a los requerimientos de la DMA resultan esenciales.

En este contexto, surge la ROM 5.1 "Calidad de las aguas litorales en áreas portuarias" (Revilla *et al.*, 2005), que trata de responder, simultáneamente, a los requerimientos de la DMA y

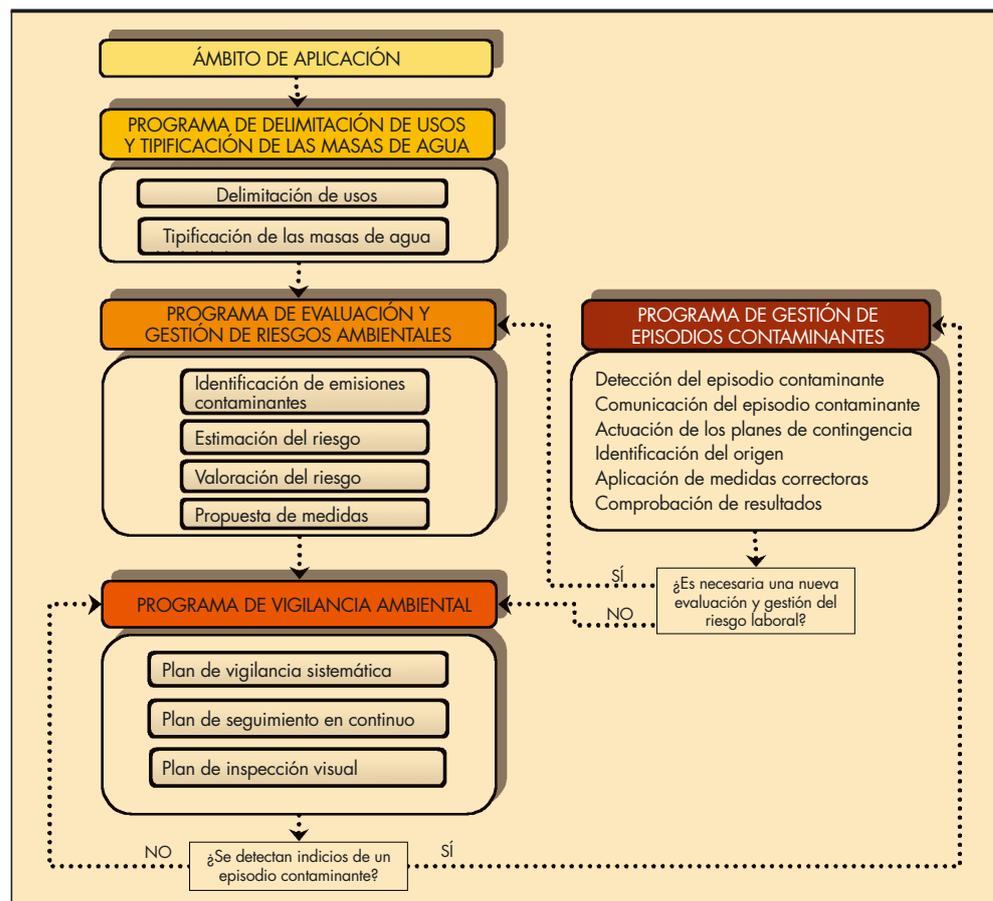


FIGURA 1. Modelo conceptual de la ROM 5.1.

a las necesidades de gestión integral de los sistemas acuáticos portuarios. Con el fin de alcanzar dicho objetivo, el instrumento desarrollado se estructura en torno a los cuatro programas de actuación que se sintetizan en la Figura 1. No obstante, todo desarrollo metodológico de estas características debe someterse a un proceso de validación y calibración que resuelva las incertidumbres generadas y calibre los elementos de análisis. Dicho proceso fue llevado a cabo en los puertos de Gijón, Huelva y Tarragona permitiendo obtener, para cada uno de ellos, resultados concluyentes y definitivos (Gómez *et al.*, 2009). En este trabajo se exponen los resultados obtenidos tras la aplicación de los diferentes programas al Puerto de Huelva.

3. MATERIAL Y MÉTODOS

3.1. ÁMBITO DE APLICACIÓN

El ámbito de aplicación de la ROM 5.1 se corresponde con la superficie sobre la cual el puerto tiene competencias, es decir, sobre la Zona de Servicio legalmente establecida para cada Autoridad Portuaria. Ésta incluye las superficies de tierra y

agua necesarias para la ejecución de sus actividades, las destinadas a tareas complementarias de aquéllas y los espacios de reserva que garanticen la posibilidad de desarrollo de la actividad portuaria (Ley 27/1992; Ley 48/2003; Ley 33/2010).

Al respecto, para el caso concreto del Puerto de Huelva, la Zona de Servicio Portuario afecta a los términos municipales de Huelva y Palos de la Frontera, ocupando una superficie terrestre de 1.538 ha y algo superior a 15.000 ha de lámina de agua o Aguas de Servicio del Puerto.

La Zona de Servicio terrestre se configura en dos ámbitos. Por un lado, el Puerto Interior, donde se desarrolla el tráfico de mercancías generales, la industria pesquera, actividades comerciales y de servicio, y se asienta una importante industria química básica. Por otro lado, el Puerto Exterior, orientado al tráfico de graneles sólidos, líquidos y productos petrolíferos, que alberga además parcelas e instalaciones industriales auxiliares del complejo petroquímico ubicado en sus inmediaciones.

En cuanto a las Aguas de Servicio del Puerto (Figura 2), la Zona I o Aguas Interiores, son aguas de transición y delimitan una estructura lineal donde concurren factores como la necesi-



FIGURA 2. Aguas de Servicio Portuario del Puerto de Huelva.

dad de dragados periódicos para el mantenimiento de calados y la existencia de infraestructuras portuarias para el atraque de buques y movimiento de mercancías, así como de instalaciones industriales, segregando las aguas de los esteros y ríos situadas aguas arriba de los puentes que pasan sobre ellos y excluyendo la ría de Punta Umbría así como diversos tramos de costa de la franja de zona de baño (Orden de 14 de marzo de 1996; Orden FOM/604/2004). Por su parte, la Zona II o Aguas Exteriores, son aguas costeras donde discurre el tráfico marítimo de entrada al Puerto, así como a instalaciones auxiliares de la industria petroquímica.

3.2. PROGRAMA DE DELIMITACIÓN DE USOS Y TIPIFICACIÓN DE LAS MASAS DE AGUA

Con el fin de tipificar las masas de agua, la consecución de este programa se logra mediante la aplicación de tres tareas fundamentales: la delimitación de usos, el reconocimiento de categorías y la asignación de tipos.

La *delimitación de usos* tiene por objeto reconocer la utilización del medio acuático portuario y las peculiaridades físicas o fisiográficas más relevantes. Tienen consideración de usos portuarios los comerciales, pesqueros, náutico-deportivos y los complementarios a éstos. Del mismo modo, tienen la consideración de usos no portuarios las zonas protegidas en el contexto de la DMA, es decir, las zonas protegidas por alguna norma comunitaria (zonas de baño, LICs, ZEPAs, etc.) y las reconocidas como no portuarias por el plan de utilización de los espacios portuarios.

Por su parte, el *reconocimiento de categorías* permite hacer una primera clasificación de las masas de agua de acuerdo con su grado de alteración hidromorfológica. De este modo, las aguas superficiales se clasifican como muy modificadas, cuando las alteraciones físicas producidas por la actividad humana hayan inducido un cambio sustancial en su naturaleza (p. ej. confinamiento entre dársenas, dragados periódicos, etc.), y como naturales, en caso contrario.

Por último, se lleva a cabo la *asignación de tipos*, la cual, permite la clasificación de las masas de agua de acuerdo con una serie de descriptores físicos: tasa de renovación (baja o aceptable), salinidad (transición o costera) y clase de fondo (duro o blando). La tasa de renovación permite diferenciar entre masas de agua de renovación baja, si el tiempo medio necesario para renovar su volumen de agua es mayor a siete días y, de renovación aceptable, en caso contrario (Gómez *et al.*, 2006; Gómez *et al.*, 2007a; Sámano, 2007).

3.3. PROGRAMA DE GESTIÓN Y EVALUACIÓN DE RIESGOS AMBIENTALES

La evaluación y gestión del riesgo ambiental se fundamenta en la identificación de las emisiones contaminantes causadas por la actividad portuaria o por eventos accidentales. Tal identificación implica tanto a las emisiones puntuales (emisiones canalizadas de sustancias contaminantes por puntos fijos y predefinidos) como a las emisiones difusas (emisiones que no se encuentran canalizadas como por ejemplo filtraciones, dragados, etc.).

En el caso de las emisiones puntuales, se estima el riesgo ambiental de su actividad ordinaria mientras que para las emisiones difusas se consideran tres escenarios de riesgo que contemplan: i) la situación normal (R1), ii) condiciones de operación con ciertos problemas (R2) y iii) una situación accidental de máxima afección (R3). Dicha estimación considera la probabilidad de ocurrencia, la vulnerabilidad del medio y la magnitud de las consecuencias resultantes en caso de que se produzcan (Revilla *et al.*, 2005; Gómez *et al.*, 2007b) haciendo uso de herramientas tales como el modelado numérico y los Sistemas

de Información Geográfica (Revilla *et al.*, 2006; Sámano *et al.*, 2007). Por su parte, la valoración del nivel de riesgo (bajo, medio o alto) que representa cada emisión repercute en el establecimiento de las propuestas de medidas preventivas y/o correctoras capaces de reducir los factores de riesgo.

3.4. PROGRAMA DE VIGILANCIA AMBIENTAL

Una buena estrategia de vigilancia ambiental permite llevar a cabo la medición y observación estandarizada, continua o frecuente del entorno. Para ello, en la ROM 5.1, se proponen tres planes de actuación que quedan representados por:

- El Plan de Vigilancia Sistemática definido como un proceso sistemático de medición y análisis estandarizado de la calidad de la columna de agua y de los fondos. Este es, sin duda, el Plan que proporciona mejor y mayor cantidad de información.
- El Plan de Inspección Visual que plantea un conjunto de actividades encaminadas a la detección precoz de posibles eventos contaminantes.
- El Plan de Seguimiento en Continuo que plantea la incorporación de sistemas de medición en tiempo real.

La medición y análisis de indicadores físico-químicos y biológicos de la calidad del medio permiten llevar a cabo la valoración del estado o potencial ecológico a través de su integración mediante índices relacionados con la calidad de la columna de agua (I_{AG}) y con el nivel de contaminación química y orgánica de los sedimentos (I_{SED}). La combinación de éstos proporciona una valoración en 5 niveles diferenciados: muy bueno, bueno, moderado, deficiente y malo.

3.5. PROGRAMA DE GESTIÓN DE EPISODIOS CONTAMINANTES

La gestión de episodios contaminantes se estructura en torno a ciertas líneas de actuación concretas que consisten, fundamentalmente, en la detección y comunicación del episodio contaminante. Esto, permite activar los planes de contingencia apropiados además de adoptar las medidas correctoras oportunas a fin de minimizar los efectos perniciosos del episodio hasta que se compruebe que éste ha concluido.

4. RESULTADOS

4.1. PROGRAMA DE DELIMITACIÓN DE USOS Y TIPIFICACIÓN DE MASAS DE AGUA

El resultado final de la delimitación de usos y tipificación de las masas de agua de la Zona de Servicio del Puerto de Huelva, ha sido la identificación de dos masas de agua independientes: una muy modificada y otra natural (Figura 3). La zona interior, correspondiente con la Zona I de la ZSP, se caracterizó como una masa de agua muy modificada de baja renovación y fondos blandos. Por su parte, el resto de la ZSP, es decir, la Zona II, se caracterizó como una masa de agua natural costera de fondo blando.

4.2. PROGRAMA DE GESTIÓN Y EVALUACIÓN DE RIESGOS AMBIENTALES

En el área portuaria de Huelva se han identificado un total de 29 emisiones puntuales y 13 emisiones difusas. Las emisiones puntuales se han relacionado con vertidos de empresas concesionarias y de la propia red de colectores del puerto. Por su parte, las emisiones difusas se han correspondido con las emisiones resultantes de cuatro tipos de operaciones: carga y descarga de graneles sólidos, carga y descarga de graneles líquidos



FIGURA 3. Delimitación y tipificación de las masas de agua del Puerto de Huelva.

dos, suministro de combustible y manejo de residuos peligrosos. La valoración del riesgo realizada (Tabla 1) puso de manifiesto la existencia de algunas emisiones con un nivel de riesgo alto o medio, las cuales, requieren la aplicación de las medidas de actuación pertinentes. Tras el análisis de la información ge-

Tipo de emisión	Valoración del Riesgo (%)		
	Bajo	Medio	Alto
Emisiones puntuales	48	24	28
Emisiones difusas R1	85	15	0
R2	85	15	0
R3	69	23	8

TABLA 1. Valoración del riesgo ambiental de las emisiones contaminantes identificadas.

nerada, se advirtió que tales medidas debían centrarse en la caracterización detallada de los efluentes vertidos a fin de obtener información más precisa que permitiera el uso de herramientas numéricas más complejas y, en consecuencia, una valoración más objetiva del riesgo.

4.3. PROGRAMA DE VIGILANCIA AMBIENTAL

Con el objetivo de analizar la calidad ambiental de las aguas portuarias y, dado que en el Puerto de Huelva se ha llevado a cabo el Plan de Vigilancia Sistemática de sus aguas y sedimentos, los resultados presentados en este artículo se centran en dicho Plan.

De este modo, ha sido posible llevar a cabo la valoración del estado o potencial ecológico de las masas de agua previamente identificadas a través del análisis de la información obtenida a partir de los 11 puntos de muestreo utilizados durante la campaña del año 2009. Tal y como se observa en la Figura 4, 8 de estos puntos de muestreo se localizan en la masa de agua muy modificada, mientras que en la masa de agua natural se han establecido únicamente 2 (puntos F y G). El punto de mues-



FIGURA 4. Localización de las estaciones de muestreo de agua y sedimentos utilizadas durante la campaña de 2009.

treo restante (punto E) se corresponde con aguas costeras y proporciona información de referencia. En cuanto a la frecuencia de muestreo, cabe mencionar que para el medio pelágico las determinaciones se realizaron de forma bimestral, mientras que para el medio bentónico fueron de carácter semestral.

Los resultados obtenidos indican que el estado ecológico de la masa de agua natural exhibe un buen estado, mientras que en la masa de agua muy modificada, el potencial ecológico es algo menor adquiriendo el nivel de moderado. El análisis independiente del índice de calidad de la columna de agua (I_{AC}) oscila entre bueno y muy bueno, por tanto, se advierte que estos resultados dependen, principalmente, de la calidad de los sedimentos (I_{SED}) y, en concreto de la fracción correspondiente al nivel de contaminación orgánica (I_{CO}) presente en ellos que, en este caso, resulta más determinante que la fracción correspondiente a la contaminación química (I_{CQ}) (Figura 5).

4.4. PROGRAMA DE GESTIÓN DE EPISODIOS CONTAMINANTES

No todas las autoridades portuarias disponen de los registros alusivos a los episodios contaminantes que ocurren en el

puerto necesarios para desarrollar este Programa de la ROM 5.1, tal es el caso del Puerto de Huelva.

Durante la aplicación de la ROM 5.1 se detectó la necesidad de desarrollar herramientas concretas para gestionar de una forma más ágil y sencilla los episodios contaminantes. En este sentido, se diseñó un formulario con el objetivo de proveer al puerto con un parte de incidencias estandarizado y homogéneo que permitiera una gestión más eficiente.

5. CONCLUSIONES

Mediante la aplicación de la ROM 5.1 en el Puerto de Huelva ha sido posible confirmar que las aproximaciones metodológicas y conceptuales desarrolladas en dicha Recomendación hacen de ella una herramienta única, estandarizada y coherente capaz de conducir a la gestión integral de los sistemas acuáticos portuarios.

El Programa de Delimitación de Usos y Tipificación de las Masas de Agua constituye el instrumento básico de ordenación del medio acuático portuario, en tanto que permite reconocer

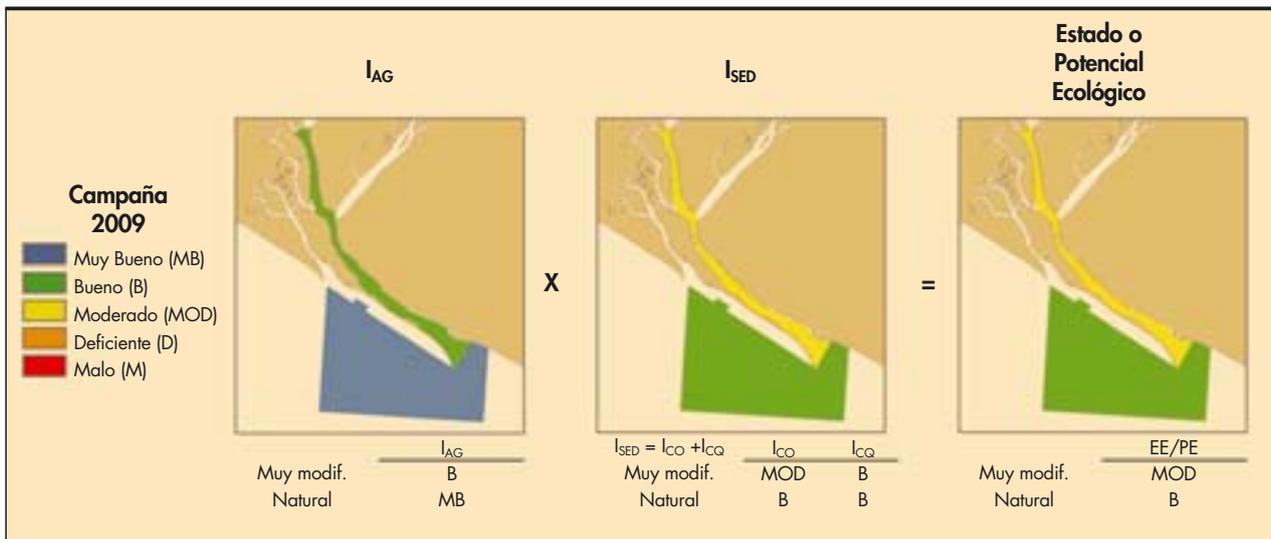


FIGURA 5. Valoración del estado (EE) o potencial (PE) ecológico de las masas de agua delimitadas en el Puerto de Huelva.

las masas de agua y clasificarlas en tipos específicos. Concretamente, los resultados obtenidos en el Puerto de Huelva, han permitido la delimitación de dos masas de agua homogéneas: una muy modificada de baja renovación y fondos blandos y otra, natural de carácter costero y fondo blando. El reconocimiento de estas masas de agua permite su gestión mediante la estimación de los riesgos asociados a las mismas y la valoración de su estado o potencial ecológico. Cabe comentar que los resultados obtenidos tras la validación de la ROM 5.1, han resultado de gran utilidad para la administración competente y la propia Autoridad Portuaria durante el proceso de planificación hidrológica, así como para la delimitación de masas de aguas portuarias como muy modificadas (López, 2009).

El Programa de Evaluación y Gestión de Riesgos Ambientales es el instrumento que permite evaluar la incidencia que tienen las emisiones contaminantes sobre las aguas litorales de la zona portuaria. En este sentido, se han identificado un total de 29 emisiones puntuales de distinto nivel de riesgo que, por tanto, requieren de distintos tipos de actuaciones. Gracias al Programa de Evaluación y Gestión de Riesgos Ambientales, tales actuaciones han podido ser priorizadas a fin de resolver, en primer lugar, aquellas emisiones que presentan un nivel de riesgo alto. Asimismo, han sido detectadas 13 emisiones difusas cuyo nivel de riesgo es mayoritariamente bajo para los tres escenarios de riesgo planteados, por tal motivo, no es necesaria la inmediata puesta en marcha de medidas preventivas y correctoras.

El Programa de Vigilancia Ambiental es el instrumento que permite conocer el estado y evolución de la calidad de las masas de agua de la zona portuaria y poner en evidencia las deficiencias de la Evaluación y Gestión de Riesgos Ambientales. En el entorno portuario de la Ría de Huelva se ha observado la homogeneidad de características físico-químicas de las masas de agua delimitadas de acuerdo con el análisis de la información obtenida a partir de las campañas de campo. Dicho análisis ha permitido la valoración de un estado ecológico (masa de agua natural) y un potencial ecológico (masa de agua muy modificada) bueno y moderado, respectivamente.

El Programa de Gestión de Episodios Contaminantes es el instrumento mediante el cual se abordan los posibles déficits de calidad detectados de las masas de agua. Mediante la aplicación de la ROM 5.1, se ha advertido la necesidad de protocolos para la detección precoz de este tipo de eventos.

6. AGRADECIMIENTOS

Este estudio, desarrollado en el marco del proyecto "Validación y Calibración de la ROM 5.1 Calidad de aguas litorales en áreas portuarias mediante su aplicación piloto en los puertos de Gijón, Huelva y Tarragona", ha sido financiado por Puertos del Estado y la Autoridad Portuaria de Huelva. Parte de los desarrollos científico-técnicos utilizados en este proyecto han sido financiados por el Plan Nacional de Investigación y Desarrollo (2008-2011) del Ministerio de Ciencia e Innovación (Proyectos CTM 2008-03800/TECNO y CTM 2009-11206).

7. REFERENCIAS

- Adger, W. N., Hughes, T.P., Folke, C., Carpenter, S.R., Rockström, J. 2005. Social-Ecological Resilience to Coastal Disasters. *Science*, 309: 1036-1039.
- Comisión Europea: Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas 2000: 1 – 72.
- Gómez, A. G., García, A., Revilla, J.A., Ondiviela, B., Carranza, I., Guinda, X., Juanes, J.A. 2006. Aproximación metodológica para el cálculo del tiempo de renovación en áreas portuarias. EROM 5.1. Universidad Politécnica de Valencia-Puertos del Estado. pp. 2.1–2.25.
- Gómez, A.G., Sámano, M.L., Ondiviela, B., García, A., Revilla, J. A., Juanes, J. A. 2007a. Tiempo de renovación: descriptor físico para la tipificación de masas de agua modificadas en áreas portuarias. Libro de ponencias de las XI Jornadas de Puertos y Costas. San Sebastián. España. 29 – 30 de mayo. 325 – 331.
- Gómez A. G., Ondiviela, B., Juanes, J. A., Revilla, J. A., García, A., Vargas, V., Álvarez, C., Puente, A. 2007b. A risk assessment approach to contaminant emissions in seaport areas: methodological procedure to calculate susceptibility. *Varna, Bulgaria*. 25 – 28 de septiembre. 133 - 142.
- Gómez, A.G., Sámano, M.L., Ondiviela, B., Juanes, J.A., Revilla, J.A. 2009. Calibración y Validación de la ROM 5.1 "Calidad de aguas litorales en áreas portuarias" mediante su aplicación a los Puertos de Gijón, Huelva y Tarragona. Libro de

ponencias de las X Jornadas Españolas de Costas y Puertos. Santander, España. 27-28 de mayo de 2009. pp. 393 - 402.

Ley 27/1992: de 24 de noviembre, de Puertos del Estado y de la Marina Mercante.

Ley 48/2003: de 26 de noviembre, de régimen económico y de prestación de servicios de los puertos de interés general.

Ley 33/2010: de 5 de agosto de modificación de la Ley 48/2003 de 26 de noviembre de régimen económico y de prestación de servicios en los puertos de interés general.

López, R. 2009. Calibración y validación de la ROM 5.1 "Calidad de aguas litorales en áreas portuarias" en el Puerto de Huelva. X Jornadas Españolas de Costas y Puertos. Santander, España. 27-28 de mayo de 2009. pp. 403 - 406.

Ondiviela, B. 2006. Desarrollo de un modelo integral de gestión de la calidad de los sistemas acuáticos portuarios, Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria, Santander.

Ondiviela, B., Gómez, A.G., Revilla, J. A., Juanes, J. A. 2006. ROM 5.1 Calidad de las aguas litorales en áreas portuarias. Proc. III Congreso de Ingeniería Civil, Territorio y Medio Ambiente: Agua, Biodiversidad e Ingeniería. Zaragoza, España. 2006. 1 -11.

Ondiviela, B., Gómez, A. G., Revilla, J.A., Juanes, J.A., Álvarez, C., Puente, A., García, A. 2007. A tool for the management of seaport water bodies quality. ROM 5.1. Quality of coastal waters in port areas. Forth International Scientific Conference - Port Development and Coastal Environment - 2007. Varna, Bulgaria. 25 - 28 de septiembre. pp. 133 - 142.

Orden de 14 de marzo de 1996 por la que se aprueba el Plan de Utilización de los Espacios Portuarios del Puerto de Huelva. BOE número 80 de 2 de abril de 1996.

Orden FOM/604/2004, de 25 de febrero, por la que se modifica el Plan de utilización de los espacios portuarios del puerto de Huelva, aprobado por Orden de 14 de marzo de 1996. BOE número 59 de 9 de marzo de 2004.

Revilla, J. A., Juanes, J. A., Ondiviela, B., Gómez, A. G., Puente, A., García, A., Guinda, X., Carranza, I., Rojo, J., & López, M. (2005). ROM 5.1 Calidad de aguas litorales en áreas portuarias. Madrid: Ministerio de Fomento.

Revilla, J. A., Gómez, A. G., García, A., Ondiviela, B., Juanes, J.A. 2006. A risk assessment approach to contaminant emissions in seaport areas using mathematical models. International Conference on Mathematical and Statistical Modeling in Honor of Enrique Castillo. Ciudad Real, España. 28 - 30 de junio. pp. 1 - 12.

Sámamo, M.L. 2007. Calibración de la metodología propuesta por la ROM 5.1 para la valoración del tiempo de renovación de masas de agua portuarias, Trabajo de Investigación. Universidad de Cantabria, Santander.

Sámamo, M. L., Gómez, A. G., Ondiviela, B., Fernández, F., Mayor, R., Revilla, J. A., Juanes, J. A., Álvarez, C. 2007. Environmental management of seaport water bodies using geographic information systems. 8th International Symposium on GIS and Computer Mapping for Coastal Zone Management. Santander, España. 8 - 10 de octubre de 2007. Vol. 1. pp. 182 - 193.

MUELLE SUR

Centro Logístico Sur.
líneas Regulares.
Tráfico de Conenedores y Ro-ro.
Plataforma para el transporte hortofrutícola.

- 750 metros de línea de atraque
- 13 metros de calado en bajamar
- 280.000 m² disponibles en primera, segunda y tercera zona
- Conexiones ferroviarias
- Tasas y tarifas portuarias muy competitivas

Experiencias en la dirección ambiental de las obras de construcción del emisario submarino de Berria (Saneamiento General de las Marismas de Santoña -Cantabria-)

JACOBO FERNÁNDEZ ROJO (*), ALBERTO VALLE ÁLVAREZ (*) y GONZALO RODRÍGUEZ MORENO (**)

RESUMEN Las obras del Emisario Submarino de Berria han sido un referente de la ingeniería civil, tanto por su vanguardia en las tecnologías y materiales empleados como por el enclave natural donde se han ejecutado, las Marismas de Santoña, declaradas bajo múltiples y reconocidas figuras de protección natural desde el ámbito comunitario e internacional (Red Natura 2000, Lista Ramsar de Humedales de Importancia Internacional, Important Bird Area -IBA-...). Desde este punto de vista, la figura de la Dirección Ambiental a disposición de la Dirección de Obra, se convierte en una pieza fundamental para asegurar el cumplimiento de la Declaración de Impacto Ambiental (DIA), dar respuesta a cualquier imprevisto ambiental que pueda surgir durante el desarrollo de las obras, y asegurar la conservación de los valores naturales del entorno. A tal efecto, con el presente trabajo se pretende demostrar que con la metodología empleada, y bajo un control efectivo de diversos indicadores, cualquier actuación de esta índole puede no sólo ser compatible con el entorno, sino mejorar en fase de explotación la calidad de sus aguas, lo que redundará en la mejora de todos sus factores ambientales asociados (fauna, vegetación, procesos ecológicos, etc.). Los resultados y conclusiones del trabajo reafirman las labores y funciones de la Dirección Ambiental, que han ido mucho más allá de la estricta vigilancia de las obras.

EXPERIENCES IN THE ENVIRONMENTAL DIRECTION DURING CONSTRUCTION OF THE SUBMARINE EMISSARY OF BERRIA (GENERAL SANITATION OF THE SALT MARSHES OF SANTOÑA - CANTABRIA-)

ABSTRACT *The underwater outlet of Berria works have been a referent in civil engineering, both for the avant-garde of the technologies and materials used, as well as for the natural enclave where developed, the Santoña marshes, declared under numerous and recognized concepts of natural protection within the Community and international scopes (Natura 2000, The Ramsar List of Wetlands of International Importance, Important Bird Areas -IBA-, ...). From this point of view, the Environmental Management figure at Project Management's disposal, becomes an essential piece to guarantee the performance of the Environmental Impact Statement (EIS), to respond any unforeseen environmental event which could crop up during the works, and to guarantee natural values conservation. So as to meet that objective, this work tries to prove that, thanks to the methodology used and with an effective control of several indicators, any performance of this nature may be, not only compatible with the environment, but it may improve the waters quality, which will have a bearing on all of its associated environmental factors (fauna, vegetation, ecological processes, etc.). Results and conclusions, reassert the Environmental Management's tasks and functions, which go beyond just surveillance.*

Palabras clave: Emisario, Dirección Ambiental, Marismas de Santoña, Programa de Vigilancia Ambiental.

Keywords: Marine outfall, Environmental Management, Santoña marshes, Environmental surveillance programme.

1. INTRODUCCIÓN

La declaración en marzo de 1994 de las Marismas de Santoña como espacio protegido (originalmente como Reserva Natural

aunque posteriormente declarada como Parque Natural, según Ley de Cantabria 4/2006, de 19 de mayo) y la inclusión de las mismas como "Zona Sensible" en el Plan Nacional de Depuración, (aprobado en Consejo de Ministros de 17 de febrero de 1995), no conlleva el desarrollo de un Plan de Saneamiento que resuelva e impida los vertidos contaminantes directos a la Marisma por parte de las localidad limítrofes. Ello ocasiona una queja por parte de la Comisión Europea, por lo que la Dirección General de Calidad de las Aguas del Ministerio de Medio Ambiente encarga a la Confederación Hidrográfica del

(*) Servicios Ambientales Integrales del Norte, S.L. C/ Trasmiera 8, bajo 2B. 39005, Santander -Cantabria-.

(**) INOCSA Ingeniería, S.L. Dirección de Agua y Medio Ambiente. C/ Quintana 2, 3º. 28008, Madrid.

Norte (actual Confederación Hidrográfica del Cantábrico) la elaboración de un informe sobre la situación actual de las aguas residuales así como un posterior estudio para el diagnóstico y solución del problema.

En cumplimiento del Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas, derivado de la trasposición a la normativa estatal de la Directiva 91/271/CEE y como anticipo a las exigencias de la Directiva Marco del Agua 2000/60/CE, que entraría en vigor a finales del año 2000, y teniendo en cuenta la entidad de las obras previstas y el largo plazo previsto para la puesta en funcionamiento del sistema de saneamiento, la Ley 42/1994 de 30 de Diciembre, declara de interés general el Saneamiento de las Marismas de Santoña, proyecto que cuenta con la correspondiente Declaración de Impacto Ambiental (DIA), aprobada según Resolución de 11 de abril de 2003 de la Secretaría General de Medio Ambiente. Además.

La Confederación Hidrográfica del Cantábrico, como entidad promotora de las obras, y en cumplimiento de la mencionada DIA, así como por la gran relevancia natural del entorno, ha dispuesto de una Dirección Ambiental encargada del desarrollo del preceptivo Programa de Vigilancia Ambiental (PVA), labor efectuada por las empresas INOCSA Ingeniería y Servicios Ambientales Integrales del Norte.

Con esta publicación se pretende poner de manifiesto la importancia de disponer de este tipo de figuras o asistencias a la dirección de obra, para el control efectivo de los trabajos de construcción sobre entornos especialmente sensibles y/o protegidos, particularizándola para una de las obras más singulares del conjunto: el emisario submarino de Berria.

2. LA OBRA DEL EMISARIO SUBMARINO DE BERRIA

2.1. PRINCIPALES DATOS DE LA OBRA (TABLA 1)

2.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

El proyecto del emisario submarino (Roldan Cartiel, A. y Herrera Pérez, J.A., 2005.) define y desarrolla las obras necesarias para recoger las aguas residuales producidas en los municipios afectados por el Saneamiento General y, una vez

depuradas, enviarlas al mar, a una distancia de la costa superior a 3 kilómetros, cumpliendo en todo caso los límites recogidos en el Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las Normas Aplicables al Tratamiento de las Aguas Residuales Urbanas así como el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo que desarrolla su reglamento.

Siguiendo la circulación del agua, las obras proyectadas se dividen en los siguientes elementos, recogidos gráficamente en la Figura 1.

a) Cámara de carga

Es una estructura de hormigón armado compuesta de dos compartimentos donde termina el emisario terrestre y donde se produce la redistribución del caudal entre el emisario principal y el de emergencia. Permite evacuar por gravedad el caudal de diseño (5.123 l/s) en las condiciones de marea más desfavorables.

Tiene una doble finalidad:

- Aislar los emisarios submarinos mediante sendas compuertas. Con ello, se consigue poner fuera de servicio cualquiera de las dos conducciones además de permitir embalsar aguas arriba el volumen suficiente de efluente para las operaciones periódicas de lavado de los emisarios (*flushing*).
- Servir de alivio del emisario principal desviando el exceso de caudal que no pueda absorber el emisario de emergencia.

b) Tramo en hinca

Debido a las condiciones geológicas del terreno, fue preciso construir una cámara de hinca desplazada de la cámara de carga, ambas comunicadas mediante dos tuberías de polietileno de 1.800 mm de diámetro protegidas con hormigón armado y cubiertas con material de relleno.

Desde la citada cámara, se hincaron las tuberías de los emisarios principal y de emergencia, siguiendo trazas paralelas hasta su salida al mar.

Este procedimiento constructivo se llevó a cabo con objeto de no afectar a la turbera existente en la zona.

La tubería es de hormigón armado, de diámetro interior 2 m, espesor 0,2 m y 505 de longitud.

Principales datos de la obra			
Financiación	85% Confederación Hidrográfica del Cantábrico 15% Gobierno de Cantabria	Duración de los trabajos	30 Meses Inicio: 17/05 /2005 Terminación: 27/12/2007
Inversión total	28.039.394.06 €	Parámetros de diseño	Caudal máximo a transportar: 5.123 l/s
Dirección de obra	Antonio Roldán Cartiel (Ingeniero de Caminos) José Antonio Herrera Pérez (Ingeniero Técnico)	Trabajos marítimos	Dragado zanja en roca: 26.332,65 m ³ Dragado zanja en arena: 4.958,50 m ³ Grava de regulación en asiento: 13.240m ² Longitud total de tuberías: 4.151,40 m Hormigón relleno en zanjas: 9.839,80 m ³ Gravas y escolleras protección: 165.705.51 m ³
Constructora	UTE Berria (OHL-SATO-SIECSA)	Trabajos terrestres:	Excavación y rellenos: 45.498,70 m ³ Hormigones: 2.115 m ³ Acero: 278.184 kg
Asistencia técnica	PAYMA COTAS, S.A.U.	Actuaciones de restauración	Aportación de tierra vegetal: 2.126,80 m ³ Hidrosiembra herbácea: 12.311.65 m ³ Plantación de árboles: 60 ejemplares

TABLA 1. Resumen de los principales datos de la obra.

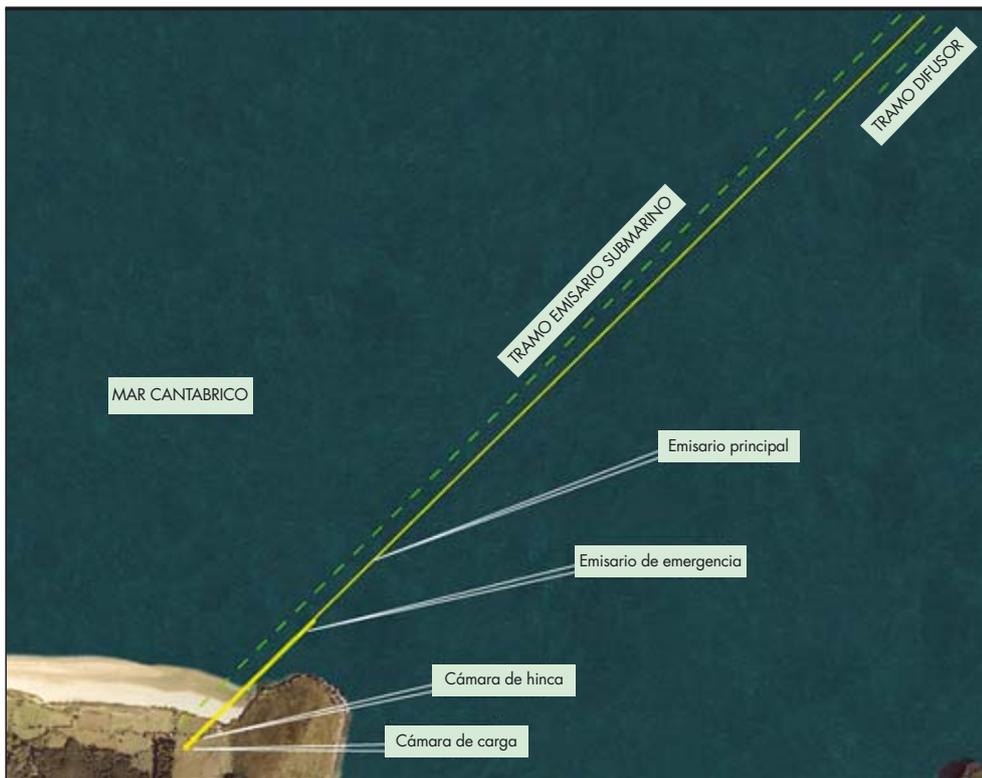


FIGURA 1. Componentes principales del proyecto.

c) Tramo submarino: emisario principal

Desde la finalización de la hincia, el emisario principal continúa con una tubería de polietileno de alta densidad, diámetro de 1.600 mm y una longitud de 3.020 m.

En una primera parte, la tubería se instala sobre una zanja previamente dragada y que, debido a las adversas condiciones meteorológicas del mar Cantábrico, será protegida con hormigón sumergido.

Posteriormente, la tubería se apoya sobre el fondo marino sobre una base de material granular y protegida con escollera con bloques de piedra con un peso comprendido entre 1 y 3 toneladas, variable según la profundidad (hasta 35 m) y las acciones a soportar por el mar.

d) Emisario de emergencia

La finalidad del emisario de emergencia es dar salida a los efluentes depurados en caso de avería u obstrucción del principal.

Tiene una longitud total de 530 m, de los cuales 505 m lo componen tuberías de hormigón armado de diámetro interior 2 m y espesor 0,2 m y los 25 m restantes de tuberías de polietileno de 1800 mm de diámetro.

e) Tramo difusor

En la parte final del emisario principal, concretamente en sus últimos 300 m, se coloca un tramo difusor compuesto por 20 tubos elevadores, con diámetros comprendidos entre 500 y 700 mm y boquillas de salida que disponen de válvulas antirretorno, impidiéndose la entrada de agua de mar.

Los tubos elevadores y válvulas son de dimensiones variables con objeto de lograr que el caudal que sale por las bocas sea lo más uniforme posible y la dilución del vertido cumpla las condiciones impuestas por la normativa vigente.

2.2. SINGULARIDADES AMBIENTALES DEL ENTORNO

Sobre el entorno de la zona y particularmente donde se han ejecutado las obras, se pueden encontrar diferentes hábitats, muchos de ellos catalogados como de interés comunitario al amparo de la *Directiva Hábitats 92/43/CEE*.

Fruto de ello, es su inclusión actual en la red de espacios naturales protegidos de Cantabria, bien por formar parte del Parque Natural de las Marismas de Santoña, Victoria y Joyel (si bien en la fecha de resolución de la DIA, era la Reserva Natural la figura vigente), o bien por formar parte de la Red Europea Natura 2000, tanto Lugar de Interés Comunitario (LIC) como Zona de Especial Protección para las Aves (ZEPA). A tal efecto, también forma parte de la Lista Ramsar de Humedales de Importancia Internacional y está declarada por la *Seo Bird Life* como IBA (*Important Bird Area*).

Es por ello que dentro del Programa de Vigilancia Ambiental, existen en el emplazamiento de las obras unas zonas consideradas como esenciales:

- **Zona submareal:** sobre ella se ha desarrollado buena parte de la obra, donde el propio emisario submarino va lastrado sobre el fondo.
- **Zona intermareal:** alberga la denominada turbera fósil con una edad estimada de 3000 años (Salas, Remondo y Martínez, 1996), elemento relevante dentro del Parque Natural, lo que ha obligado entre otros motivos a la ejecución del emisario terrestre mediante hincia, dando cumplimiento al apartado 2.1 de la DIA.
- **Zona dunar:** comprende aquellos espacios donde se localiza la duna embrionaria, la duna blanca y la duna gris. Ocupa la parte del territorio entre las zonas terrestres consolidadas (praderías) y las asociadas a la dinámica litoral.

- **Zona de pradería:** donde se ha ejecutado la mayor parte de la obra terrestre (cámara de hinca y cámara de carga).
- **Orla de encinar:** localizada junto a los caminos que ha sido necesario ejecutar para poder acceder a la cámara de carga, evitando con ello, la afección y ocupación de hábitats mucho más sensibles como las comunidades dunares.

3. MATERIAL Y MÉTODOS: LA FIGURA DE LA DIRECCIÓN AMBIENTAL DE OBRA

3.1. ORIGEN

La Dirección Ambiental es una figura de reciente aparición, que si bien se incorpora en diversas publicaciones (Gómez Orea, D., Gómez Villarino, M. 2007), aún no viene recogida en la Ley de Contratos del Sector Público, cada vez es más frecuente, su aparición en los condicionados que el Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino introduce en las Declaraciones de Impacto Ambiental de grandes infraestructuras. Ello se debe de manera fundamental, a la ocupación de grandes superficies que generan estas infraestructuras y al aumento de la sensibilidad ambiental en la sociedad, que deriva en una extensa y no siempre sencilla normativa sectorial.

En este sentido, el apartado 14.7 de la DIA del Saneamiento General de las Marismas de Santoña, recoge la obligatoriedad de disponer de una Dirección Ambiental que de cabida a todos estos aspectos.

3.2. COMPOSICIÓN Y FUNCIONES DEL EQUIPO ASIGNADO AL SANEAMIENTO

Para el caso concreto de las obras del Emisario Submarino de Berria, la Dirección Ambiental ha contado con un equipo multidisciplinar formado por 6 técnicos encargados del control y seguimiento de todos los aspectos ambientales de la obra, tanto generales como específicos de ecosistemas, calidad de las

aguas, prospecciones submarinas, arqueología y patrimonio, etc. Todo este equipo ha sido el encargado de llevar a cabo las siguientes tareas:

- Desarrollar el Programa de Vigilancia Ambiental (PVA) de la obra, en consonancia con el resto del Saneamiento, asegurando el cumplimiento por parte del contratista, de todas las exigencias establecidas en la DIA.
- Asesorar a la dirección de obra en aquellos aspectos de relevancia ambiental que se requieran para el normal desarrollo de las obras.
- Establecer en coordinación con el contratista, las medidas necesarias para implementar, mejorar o corregir las prácticas ambientales que mejor respondan al mantenimiento de los valores naturales de la zona.
- Adoptar las pertinentes medidas preventivas y correctoras sobre los posibles impactos que se pudieran originar durante la ejecución de los trabajos.
- Recoger periódicamente en informes técnicos, los resultados del PVA, fruto de la verificación de todos los aspectos relacionados con el cumplimiento de la DIA.
- Elaborar informes de carácter extraordinario, que por motivos particulares, imprevistos o modificaciones del proyecto surjan durante el desarrollo de las obras.

3.3. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Para la aplicación efectiva del PVA los técnicos de la empresa *Servicios Ambientales Integrales del Norte, S.L.*, desarrollaron una metodología experimentada con éxito para otras grandes obras civiles (Valle Álvarez, 2004). Las mejoras metodológicas introducidas basadas en publicaciones de distinguido prestigio (Gómez Orea, 2003 y MOPU, 2000) contribuyeron a adaptar el PVA a las peculiaridades de la obra y a su entorno, teniendo en cuenta por un lado, las exigencias de la DIA, y por otro, la conservación de los valores del entorno (Figura 2).

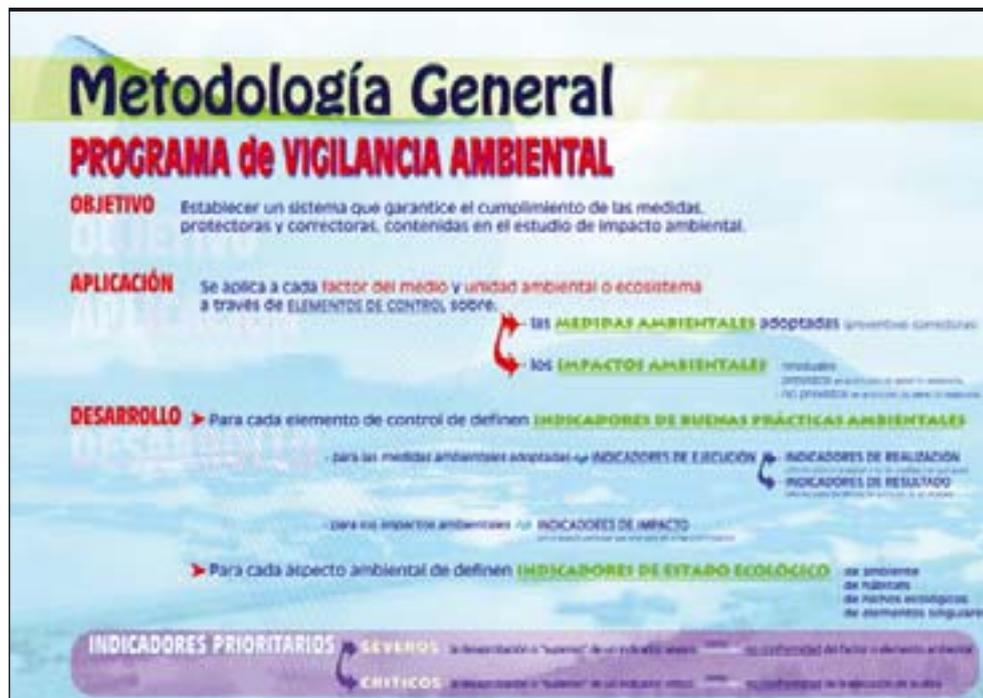


FIGURA 2. Esquema general de la metodología aplicada.



FIGURA 3. Informes derivados del PVA.

En primer lugar, uno de los reflejos más importantes del PVA se ha fundamentado en la emisión de los partes semanales de verificación del estado ambiental de la obra, así como las pertinentes comunicaciones al contratista, sobre las posibles desviaciones o no conformidades surgidas así como la adecuación de las medidas preventivas establecidas. Todo ello, ha sido posible gracias al seguimiento diario efectuado mediante una presencia permanente a pie de obra, por parte de un técnico ambiental cualificado. Cabe destacar además, que con carácter bimestral se han elaborado informes ordinarios de seguimiento que recogían el estado ambiental de la obra, en todo caso, con una frecuencia mayor a la semestral establecida en la DIA (Figura 3).

Para constatar el estado ambiental de la obra, se han identificado unos indicadores de control (los considerados como propios y los prescritos en la DIA), agrupados en elementos de control, que a su vez formaban parte de diferentes factores (atmósfera, aguas, gea, vegetación, fauna, ecosistemas, paisaje, patrimonio, socioeconomía, etc.).

El estado ambiental de la obra, se establecía de manera cuantitativa (en una escala de 0 a 10) para cada uno de los indicadores de control, mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$ICAI = Nc - Nr + Nbpa$$

donde,

- ICAI: índice de calidad ambiental del indicador de control
 Nc: (nivel de conservación) indica el estado de conservación del factor ambiental, en una escala de 0 (deficiente) a 7 puntos (óptimo).
 Nr: (nivel de riesgo) indica la probabilidad de que se produzca un daño o impacto ambiental en una escala de 0 (riesgo nulo) a 3 (riesgo muy elevado). También puede hacer referencia a la probabilidad de que una medida ambiental, no se ejecute adecuadamente o no tenga los resultados deseados.

Nbpa: (nivel de aplicación de Buenas Prácticas Ambientales) su objetivo es destacar o “premiar” la adopción de las Buenas Prácticas Ambientales (BPA), que aseguren la calidad ambiental de la obra. En función de las repercusiones de esas medidas, se valora de 0 (inexistencia de medidas a pesar de considerarse necesarias) a 3 puntos (medidas con una repercusión altamente positiva en la calidad ambiental de la obra).

Posteriormente, se establecía la media aritmética entre todos los indicadores, dando como resultado, la valoración numérica del estado ambiental de la obra.

Sin embargo, cabe destacar un aspecto muy importante de la metodología aplicada, como es la presencia de los indicadores de control catalogados como prioritarios, en la medida en la que el incumplimiento de sus umbrales de referencia pueden provocar impactos que comprometan gravemente la integridad ecológica de los ecosistemas o la conservación del resto de elementos del territorio.

Este tipo de indicadores se pueden clasificar en dos categorías:

- **Severos:** aquellos cuyo incumplimiento o superación del umbral implican la no conformidad del factor ambiental al que pertenecen, penalizando moderadamente la valoración general de la obra (ej. Presencia de sustancias contaminantes en las aguas).
- **Críticos:** aquellos cuyo incumplimiento o superación del umbral implican la no conformidad de la valoración general de la obra (ej. Afección a los sistemas dunares o daños sobre la turbera fósil).

4. RESULTADOS, EXPERIENCIAS OBTENIDAS Y TRABAJOS DESARROLLADOS

Se describen de manera sucinta, los principales trabajos desarrollados y experiencias obtenidas en la Dirección Ambiental de las obras del Emisario Submarino de Berria.



FIGURA 4. Comunidades algales situadas en el fondo marino.



FIGURA 5. Replanteo del eje del emisario sobre el lecho marino.

4.1. TRABAJOS PREVIOS

Como primer paso, y tras las oportunas comprobaciones sobre el terreno, se verificó la adecuación del proyecto de construcción a todas las prescripciones recogidas en la DIA.

Además, se comprobó que el replanteo inicial de las obras, se ajustaba estrictamente a lo establecido en la propia DIA dando cumplimiento a todos los aspectos relacionados con la conservación de los valores naturales de la zona y a la ocupación de terrenos.

4.2. CONTROL DE LOS TRABAJOS SUBMARINOS

Ya que una parte sustancial de las obras, lo componen las actuaciones submarinas, las labores desarrolladas por la Dirección Ambiental, no podían obviar el control de estos trabajos, que por otra parte, requerían de un alto grado de especialización, sobre todo, por la disposición de equipos submarinos de trabajo, tanto técnicos (cámaras fotográficas, equipos de inmersión...) como humanos (buzos especialistas). Es por ello, que durante la ejecución de los trabajos marítimos, se efectuaron inspecciones consistentes en lo siguiente:

- Antes del inicio de las obras, identificación y evaluación del estado de conservación de las comunidades vegetales y animales del entorno del eje de la traza del emisario (Figura 4).
- Verificación del estado de conservación del lecho marino.
- Control de las emisiones de turbidez a la lámina de agua y mantenimiento de los parámetros para la conservación de las condiciones vitales de moluscos y otros invertebrados marinos (R.D. 345/1993, de 5 de marzo, por el que se establecen las normas de calidad de las aguas y de la producción de moluscos y otros invertebrados marinos vivos), derivados de los movimientos de tierras efectuados sobre el lecho marino, bien en zonas de desmonte que requirieron el uso de explosivos o bien en zonas de terraplén donde fue necesaria la aportación de material de pedraplén, voladura y escollera.
- Repercusión ambiental de las obras sobre el lecho marino y sobre la dinámica de poblaciones vegetales y animales (Figura 5).

Los resultados de los trabajos efectuados durante las sucesivas inspecciones han sido los siguientes:

1. No se registró la presencia en el entorno de la traza del emisario submarino de especies vegetales o animales de especial relevancia ambiental.

2. No se encontraron evidencias de que los trabajos efectuados hayan dado como resultado, el desprendimiento de masas aparentes de arcillas o remoción de hidrocarburos depositados en los fondos arenosos del entorno del emisario.

3. Las principales comunidades vegetales afectadas, han sido por un lado, algales (dominadas por algas verdes, rojas y pardas, especialmente de los géneros, *Ulva*, *Cystoseira* y *Pelvetia*) poco desarrolladas en superficie y por otro, arenales submareales de limitada capacidad de acogida para fauna, salvo la bentónica, no reconocida visualmente por razones obvias (aunque conformada probablemente, por poliquetos sabélidos y crustáceos de actividad epibentónica).

4. Las comunidades faunísticas identificadas se corresponden con poblaciones de necton, representado por peces como julias (*Coris julis*), cabras (*Serranus cabrilla*), y panchos o aligotes (*Pagellus acarne*, *Pagellus bogaraveo*), abundantes en los fondos de roca. En los arenales no se han podido evidenciar cardúmenes relevantes.

5. No se observó mortalidad alguna entre las comunidades presentes, por la presencia de peces flotando tras los trabajos, o arrastrados a las playas cercanas.

4.3. CONTROL DE LAS EMISIONES A LA ATMÓSFERA

Respecto a las emisiones a la atmósfera por parte de la maquinaria empleada, y en cumplimiento del apartado 6 de la DIA, se verificó el cumplimiento de la normativa en cuanto a su estado de conservación por la emisión de gases, polvo, humos y ruidos.

Para ello, se ha contado con los preceptivos certificados CE de la maquinaria, y se han realizado mediante sonómetro digital integrador, muestreos de inmisiones en las viviendas del entorno de las actuaciones terrestres.

Si bien, el uso de explosivos en los trabajos marítimos y terrestres ha originado quejas en la población residencial de la localidad de Berria (T.M. de Santoña), por la supuesta afección estructural a sus viviendas, posteriormente se ha demostrado como efectivamente, las obras no han generado ningún tipo de riesgo o daño. Todo ello, se ha verificado gracias a la disposición de sismógrafos que cuantificaban las vibraciones recibidas en las citadas viviendas, constatando el cumplimiento estricto de la normativa vigente y el adecuado control de las voladuras, tanto en el medio marítimo como terrestre.



FIGURA 6. Dispositivos de desarenado y recirculación de las aguas empleadas en el frente de excavación.

4.4. CONTROL DE LA CALIDAD DE LAS AGUAS

Un aspecto importante durante las obras, y contemplado en el apartado 3 de la DIA, fue el control de la calidad de las aguas vertidas al exterior de la obra como consecuencia de los movimientos de tierra y las operaciones de hinca del emisario principal y de emergencia. Para ello, se llevaron a cabo, con carácter semanal, muestreos físico-químicos de las aguas mediante equipos multiparamétricos para el control de parámetros como pH, temperatura, oxígeno disuelto, turbidez, conductividad eléctrica, etc.

Estos muestreos se realizaron tanto en los puntos emisores como receptores de los efluentes, para de este modo, situar y acatar el origen de cualquier desviación o problema que pudiera surgir, así como comprobar la efectividad de las medidas adoptadas, que se exponen a continuación.

Anticipándose a las posibles incidencias que pudieran darse en este sentido, se tomaron una serie de medidas preventivas para que los valores de vertido se ajustasen a la normativa vigente, en concreto, la construcción de una balsa de decantación de hormigón con materiales filtrantes (geotextiles) y la retirada periódica de los lodos decantados.

No obstante, durante las operaciones de hinca, el volumen de excedente de lodos procedentes del frente de excavación, superó todas las previsiones, lo que obligó a adaptar medidas extraordinarias, pues las dispuestas hasta ese momento (la citada balsa de decantación y los dispositivos de desarenado y recirculación de las aguas empleadas en el frente de excavación a modo de circuito cerrado -Figura 6-) no eran lo suficientemente eficaces como para minimizar las emisiones de sólidos en suspensión.

En un primer momento, se instaló una planta móvil de tratamiento de lodos, en la que por procesos de decantación-floculación, se conseguía extraer gran parte de los lodos. Sin embargo, pronto se observó como la capacidad de la planta era sobrepasada por el caudal de aguas a tratar, con lo que este dispositivo hubo de ser sustituido por otro más eficaz y de mayor capacidad de tratamiento. En este sentido, se procedió a la construcción de unos circuitos de decantación, con un aumento considerable de la superficie de decantación, y por tanto, del volumen a tratar (Figura 7).

Con ello, se consiguió el tratamiento total de todos los lodos, que una vez decantados y con el contenido en humedad admisible, fueron tratados como inertes y trasladados al vertedero autorizado por la DIA (Cantera El Sorbal).

4.5. CONTROL DEL DESTINO DE LOS EXCEDENTES, CALIDAD DE LOS SUELOS EXTRAÍDOS Y OCUPACIÓN DE TERRENOS

Un aspecto importante que se ha contemplado en el proyecto, ha sido precisamente la reutilización de los materiales extraídos en la excavación de la cámara de carga, bien en la propia obra para el posterior relleno de la citada cámara, en el acondicionamiento del camino de acceso a la misma o bien, en otras obras del Saneamiento, que requerían material apto para relleno.

Los materiales realmente excedentes, han sido trasladados a la antigua cantera abandonada de El Sorbal, situada en el T.M. de Santoña, dando cumplimiento a uno de los aspectos que priorizaba la DIA, en concreto en su apartado 10. Con ello además, se ha conseguido por un lado, evitar la apertura de nuevos vertederos y por otro, contribuir a la regeneración geo-



FIGURA 7. Circuitos de decantación instalados durante las labores de excavación de la cámara de carga.

morfológica de un espacio degradado por las actividades extractivas realizadas antaño.

Por otro lado, el apartado 1 de la DIA establecía la obligatoriedad de la extracción selectiva de los suelos vegetales para su posterior empleo en las labores de restauración. En este sentido, en el desarrollo del PVA, se ha verificado la calidad de la tierra fértil y la adecuada conservación y disposición de sus acopios temporales (en cuanto a los procesos de aireación-compactación), dando como resultado una inmediata revegetación natural de los mismos, como consecuencia del banco de semillas y material vegetal vivo que incorporaba.

Finalmente, el control de la ocupación del suelo ha sido otro de los factores esenciales en este apartado, por cuanto la presencia de diversos espacios naturales protegidos, hábitats naturales y especies de fauna y flora de interés, restringían enormemente la superficie de ocupación, sobre todo, en lo referente a la ejecución de las obras terrestres.

Para ello, se identificaron los elementos más significativos del entorno, como son los sistemas dunares (embrionarios y evolucionados) y los humedales (formados por comunidades de *Iris* sp., *Juncus* sp., *Typha* sp., etc.), y se procedió a su jalamiento y delimitación preventiva.

4.6. CONSERVACIÓN DE LA VEGETACIÓN

En lo referente al factor de la vegetación, cabe mencionar dos aspectos objeto de control en el Programa de Vigilancia Ambiental.

Por un lado, la verificación de los desbroces de vegetación, sobre manera, los que afectaban a vegetación autóctona o de interés. En este sentido, se elaboró un estudio exhaustivo con la descripción, identificación, situación y tipo de actuación (poda o eliminación) de los ejemplares afectados por las obras. Posteriormente, tras su aprobación en el Comité de Seguimiento de la DIA, se ejecutaron los desbroces de vegetación en las áreas afectadas (cámara de carga y caminos de acceso) con arreglo escrupuloso a lo acordado en el mencionado comité.

Por otro lado, y dada la problemática creciente con respecto a la colonización de nuevas áreas por parte de vegetación alóctona invasora, en especial, el plumero (*Cortaderia selloana*), durante la totalidad de las obras, se ha llevado a cabo un control exhaustivo para prevenir su asentamiento y propagación, y en definitiva, la degradación de los espacios de alto valor natural. Todo ello, se ha llevado a cabo mediante inspecciones visuales, que permitieran establecer las medidas correctoras y la necesidad de aplicar técnicas de erradicación.

Sin embargo, este tipo de medidas no han sido necesarias pues, no se han identificado áreas afectadas por la presencia de plumero, como consecuencia directa o indirecta de las obras, a pesar de los riesgos existentes por la propia biología de estas especies, expertas colonizadoras de suelos desnudos de vegetación (como los generados durante los movimientos de tierras).

4.7. CONSERVACIÓN DE LA FAUNA

De acuerdo a lo recogido en el apartado 4 de la DIA, la protección de la fauna se encuadra como un elemento esencial dentro del PVA. Las labores efectuadas en este sentido, han consistido en la evaluación de indicadores ecológicos, capaces de predecir o destacar en su caso, posibles afecciones sobre las especies de avifauna, herpetofauna, y piscifauna del entorno (algunas incluidas en el Anexo II de la Directiva Hábitats 92/43/CEE y en el Anexo I de la vigente Directiva Aves 2009/147/CE). Algunos de estos indicadores son:

- Alteración de la composición florística habitual.
- Presencia de especies invasoras.
- Variación de la cobertura vegetal.
- Presencia de alteraciones por enfermedad.



FIGURA 8. Ejemplar de lagarto verdinegro (*Lacerta schreiberi*) localizado en el entorno de las obras, especie protegida al amparo de la Directiva 92/43/CEE.

- Alteración de las funciones fisiológicas.
- Funcionalidad.

Es de destacar que no se han evidenciado afecciones sobre la fauna durante todas las obras, tanto en el medio marino como terrestre, observando una completa normalidad en cuanto a sus conductas y actividades funcionales (Figura 8).

4.8. RESTITUCIÓN DE LOS ECOSISTEMAS AFECTADOS

Si bien las obras han conseguido la restitución de todos los sistemas naturales interceptados, cabe destacar por encima de todo, las labores efectuadas para el restablecimiento del sistema dunar afectado.

Durante la ejecución de la hincia del emisario principal, se observaron entradas masivas de agua que obligaron a detener los trabajos y proceder a la recuperación y consiguiente reparación de las deficiencias observadas en la microtuneladora. La máquina se detuvo precisamente sobre un espacio ocupado por dunas blancas o secundarias, con presencia de especies típicas como barrón (*Ammophila arenaria*), lechetrezna del mar (*Euphorbia paralias*), cardo marítimo (*Erygium maritimum*), grama de mar (*Elymus farctus*) e hinojo marino (*Crithmum maritimum*) (Figura 9).

Para llevar a cabo estas actuaciones, se debía afectar significativamente a la formación descrita, pues de otro modo,



FIGURA 9. Situación previa de la duna tras la avería en la microtuneladora.



FIGURA 10. Vista general de la duna tras la recuperación de los dos primeros módulos de la microtuneladora.



FIGURA 11. Situación de la duna tras su recuperación geomorfológica.

hubiera sido imposible completar la obra (Figura 10). Para ello, la Dirección Ambiental elaboró un informe específico que estableció las bases de información para que las administraciones competentes autorizaran las actuaciones previstas, no contempladas lógicamente en el proyecto original y por tanto en la DIA. No obstante, estas administraciones condicionaron la autorización a la total restitución de los hábitats afectados, en especial, el sistema dunar, además de otro tipo de criterios preventivos durante la ejecución de los trabajos de rescate de la máquina.

Una vez resueltos los problemas técnicos de la microtuneladora, y realizado un exhaustivo análisis de los requerimientos y técnicas disponibles, se procedió a la citada restitución dunar, llevando a cabo las siguientes labores:

1. Recuperación geomorfológica de la duna, intentando simular las condiciones naturales y la adecuada transi-

ción y conectividad entre la zona intermareal, la propia duna y la pradería (Figura 11).

2. Petición del material vegetal específico a la D.G. de Costas, a través de un vivero acreditado en Cantabria. En total, se recibieron 6000 plantas para utilizar en los 500 m² de actuación.
3. Implantación del material vegetal según las necesidades observadas y las propuestas de actuación. La zona más próxima al intermareal arenoso, se recuperó con grama de mar (*Elymus farctus*). La morfología de esta especie favorece la dinámica dunar en la zona posterior, donde precisamente se combina además con el barrón (*Amophylla arenaria*), que en este caso ejerce un efecto barrera, permitiendo la transición adecuada hacia la zona de pradería. En esta zona de transición se ubica un talud que fue revegetado con *Festuca rubra* subsp. *arenaria* (Figura 12).

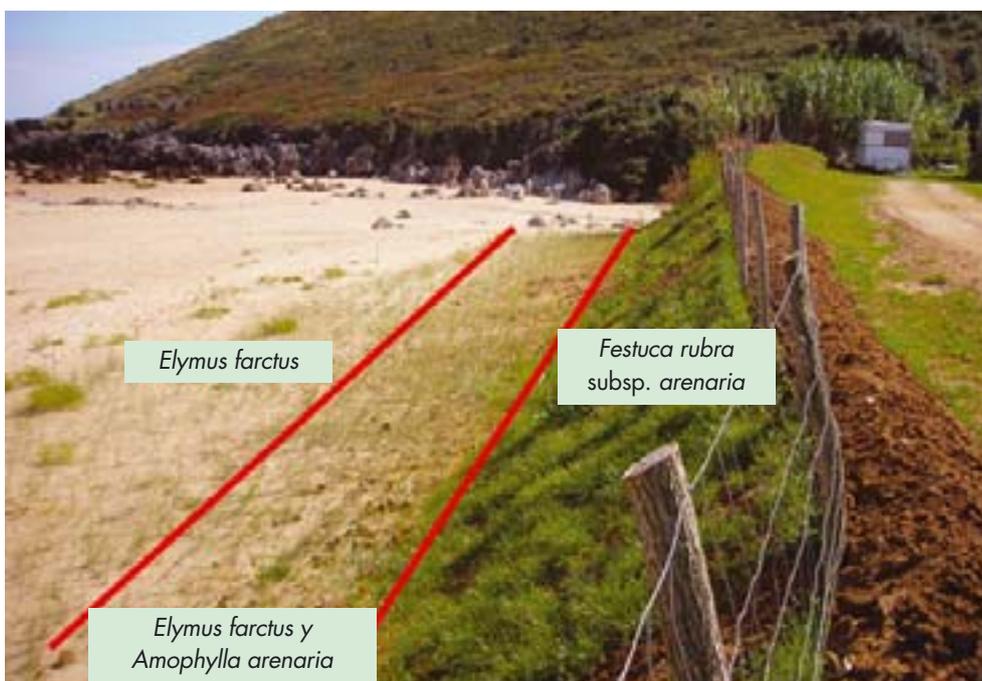


FIGURA 12. Aspecto final de la zona objeto de actuación trascurridos 4 meses de las actuaciones sobre la duna.

4. Jalonamiento de protección en el perímetro de actuación e instalación de carteles informativos para evitar el pisoteo.

Con todas estas actuaciones se pretendía acelerar y favorecer los procesos naturales que dieran lugar a la colonización de especies propias de estos entornos, una vez se alcanzaran los estadios más evolucionados. De hecho, trascurridos unos cuatro meses de la actuación, especies como la oruga de mar (*Ca-kile maritima*), comenzaron a colonizar la zona, aspecto que certificaba el éxito de las medidas adoptadas.

4.9. INTEGRACIÓN PAISAJÍSTICA DE LAS INFRAESTRUCTURAS

El apartado 11 de la DIA establece las medidas generales para la integración paisajística de las infraestructuras asociadas al Proyecto del Saneamiento General. En este sentido, a la hora de concretar los criterios de minimización del impacto paisajístico de las infraestructuras asociadas a la obra del Emisario Submarino de Berria, se adoptaron las siguientes medidas.

- Restitución geomorfológica de las zonas afectadas, generando al igual que en la situación preexistente, un relieve irregular simulando las condiciones naturales.
- Revegetación de los espacios afectados mediante hidro-siembra, técnica que acelera los procesos de germinación de las semillas herbáceas.
- Diseño de plantaciones considerando criterios de ocultación parcial de las infraestructuras, utilizando especies perennifolias propias del elenco natural de la zona.
- Seguimiento de las operaciones de hidro-siembra y plantación de especies arbóreo-arbustivas, verificando que las especies y condiciones de ejecución eran las adecuadas a las previsiones establecidas en el PVA.

Con todo ello, se ha conseguido que las afecciones sobre el paisaje de la zona, hayan sido mínimas teniendo en cuenta el alto grado de naturalización del entorno.

4.10. PROTECCIÓN DEL PATRIMONIO CULTURAL

Considerando la turbera fósil como elemento patrimonial de interés, cabe destacar que se adoptaron medidas preventivas específicas en la fase de redacción del proyecto. En este sentido, y puesto que su ubicación es difusa por encontrarse parcialmente descubierta en el ámbito intermareal y constatando que interceptaba con la traza del emisario terrestre (principal y de emergencia), se optó por un método constructivo que minimizara cualquier impacto: la perforación dirigida o hinca, aspecto contemplado en el apartado 2.1 de la DIA.

Por otro lado, en consonancia con las prescripciones recogidas en el apartado 8 de la DIA relativas a la conservación del patrimonio cultural, se consideró necesaria la protección de la Ermita de San Nicolás, situada junto al camino de acceso a la cámara de carga. Su lamentable estado de conservación, con presencia abundante de vegetación en sus estructuras provocando por efecto de las raíces, grietas y abombamientos en sus paramentos, hacía aconsejable adoptar una serie de medidas, que evitaran cualquier deterioro por efecto directo o indirecto de las obras. Para ello, se procedió tal y como recomendaron los técnicos especialistas en arqueología, a la limitación de velocidad a 20 km/h en un radio de 50 m, para la maquinaria pesada circulante por el camino de acceso, con objeto de evitar cualquier emisión vibratoria que pudiera comprometer el ya precario estado de conservación de la ermita.

4.11. CONSERVACIÓN DE LOS USOS SOCIOECONOMICOS Y PRODUCTIVOS

Todas las obras generan en mayor o menor medida unas interferencias con los diferentes usos del entorno, especialmente en

zonas como el entorno de Berria, donde confluyen intereses derivados de la actividad pesquera, turística y recreativa. En este sentido, el PVA ha asegurado que las obras afectarían en lo mínimo posible a todas estas actividades, mediante la adopción de las siguientes medidas.

- Adecuada señalización y jalonamiento de las obras.
- Reposición de servicios, caminos y servidumbres afectadas de manera temporal.
- Ejecución de voladuras controladas para minimizar las afecciones sobre el sector pesquero y el confort sonoro del entorno.
- Balizamiento de las obras que interfirieran con los usos recreativos.

Con independencia de otras labores desarrolladas, los trabajos asociados a la Dirección Ambiental de las obras del Emisario Submarino de Berria, se han reflejado en los siguientes documentos:

- 1 informe inicial que recoge el análisis previo del entorno de las obras así como el alcance y metodología del PVA.
- 14 informes ordinarios, emitidos con una frecuencia bimestral a lo largo de toda la obra, donde se realiza una valoración ambiental de las actuaciones.
- 10 informes extraordinarios, surgidos de situaciones ambientales acaecidas por imprevistos, tramitaciones administrativas o por petición de la Dirección de Obra.
- 98 partes de inspección, derivados de la comunicación a la contrata de cualquier aspecto de interés, no conformidades, situaciones sobre las que se identificara algún riesgo de impacto, o bien, verificación de la idoneidad de las medidas preventivas o correctoras adoptadas en cada momento.
- Todos los informes exigidos por la DIA, en concreto en su apartado 14.8 de la DIA, entre los que destacan: el informe de adecuación ambiental del proyecto a la declaración, el informe paralelo al acta de comprobación del replanteo y el informe previo a la emisión del acta de recepción de las obras.

De la aplicación de la metodología para la determinación del índice de calidad ambiental general de la obra, se han obtenido unos resultados bastante satisfactorios, indicativos de la correcta aplicación de las medidas preventivas y correctoras adaptadas. Un resumen de los resultados del seguimiento ambiental efectuado se puede observar en las Figuras 13 y 14.

No obstante, cabe destacar que han sido los factores “agua” y “usos socioeconómicos y productivos”, frecuentemente en estrecha conexión, donde se han identificado los riesgos más notables de afección. Por un lado, tanto los trabajos terrestres como marítimos, han generado riesgos de contaminación de las aguas, bien por turbidez durante las labores submarinas o bien por emisión de sedimentos y otras sustancias durante las labores de hinca del emisario principal y de emergencia. Por otro lado, las obras tienen un componente marítimo muy importante que genera una serie de riesgos sobre los usos turísticos y recreativos en la Playa de Trengandín y sobre la actividad pesquera, de gran relevancia económica en la zona. Sin embargo, la adopción de medidas preventivas y correctoras, explicadas con anterioridad, ha supuesto la minimización de cualquier impacto sobre estos factores.

Con respecto al resto de factores, sólo se pueden resaltar los aspectos positivos, contribuyendo en su conjunto al mantenimiento de una notable calidad ambiental de la obra.

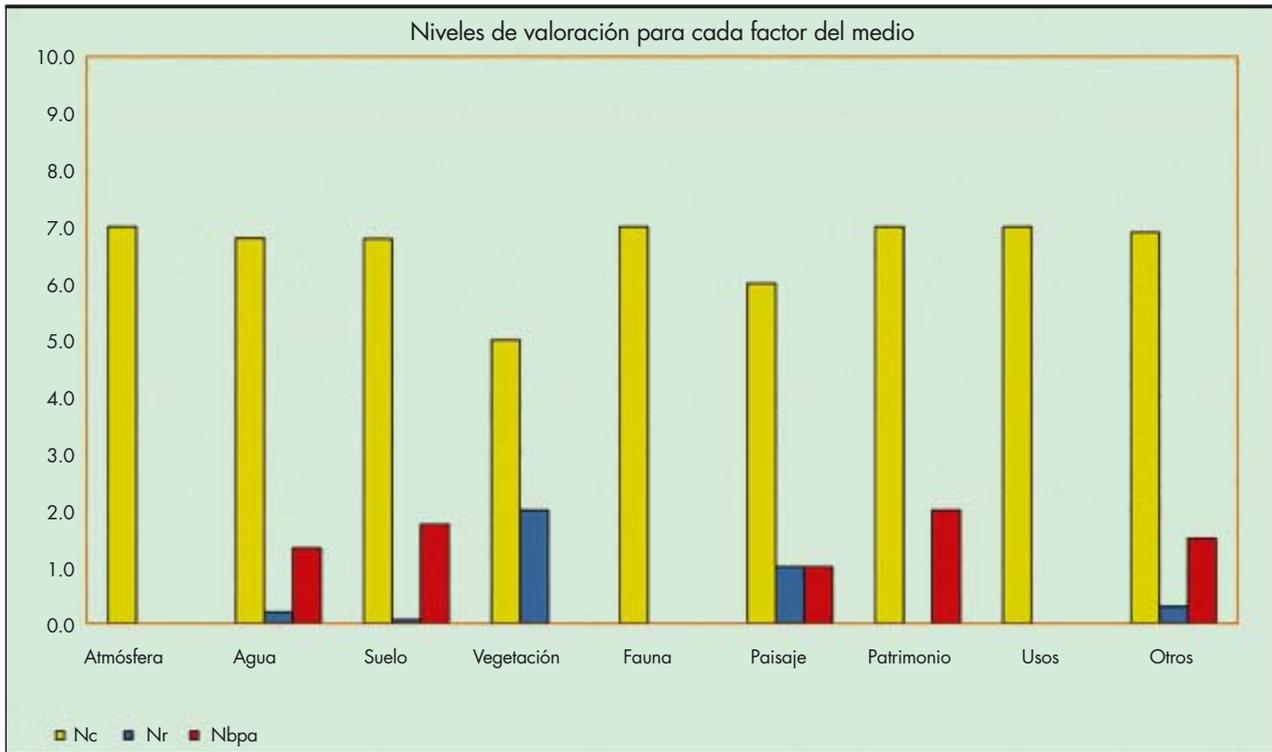


FIGURA 13. Valoración de los diferentes factores ambientales analizados en el último informe ordinario (enero 08).

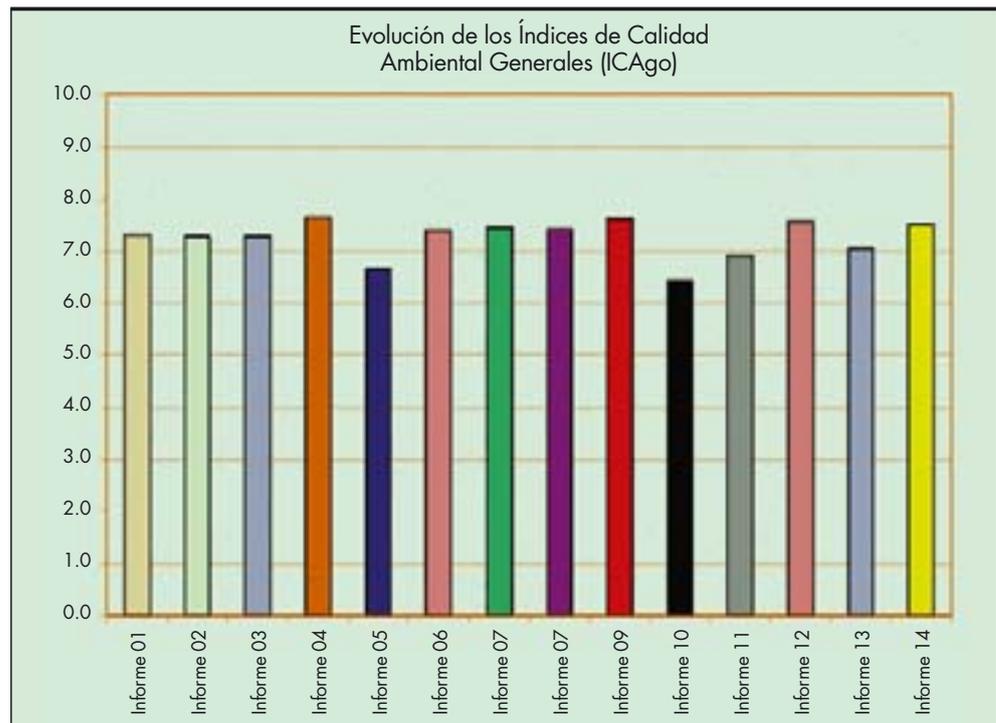


FIGURA 14. Evolución de la valoración general de la obra en los diferentes informes ordinarios emitidos.

5. DISCUSIÓN

De las experiencias obtenidas durante los trabajos relacionados con la Dirección Ambiental de las obras del Emisario Subma-

rino de Berria, cabe insistir en lo fundamental de contar con un equipo multidisciplinar de técnicos que en conjunto dominan todos los aspectos propios de un proyecto desde sus fases iniciales hasta la conclusión de la obra y la puesta en funciona-

miento de la misma. Es por ello que la participación activa de los técnicos medioambientales en la elaboración y desarrollo de proyectos contribuirá a la mejor compatibilidad de las actuaciones con aquellas áreas de mayor fragilidad o nivel de protección ambiental, lo que en definitiva puede suponer un acortamiento de los plazos administrativos de obligado cumplimiento que en ocasiones son objeto de críticas por parte de la ciudadanía.

Otras de las experiencias obtenidas es que, no sin la lógica motivación, son muchos los proyectos que "a priori" generan rechazo por parte de diversas asociaciones de todo tipo cuando se enclavan en un espacio protegido, por su repercusión en las fases de construcción como explotación. No obstante, la disposición de una Dirección Ambiental contribuye cuando menos a reducir las dudas sobre la viabilidad del proyecto, aunque se considere necesario una regulación normativa y amplia difusión de esta figura adscrita al nivel jerárquico de la Dirección de Obra.

Por otro lado, en el caso de las obras de saneamiento, y en particular, el proyecto del Emisario Submarino de Berria, se puede afirmar indudablemente que contribuirá a la mejora del estado de conservación del Parque Natural donde se enclava, no solo durante su explotación (como es evidente dadas las características del proyecto), sino también en fase de construcción por la rigurosa elección de la traza, la adopción de técnicas de ingeniería que han minimizado e incluso evitado la afección a los valores naturales del sistema y la mejora de algunos de los sistemas ecológicos que previamente estaban degradados por efecto de las acciones antrópicas.

De todo lo expuesto con anterioridad, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1. La figura de la Dirección Ambiental se erige como un instrumento esencial en apoyo a la Dirección de Obra para la preservación de los valores ambientales en áreas de gran riqueza natural, como las Marismas de Santoña.
2. A su vez, el apoyo mostrado por la Dirección de Obra para el desarrollo del PVA, ha resultado fundamental, para que las obras hayan respetado escrupulosamente la riqueza natural del área de actuación. Para el correcto funcionamiento de esta figura, se considera esencial la complicidad de la administración promotora de los proyectos y obras.
3. La integración en los proyectos de las necesarias medidas de prevención y corrección de impactos, convenientemente descritas y presupuestadas y acordes a los procesos constructivos a desarrollar en la fase de construcción, supone una herramienta extremadamente útil y eficaz para compatibilizar cualquier actuación con la preservación de los valores naturales de su entorno.
4. Las obras del Emisario Submarino de Berria han cumplido con las prescripciones ambientales recogidas en la DIA y en los indicadores de seguimiento propuestos en el PVA.
5. La valoración de la calidad ambiental durante la ejecución de las obras es ligeramente superior a los siete (7) puntos sobre diez (10), dando como resultado unas obras enmarcada dentro de la "relevancia ambiental".
6. Los posibles impactos generados sobre el entorno terrestre se pueden calificar como compatibles, y en todo caso, con un carácter temporal y reversible, gracias a la efectividad de las medidas adoptadas.
7. Las infraestructuras submarinas instaladas no alteraron significativamente las condiciones del entorno, habiéndose producido modificaciones mínimas en los fondos marinos.
8. La justificación del proyecto (infraestructura que forma parte de un saneamiento integral, cuyo objetivo primordial, es evitar los vertidos incontrolados de aguas residuales) queda suficientemente avalada por el respeto a las condiciones naturales del entorno, tanto en fase de redacción del proyecto, como en la fase de construcción.

6. AGRADECIMIENTOS

Desde estas líneas se quiere agradecer muy especialmente el apoyo y labores de coordinación efectuados por todos los técnicos de la Dirección Técnica de Santander, y muy especialmente al Director Técnico Adjunto. D. Manuel Fernández Gómez y a los técnicos adscritos a la Dirección de Obra. D. Antonio J. Roldán Cartiel y José Antonio Herrera Pérez, así como a todos los integrantes del equipo de Vigilancia Ambiental (técnicos, vigilantes, auxiliares, etc.), por su trabajo y esfuerzo aportado en todas las fases de la obra.

7. BIBLIOGRAFÍA

7.1. DOCUMENTOS TÉCNICOS

- Roldan Cartiel, A., Herrera Pérez, J.A. 2005. Proyecto de construcción del Emisario Submarino de Berria. Confederación Hidrográfica del Norte (Ministerio de Medio Ambiente).

7.2. LIBROS

- Gómez Orea, D. 2003. Evaluación de impacto ambiental: un instrumento preventivo para la gestión ambiental. 2ª ed. Mundi-Prensa, Madrid.
- Gómez Orea, D., Gómez Villarino, M. 2007. Consultoría e ingeniería ambiental: planes, programas, proyectos, estudios, instrumentos de control ambiental, dirección y ejecución ambiental de obra, gestión ambiental de actividades. Ed. Mundi-Prensa, Madrid.
- MOPU. 2000. Guías metodológicas para la elaboración de estudios de impacto ambiental, 1: carreteras y ferrocarriles. 4ª ed. Ministerio de Medio Ambiente, Madrid.

7.3. PUBLICACIONES

- Salas, L., Remondo J. y Martínez, P. 1996. Cambios del nivel del mar durante el Holoceno en el Cantábrico a partir de estudio de la turbera de Trengandín. IV Reunión de Geomorfología. O Castro (A Coruña).
- Valle Álvarez, A., Castillo López, E. 2004. Propuestas para la gestión de las obras e intervenciones en espacios naturales del litoral. II Congreso Internacional de Ingeniería Civil, Territorio y Medio Ambiente (pág.: 2189-2203).
- Valle Álvarez, A., Osorio Manso, J.A., Fernández García, V., Castillo López, E. 2004. Implantación de buenas prácticas ambientales en las obras costeras. II Congreso Internacional de Ingeniería Civil, Territorio y Medio Ambiente (pág.: 2179-2188).
- Purroy, F., González, S., Canales, G., Flor, E., Vega, J.J., García, M.A., Van den Eynde E., y Besada, J.M. 1993. La Reserva Natural de las Marismas de Santoña, Victoria y Joyel. Fundación Cultural Banesto. Colección Patrimonio Medioambiental y Humano.
- Valle Álvarez, A. 2004. La vigilancia ambiental de las obras civiles. Uso de Programas de Vigilancia Ambiental e Índices de Calidad Ambiental. Revista Tecno Ambiente (marzo 2004).

REPSOL



Un camino sólido hacia el bienestar de todos.

Las infraestructuras viales y su constante mejora constituyen el motor del progreso que nos permite a todos aumentar nuestra calidad de vida, aportándonos seguridad, ahorro de tiempo y comodidad. Por eso trabajamos para facilitar la vida de las personas que recorren con nosotros el camino hacia el futuro y el bienestar.

REPSOL YPF Lubricantes y Especialidades, S.A.

Glorieta Mar Caribe, 1. 28043 Madrid.

Más información en repsol.com

ORGANIZA / ORGANISED BY



IFEMA
Feria de
Madrid

TU ENCUENTRO
YOUR MEETING

27-30
SEPTIEMBRE
SEPTEMBER
2011



SALÓN INTERNACIONAL
DE LA SEGURIDAD VIAL
Y EL EQUIPAMIENTO
PARA CARRETERAS

INTERNATIONAL ROAD
SAFETY AND EQUIPMENT
EXHIBITION

TRAFIC2011

TECNOLOGÍA E INNOVACIÓN AL SERVICIO DE LA SEGURIDAD VIAL.
TECHNOLOGY AND INNOVATION FOR ROAD SAFETY.



SOSTENIBILIDAD
SUSTAINABILITY

APARCAMIENTO
PARKING



SEGURIDAD
SAFETY

SISTEMAS INTELIGENTES
DE TRANSPORTE
ITS



INFRAESTRUCTURAS
INFRASTRUCTURE

PROMUEVEN / PROMOTED BY:



MINISTERIO
DE FOMENTO



MINISTERIO
DE INTERIOR

www.traffic.ifema.es

LINEA IFEMA / IFEMA CALL CENTRE

LLAMADAS DESDE ESPAÑA / CALLS FROM SPAIN
INFOIFEMA 902 22 15 15
EXPOSITORES / EXHIBITORS 902 22 16 16

LLAMADAS INTERNACIONALES (34) 91 722 30 00
INTERNATIONAL CALLS

FAX (34) 91 722 57 90

IFEMA Feria de Madrid
28042 Madrid
España / Spain

traffic@ifema.es

Mejora del atraque del muelle de trasatlánticos del Puerto de Vigo

LEONCIO PRIETO TERCERO (*)

RESUMEN Este artículo detalla la ejecución de las obras de Ampliación de la Línea de atraque del Muelle de trasatlánticos en el Puerto de Vigo, mediante la construcción de tres duques de alba cimentados con pilotes. Se detalla la cimentación de cada estructura mediante siete pilotes de diámetro 1.500 mm, ejecutados desde pontona, describiendo los sistemas y los medios empleados.

DOCK EXTENSION OF THE VIGO PORT

ABSTRACT *The herein article shows the implementation works for the dock extension of the Vigo Port. The extension is carried out by three "DUQUES DE ALBA" each of them founded on 7 piles of the 1500mm of diameter. The pile driving execution system from pontoon and all execution resources are described.*

Palabras clave: Puerto, Duque de alba, Trabajos marinos, Pilote.

Keywords: Port, Cruise wharf, Marine works, Pile.

1. INTRODUCCIÓN

El Puerto de Vigo ha experimentado un considerable crecimiento en su tráfico de cruceros, pasando a ser uno de los tráfico más relevantes dentro del Puerto.

Durante el año 2008 se registraron 110 escalas de cruceros, todas ellas en tránsito, con más de 216.000 pasajeros, que visitaron la Ciudad de Vigo entrando por su Puerto. Se esperaba un mantenimiento de las escalas para el año 2009, con un incremento de pasajeros que llegarían a los 250.000.

Adicionalmente, las necesidades de capacidad de la terminal se han visto incrementadas por el establecimiento de las primeras salidas de cruceros, que han tomado el Puerto de Vigo como Puerto base.

Para satisfacer las necesidades operativas que demandan este tipo de buques, así como para dar respuesta al incremento del tráfico, se necesitaba disponer de nuevas líneas de atraque, y adaptar las estructuras existentes a las necesidades que requerirán los nuevos cruceros turísticos que lleguen al Puerto de Vigo.

El muelle actual tiene una longitud de atraque de 550 m, longitud que se ha ampliado hasta los 700 m, mediante la instalación de tres estructuras de atraque tipo "Duque de Alba", permitiendo el atraque simultáneo de dos grandes cruceros de 300 m de eslora.

El proyecto fue adjudicado en Septiembre del año 2009 a una UTE formada por las Empresas FERROVIAL Y RODIO-

KRONSA, firmándose el Acta de replanteo y comienzo de las Obras en Noviembre de 2009.

El plazo de ejecución de las obras fue de 7 meses (desde Noviembre 2009 a Mayo de 2010).

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Como se ha explicado en el punto anterior, se construyeron tres estructuras de atraque tipo "Duque de Alba", espaciadas entre sí de forma que permita el atraque simultáneo de dos grandes cruceros de 300 m de eslora cada uno, y que a la vez permita la disposición de atraques con cualquier combinación de buques de menor eslora.

La disposición de cada uno de los elementos tiene mucha importancia, ya que se trata de estructuras puntuales de soporte y amarre de buques, por lo que su posición es clave para poder permitir distintas combinaciones de buques atracados.

Con la construcción de estas estructuras tipo "Duque de Alba", se consiguen puntos de apoyo y amarre adicionales para el buque atracado en el muelle, por lo que se han dotado de defensas y bolardos de amarre suficientemente resistentes para el tipo de buques que se han considerado en proyecto.

La disposición de este tipo de estructuras permite prolongar considerablemente la línea de atraque del Muelle de Trasatlánticos, aumentando por tanto su capacidad de atraque para grandes cruceros, reduciendo en gran medida, en comparación con una ampliación tradicional del muelle, tanto el coste de la infraestructura como el impacto medioambiental de la misma. Consideramos que la solución adoptada es la óptima desde el punto de vista de la sostenibilidad.

(*) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director Técnico RODIO KRONSA.



FIGURA 1. Vista aérea de la Ría de Vigo.



FIGURA 2. Vista aérea del muelle de trasatlánticos.



FIGURA 3. Vista aérea del muelle de trasatlánticos antes de la ejecución de las obras.

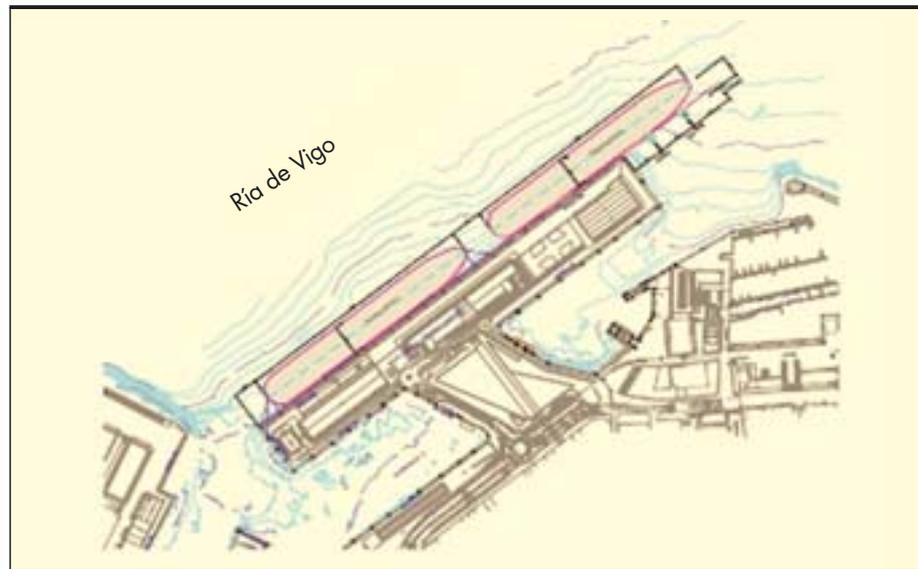


FIGURA 4. Plano de situación.

Se construyeron tres estructuras tipo “Duque de Alba” separadas del borde exterior del actual muelle las distancias siguientes:

- Duque de Alba 1 (DA 1) ⇒ 40,00 m
- Duque de Alba 2 (DA 2) ⇒ 90,00 m
- Duque de Alba 3 (DA 3) ⇒ 145,00 m

Las distancias anteriores permiten el máximo número de combinaciones de buques atracados posibles, actuando, en función de las esloras de los buques, como elementos de soporte y/o amarre de los mismos.

2.1. SOLUCIÓN DE PROYECTO

El Proyecto original contemplaba la solución siguiente:

El duque de alba más próximo al muelle existente (DA 1), está situado a 40,00 m del muelle en sentido NE y en la misma alineación que el muelle actual.

Es de forma octogonal, cimentado con 7,00 pilotes de 1,50 m de diámetro y un cabecero de canto 1,50 m.

Los pilotes tendrán una longitud de 37,50 m medidos desde la cara inferior del cabecero, es decir, van desde la cota +4,50 hasta la cota -33,00.

En la posición donde se ubica, el terreno se encontrará a la cota -15,00 y el sustrato de roca a la cota -24,00.

Los pilotes irán armados en toda su longitud con 20 barras de 25 mm, y en la zona de mayores esfuerzos se reforzará con otras 20 barras de 25 mm.

El cabecero del duque de alba se armará en su cara superior con una parrilla en ambas direcciones con barras de diámetro 25 mm, cada 15 cm, colocando debajo de cada bolardo un refuerzo en forma de parrilla. En la cara inferior se ha contactado con el armado dispuesto en las prelosas.

El duque de alba se equipará con una defensa tipo SC-1250, así como con un bolardo situado en la zona central del cabecero, para un tiro máximo de 150 t, anclado al encepado con 4 anclajes M90 de 1.100 mm de longitud.

El duque de alba para atraque DA 2, se situará a 90,00 m del muelle en sentido NE y en la misma alineación que el muelle actual y el DA 1. Tiene la misma geometría que el anterior, forma octogonal y 7 pilotes de 1,50 m de diámetro.

Los pilotes en este duque de alba serán de 42,50 m de longitud, llegando hasta la cota -38,00. En este caso el terreno se ha encontrado a la cota -17,00 y el sustrato rocoso a la cota -29,00.

La armadura es igual a la del DA 1 y va equipado con las mismas defensas y bolardos.

El duque de alba DA 3 estará situado a 145,00 del muelle en sentido NE y en la misma alineación que el muelle actual. Al igual que los dos anteriores, presenta la misma configuración exterior con forma octogonal, 7 pilotes de diámetro 1,50 y un cabecero de canto 1,50.

En este duque de alba, el terreno se encontrará a partir de la cota -18,00 m y el sustrato rocoso a la cota -38,00. Los pilotes serán de longitud 451.50 m, con una armadura de 20 barras de diámetro 32 mm, con un refuerzo en la zona de mayores esfuerzos de 20 barras de 32 mm.

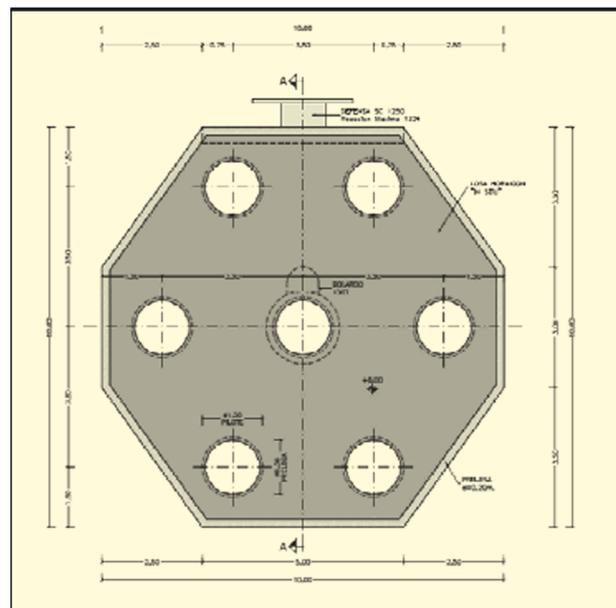


FIGURA 5. Planta tipo del duque de alba.

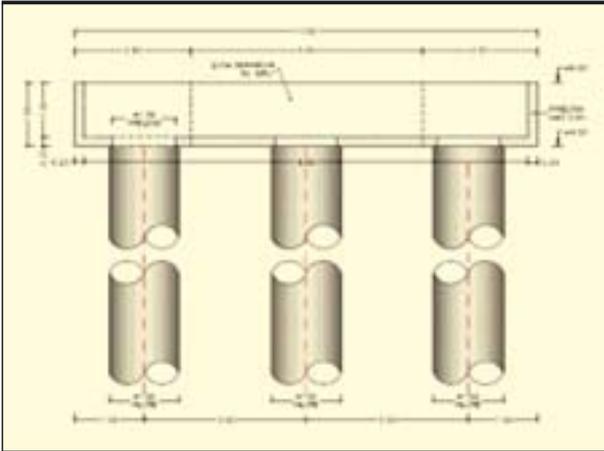


FIGURA 6. Alzado tipo del duque de alba.

La armadura del cabecero es igual a la de los dos duques de alba anteriores, y en este caso se equipará con un bolardo en la zona central para un tiro máximo de 200 t. y el mismo tipo de defensa que en los anteriores.

2.2. GEOTECNIA

El estudio geotécnico del proyecto se basó en la realización de cinco sondeos a rotación, con extracción de testigo, y quince ensayos de penetración dinámica continua superpesada tipo DPSH. Se realizaron en puntos próximos a los de ubicación de las futuras estructuras, aunque ningún sondeo se hizo coincidir con la situación real de los futuros duques de alba.

El corte geotécnico deducido de los sondeos más próximos a las ubicaciones de los duques de alba mostraban la siguiente configuración del suelo:

- Calados variando entre 17,00 y 21,00 m.
- Primer nivel de fangos limosos sueltos de color gris oscuro, correspondientes a depósitos marinos en proceso de consolidación, con espesores que podían variar entre 4,00 y 5,00 m. Se trata de materiales sin cohesión, con gran contenido en agua y escasos restos conchíferos comúnmente fracturados. Materiales fácilmente dragables.
- Segundo nivel de arenas fangosas de color gris oscuro y grano medio, con espesores variables entre 6,00 y 16,00 m. Presenta niveles más arcillosos con mayor contenido en fangos y restos de conchas diseminados. Al final del tramo aparecen gravas de naturaleza cuarcítica de pequeño tamaño. En su conjunto se corresponden con depósitos marinos en proceso de consolidación, pasando a una facies de fondo de canal, de compacidad muy suelta a suelta, y fácilmente dragables.
- Tercer nivel de arenas limosas compactas, de color ocre, correspondiente con un sustrato rocoso naturaleza gneisica (jabre), alterado en grado IV-V, de compacidad media a densa con la profundidad, en espesores variables hasta 7,00 m. Se trata de materiales dragables con dificultad.

Los DPSH muestran la gran variabilidad que presenta el nivel de sustrato rocoso en el que debían empotrarse los pilotes.

Analizando los golpes de los ensayos realizados en las proximidades de las nuevas estructuras, se comprueba que la cota de aparición del tipo de terreno clasificado como "muy denso", varía desde los 7,00 m hasta los 21,00 m.



FIGURA 7. Pontona con equipo de sondeos.



FIGURA 8. Cajas de testigos del primer sondeo.

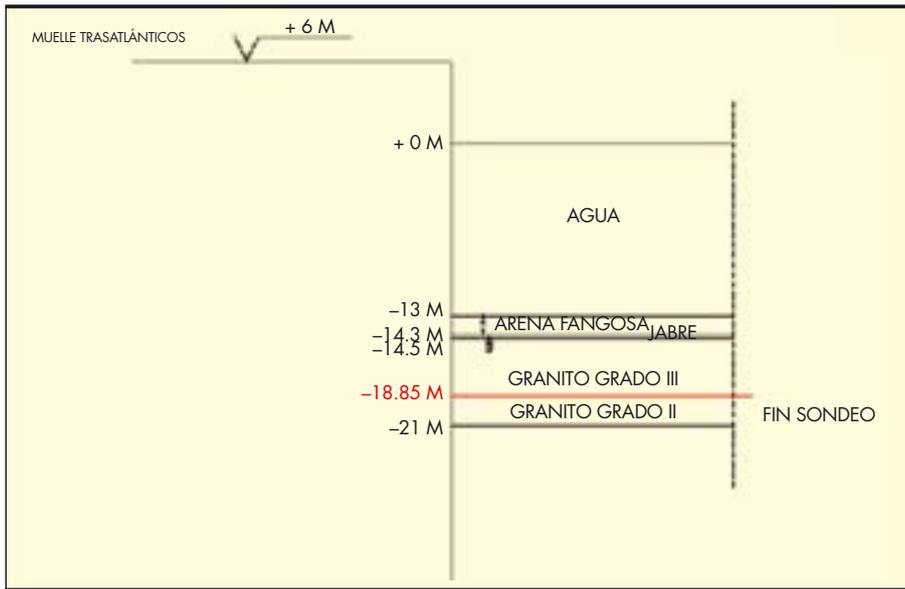


FIGURA 9.

Una vez adjudicadas las obras, se procedió a la realización de una nueva campaña de sondeos, replanteando los mismos en el lugar exacto de ubicación de cada duque de alba. Por lo tanto se realizaron 3 sondeos con extracción de testigo (desde pontona), complementados con un ensayo presiométrico en el sondeo SDA-3, y ensayos de resistencias a compresión simple de las muestras extraídas en todos los sondeos.

La descripción de los niveles obtenidos en cada punto de sondeo es la siguiente:

• **Duque de alba 1 (Sondeo SDA-1)**

- Nivel 1: Arenas fangosas, en un espesor de 1.30 m (cotas -13 a -14.3 m).
- Nivel 2: Jabre, en un espesor de 0.2 m (cotas -14.3 a -14.5 m).

- Nivel 3: Granito (grado III), en un espesor de 4.35 m (cotas -14.5 a -18.85).
- Nivel 4: Granito (grado II), en un espesor de 2.15 m (cotas -18.85 a -21).

Un corte tipo de la situación real en este primer duque de alba sería:

• **Duque de alba 2 (Sondeo SDA-2)**

- Nivel 1: Fangos sueltos, en un espesor de 4.75 m (cotas -15.65 a -20.40 m).
- Nivel 2: Arenas sueltas, en un espesor de 3.50 m (cotas -20.40 a -23.90 m).
- Nivel 3: Fangos sueltos, en un espesor de 2.5 m (cotas -23.90 a -26.40 m).

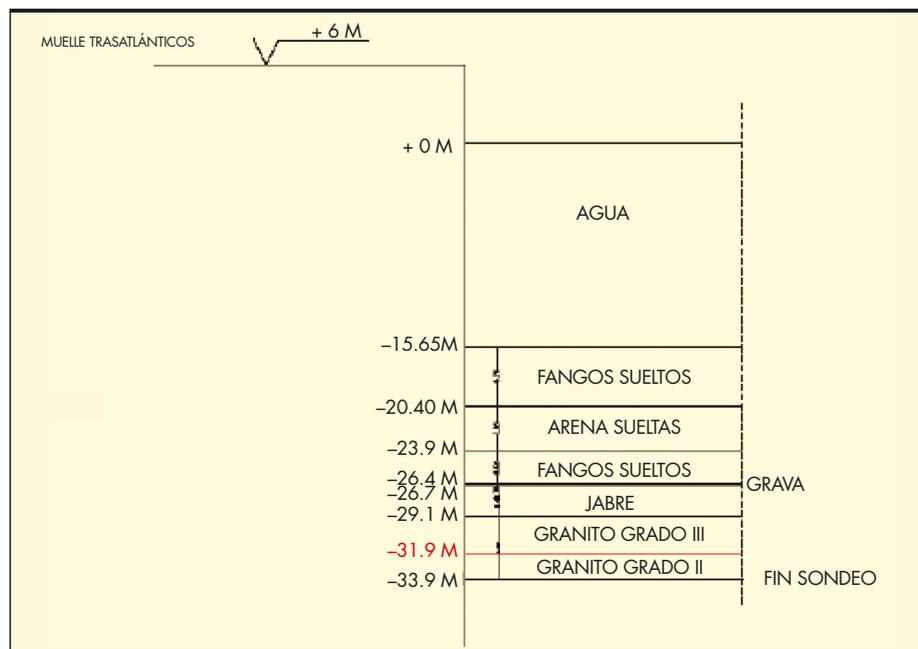


FIGURA 10.

	CARGA ROTURA (Tn)	TENSION DE ROTURA (kp/cm ²)	PROFUNDIDAD SONDEO (m)	COTA TERRENO
DA-1, n° 1	15,134	378,0	19,10 a 19,34	-15,10
DA-1, n° 2	20,4	508,9	20,53 a 20,70	-16,53
DA-1, n° 3	13,74	344,8	22,30 a 22,48	-18,30
DA-1, n° 4	27,6	690,6	24,55 a 24,8	-20,55
DA-2, n° 1	4,95	169,4	33,00 a 33,30	-29,40
DA-2, n° 2	7,148	180,2	34,00 a 34,40	-30,40
DA-2, n° 3	19,407	495,1	34,90 a 35,40	-31,30
DA-2, n° 4	28,0	716,0	37,06 a 37,50	-33,46
DA-3, n° 1	19,519	492,0	46,11 a 46,31	-44,25
DA-3, n° 2	22,5	574,8	46,60 a 46,86	-44,74
DA-3, n° 3	26,4	661,6	47,50 a 48,10	-45,64

TABLA 1.

- Nivel 4: Gravas, en un espesor de 0.30 m (cotas -26.40 a -26.70).
- Nivel 5: Jabre, espesor de 2.4 m (cotas -26.70 a -29.1).
- Nivel 6: Granito (grado III), espesor de 2.8 m (cotas -29.1 a -31.9).
- Nivel 7: Granito (grado II), espesor de 2 m hasta fin del sondeo (cotas -31.9 a -33.9 m).

Un corte tipo de la situación real en el segundo duque de alba sería:

- **Duque de alba 3 (Sondeo SDA-3)**

- Nivel 1: fangos sueltos y arenas limosas en un espesor de 17.5 m (cotas -18.5 a -36.0 m).
- Nivel 2: arenas sueltas, en un espesor de 9.2 m (cotas -36.0 a -45.0 m).
- Nivel 3: granito (grado III), espesor de 0.5 m (cotas -45.0 a -45.5).
- Nivel 4: granito (grado II), espesor de 3.5 m hasta fin del sondeo (cotas -45.5 a -49.0 m).

Las condiciones geotécnicas extraídas de la nueva campaña de sondeos constataron que:

- Las cotas de los diferentes estratos geotécnicos en los puntos de ubicación real de los 3 Duques de Alba no coincidían con las contempladas por el proyecto original, principalmente en el DA1 y DA3.
- Los ensayos de rotura a compresión de las muestras de roca obtenidas en la zona de actuación manifestaron que dicho estrato rocoso se corresponde con un granito grado II, mucho más competente que el contemplado en el proyecto original, roca de grado III. Resultando necesario variar el criterio de diseño empleado por el cual el empotramiento de los pilotes en roca solicitado era de 9 m.

La Tabla 1 muestra los resultados de los ensayos de rotura a compresión de las muestras de roca obtenidas de los nuevos sondeos.

2.3. ADAPTACIÓN DEL PROYECTO A LAS NUEVAS CONDICIONES

Los duques de alba del proyecto base estaban previstos con rótulas en la unión tablero-pilote. Sin embargo, se consideró conveniente convertir esa unión en un nudo rígido (empotramiento), para permitir que el tablero trabaje y para reducir los esfuerzos de flexión en la parte enterrada del pilote y así conseguir menos esfuerzos sobre la roca.

Los duques de alba constan de 7 pilotes de hormigón armado con camisa de chapa de 1.5 m de diámetro y longitud variable según el duque de alba, sobre los que apoya una prelosa prefabricada de 0.2 m de canto, la cual se perfora con círculos concéntricos a la sección del pilote para permitir el paso de la armadura del mismo a través de los huecos. Posteriormente se hormigona el resto del tablero que tiene un canto total de 1.5 m.

Para poder llevar a cabo este proceso constructivo, fue necesario ejecutar los pilotes en dos fases; una primera en la que se hinca la camisa de chapa de 10 mm debiendo quedar la cota superior a la +4.5 m, de tal forma que la prelosa apoye sobre las camisas de los 7 pilotes. En la primera fase se coloca la armadura dejando las esperas para la siguiente fase, y se ejecuta el hormigonado del pilote hasta la cota necesaria.

La prelosa se divide en 4 partes, sellando las juntas con silicona una vez posicionadas. Una vez ejecutadas las perforaciones de la prelosa sobre los pilotes, se coloca la armadura de la parte superior del pilote, a través de los huecos, y la armadura del tablero para ejecutar a continuación el hormigonado de la segunda fase.

- **Duque de alba 1 (DA1)**

Según el sondeo realizado el terreno de cimentación de los pilotes está compuesto por 1,5 m de arenas y jabre, y a continuación granito con grado de alteración III. Debido a la dificultad de realizar un empotramiento en esa roca correspondiente a 6 diámetros, se ha reducido la longitud de empotramiento en roca a 4.35 m, quedando así la cota de cimentación de los pilotes a la -18.85. La longitud de los pilotes en estas condiciones es de 23.35 m.

Al estudiar con detalle la ejecución de los pilotes en ese tipo de terreno, se analizó la posibilidad de que los medios constructivos no permitieran profundizar 4.35 m en la roca, y se planteó una solución alternativa con micropilotes bajo la

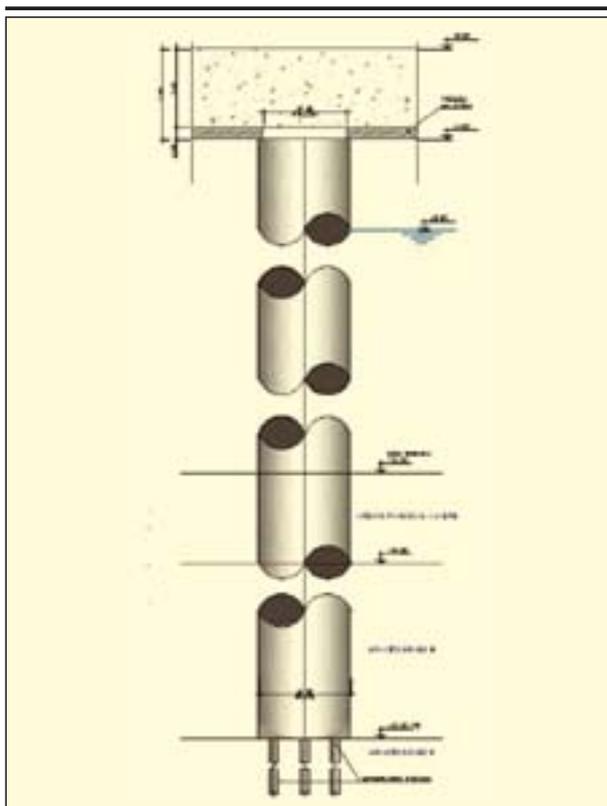


FIGURA 11. Sección tipo pilote + micropilotes en el DA 1.

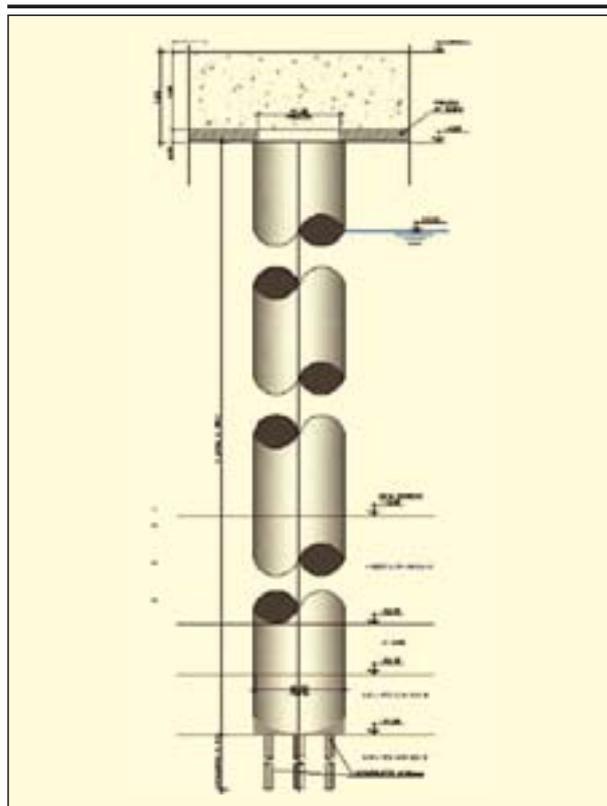


FIGURA 12. Sección tipo pilote + micropilotes en el DA 2.

punta de los pilotes. En este caso, el empotramiento de los pilotes en la roca sería como mínimo de 2.8 m.

Se dispusieron 4 micropilotes por cada pilote, con un diámetro de 150 mm y 5 m de longitud, que ayudan a resistir parte de la flexión en la punta del pilote.

- **Duque de alba 2 (DA2)**

Los pilotes del duque de alba 2 cambian con respecto al diseño inicial debido a los datos geotécnicos obtenidos mediante el sondeo SDA-2, ya que en éste se ha detectado granito de grado de alteración II a la cota -31.9, siendo la capa inmediatamente superior de granito de alteración.

III en un espesor de 2.8 m. Para evitar el empotramiento en la roca menos alterada se ha definido la solución en la que la cota de cimentación esté situada al final del estrato de granito grado III, es decir, con un empotramiento en roca de 2.8 m, resultando pilotes con una longitud de 36.4 m.

Al igual que el duque de alba anterior se han dispuesto 4 micropilotes por cada pilote, con un diámetro de 150 mm y 5 m de longitud.

- **Duque de alba 3 (DA3)**

Los pilotes del duque de alba 3 tienen una longitud mayor que los contemplados en el diseño inicial del proyecto base debido a los datos geotécnicos obtenidos mediante el sondeo SDA-3, ya que la roca granítica se encuentra a la cota -44, y no a la -38 como se asumía en el proyecto base. En el SDA-3 se ha detectado por encima de la roca una capa de 9 m de granito alterado (jabre) de la -36 a la -44, por lo que se decidió empotrar los pilotes en el estrato completo de jabre, así como 2.8 m en roca, dejando su cota de cimentación a la -46.8 m. Los pilotes del DA3 tuvieron una longitud de 51.3 m.

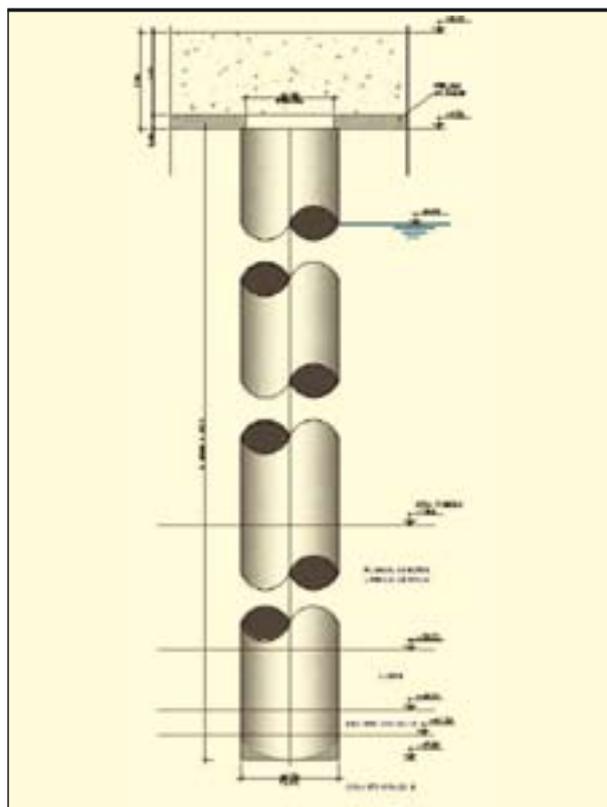


FIGURA 13. Sección tipo pilote en el DA 3.



FIGURA 14. Plataforma principal con las gruas.



FIGURA 15. Barco auxiliar remolcando la plataforma de madera.

3. EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS

Los duques de alba se construyeron de forma secuencial, comenzando desde el más próximo al muelle existente y continuando por el segundo más alejado, para finalizar con el tercero más alejado del muelle.

La secuencia de trabajos fue la siguiente:

- Ejecución de los siete pilotes de cimentación de cada duque de alba, complementados con los micropilotes por el interior, en el caso de los dos primeros.
- Colocación de la prelosa que apoya sobre los pilotes, de 0,20 m de canto, con los orificios de paso de la armadura de espera de los pilotes. La prelosa se dividió en cuatro partes, para facilitar su colocación, y una vez completada se sellaban las juntas con silicona.
- Colocación de la armadura del cabecero.
- Hormigonado del cabecero.
- Colocación de las defensas y los bolardos.
- Posicionamiento y fijación de las plataformas metálicas de comunicación entre los tres duques de alba y el muelle.

La ejecución de los pilotes se realizó en las siguientes fases:

- Plataformas flotantes y otros medios marinos.
Se utilizó una plataforma flotante con dos gruas de 80 t. de capacidad, con unas dimensiones de 70 m de eslora x 16 de manga. Para los desplazamientos se utilizaba un remolcador.
También se utilizó una gran plataforma de madera para el transporte de todos los elementos auxiliares de gran tamaño (tubos, armaduras, prelosas, etc.), remolcada por un pequeño barco.
Otro elemento utilizado durante toda la ejecución fue un barco autopropulsado con una pequeña pluma, para pequeños transportes y trasiego de detritus en contenedores.
Para el desplazamiento del personal se utilizó una lancha de transporte.
- Replanteo
El replanteo se realizaba una vez posicionada la pontona en las proximidades del pilote a ejecutar. La topografía se realizó tomando dos ejes y presentando la camisa en la intersección de los mismos. Los desplazamientos de la pontona para posicionarse en el punto exacto se efectua-

ban con los motores de las eslingas que anclaban la pontona.

Se controlaba la verticalidad de la camisa, durante todo el proceso de hinca de la misma.

- Colocación de la camisa perdida

El izado y la colocación de la camisa perdida se realizaba con una de las gruas con que estaba equipada la pontona. Se trasladaba desde el muelle en la plataforma auxiliar, se elevaba y se introducía dentro del elemento centrador fijado a la pontona. En los pilotes cortos se transportaba y se colocaba en un solo tramo y en los más largos se transportaba en dos tramos y se soldaba in situ.



FIGURA 16. Colocación de la tubería en la plataforma auxiliar.



FIGURA 17. Vibrado de la tubería para su introducción en el terreno.



FIGURA 18. Perforadora en transporte en la pontona.

La colocación de la camisa se realizó utilizando un vibrador eléctrico tipo TOMEN 5000, que se alimentaba de un grupo electrógeno situado en la pontona de 250 KVA. Antes del hincado se comprobaba que la posición estaba dentro de las tolerancias admitidas (5 cm.). La camisa se apoyaba en el estrato resistente mediante vibración hasta que la excavación interior del pilote en la roca permitía introducirla el empotramiento necesario (2,80 m).

- Perforación de los pilotes.

La perforación interior de los pilotes se realizó con un equipo hidráulico a rotación tipo SOILMEC R-930, utilizando diferentes herramientas de perforación, dependiendo del tipo de terreno (auger, bucket o carotier).

Finalizada la perforación interior del pilote en toda la longitud de empotramiento en el sustrato rocoso se con-

tinúa con la introducción del tubo por vibración hasta la cota definitiva, es decir hasta alcanzar el empotramiento de 2,80 m en granito grado III.

El granito de empotramiento se caracterizó con resistencias a compresión simple de 350 a 450 Kg/cm², presencia de biotita y poco fracturado.

- Colocación de armaduras y hormigonado.

Una vez finalizada la perforación y estando la tubería perdida a su cota final, se procedía a la limpieza del fondo de la perforación, una vez que el fondo está limpio se comienza con las operaciones de colocación de las armaduras y del tubo "tremie" para el hormigonado.

Las armaduras se montaban en el muelle y se transportaban al pilote en la plataforma auxiliar. En los pilotes cortos la armadura se transportaba de una sola pieza y en los largos en dos piezas que se colocaban y



FIGURA 19. Perforadora posicionada para perforar por el interior del tubo.



FIGURA 20. Colocación de la armadura.

soldaban en el pilote, desde plataformas auxiliares colocadas alrededor de la tubería de los pilotes.

A continuación se colocaba la tubería tremie desde la plataforma auxiliar hasta el fondo del pilote.

El hormigón se bombeaba desde el muelle: en el caso del primer duque de alba (el más próximo al muelle) directamente a través de la tubería de la propia bomba, y en los otros dos el bombeo se efectuaba a una tubería de transporte desde el duque de alba anterior, y de ahí al tubo tremie.

- Perforación de los micropilotes.

Debido a la reducción del empotramiento a 2,80 metros, se complementó la cimentación de los DA1 y DA2 con 4 micropilotes de 150 mm., por pilote, empotrados en granito grado II 5,0 metros. La tubería de los micropilotes se colocaba solidaria a la armadura del pilote, quedando esta situada a 1,5 metros del fondo del pilote. Los micropilotes se perforaron a través de los tubos dejados en la armadura y rompiendo el tapón de fondo, perforando 1,50 metros de hormigón y continuando la



FIGURA 21. Hormigonado con bomba desde el muelle (DA 1).



FIGURA 22. Hormigonado desde muelle con bomba y tubería (DA 3).

	Longitud Total (m)	Longitud Media (m)	Total h insistencia	Horas media insistencia
DDAA 01	157,95	22,56	120,00	17,14
DDAA 02	252,45	36,06	161,00	23,00
DDAA 03	337,85	48,26	166,00	23,71

TABLA 2.

perforación en granito grado II 5,00 metros. Finalmente se colocaba la armadura del micropilote consistente en un tubo de acero A-52 de 127x10 de 6,50 metros de longitud, y por último se inyectaba.

La ejecución de los micropilotes se realizó a rotoperforación con una Sonda perforadora tipo KLEMM 806.

Los rendimientos de perforación en el granito descrito anteriormente se pueden resumir en la Tabla 2.

Una vez ejecutados todos los pilotes de cada duque de alba se procedió a la construcción de la superestructura de los mismos, construyendo el cabecero, colocando las defensas y los bolardos y finalmente las pasarelas metálicas de comunicación de un duque de alba a otro.

Para la ejecución de los cabeceros se construyeron unas prelosas en el muelle, que harían la función de encofrado perdido de todo el cabecero. Se encofraron, aramaron y hormigonaron en el muelle en cuatro tramos, para facilitar tanto su



FIGURA 23. Perforación de los micropilotes.



FIGURA 24. Fabricación de las prelosas en el muelle.



FIGURA 25. Colocación de un tramo de prelosa en el cabecero.



FIGURA 26. Armado del cabecero utilizando la prelosa como encofrado perdido.

transporte hasta el punto de colocación, como para facilitar su puesta en obra con los medios marítimos.

Una vez colocados todos los tramos de la prelosa, se sellaron las juntas con silicona y se procedió al armado “in situ” de todo el cabecero.

Finalmente se hormigonó el cabecero con la ayuda de bombas y tuberías, con la misma disposición utilizada para hormigonar los pilotes.

Posteriormente se colocaron los bolardos y las defensas en la posición proyectada, así como las dos pasarelas metálicas que comunican los tres duques de alba con el muelle.

4. AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer especialmente la colaboración prestada para la elaboración de este artículo a algunas de las personas que trabajaron con gran dedicación en esta obra:

Directora de Obra (A.P.V.)	D ^a Beatriz Colunga
Jefa de Obra (Ferrovia)	D ^a Eliana Pérez
Jefe de Producción (Rodio Kronsa)	D. Miguel Angel Rodríguez



FIGURA 27. Hormigonado del cabecero.



FIGURA 28. Duques de alba finalizados.



FIGURA 29. Atraque simultáneo de dos grandes cruceros utilizando los duques de alba.

El Puerto de Vigo apuesta por el tráfico de cruceros




Puerto de Vigo

Autoridad Portuaria de Vigo

RK RodioKransa

ferrovial
agroman



Cumplimos 50 años
de compromiso y superación

GRUP  RTIZ

crecimiento responsable

El proyecto DIRECT-MAT: Técnicas de demolición y reciclado de materiales para la carretera - Compartiendo conocimientos y prácticas

FRANCISCO SINIS FERNÁNDEZ (*), BALTASAR RUBIO GUZMÁN (*) y ANA ISABEL GONZÁLEZ ABADÍAS (*)

RESUMEN En el presente artículo se describe el contenido del proyecto DIRECT-MAT (DIsmantling and RECYcling Techniques for road MATerials), cuyo objetivo es facilitar que las experiencias nacionales en el campo de la demolición y el reciclado de materiales relacionados con la carretera puedan ser compartidas y divulgadas entre países europeos, para beneficio de todos ellos. Los procesos de demolición y reciclaje del material de la carretera han sido objeto de estudio de proyectos de investigación nacionales en los últimos años, sin embargo, los resultados de los mismos raramente han beneficiado al resto de los países europeos, especialmente a los nuevos miembros de la UE. DIRECT-MAT es un proyecto incluido en el 7º Programa Marco de la Unión Europea. Comenzó en enero de 2009 y tiene tres años de duración; participan en los trabajos un total de 20 centros de investigación de 15 países. Para alcanzar los objetivos del proyecto, se está desarrollando una base de datos pública, que se podrá consultar en Internet y recopilará las investigaciones validadas existentes hasta la fecha, así como experiencias prácticas en obra. Además, contendrá una colección de Guías de buenas prácticas para la demolición y reciclaje de diferentes tipos de materiales, elaboradas tomando como referencia las distintas experiencias de los países participantes. Por último, se propondrán una serie de directrices para asegurar la continua actualización de la base de datos mediante la incorporación de resultados de futuras investigaciones.

THE DIRECT-MAT PROJECT: DISMANTLING AND RECYCLING TECHNIQUES FOR ROAD MATERIALS. SHARING KNOWLEDGE AND PRACTICES.

ABSTRACT *This article describes the content of the DIRECT-MAT (Dismantling and RECYcling Techniques for road MATerials) project. The DIRECT MAT project objectives consist of sharing and disseminating, at the European scale, national knowledge and field practices regarding the dismantling and recycling of road and road related materials, for the benefit of all European countries. Road material recycling processes have previously been studied in national research projects in the last years; unfortunately, the results of those projects almost never benefit other European countries. This is especially true for the newer Member States. The DIRECT-MAT project, within 7th Framework Programme, is a three year project starting in 2009, and is comprised of 20 partners from 15 participating countries. To reach the aims of the project, a Web database will be created to compile and display the extensive existing and already validated research and jobsite data and a set of Best Practices Guides on dismantling and recycling of different types of materials will be issued. Finally, guidelines will be proposed to ensure database updating, including the results of future researches.*

Palabras clave: Demolición, Reciclaje, Materiales para la carretera, Base de datos, Guías de buenas prácticas.

Keywords: Dismantling, Recycling, Road materials, Database, Best Practices Guides.

1. INTRODUCCIÓN

Es indiscutible la importancia que tiene hoy en día la red de carreteras europea para el transporte de personas y mercancías. Son conocidos los altos costes que conlleva el mantenimiento de carreteras, sin embargo, quizá no lo sean tanto los

impactos ambientales relacionados con la generación de residuos y consumo de recursos asociados al mantenimiento de la red.

Por ello, se hace necesario centrar los esfuerzos no sólo en mejorar la relación calidad-precio de las infraestructuras de carreteras, sino también en implantar buenas prácticas ambientales en su mantenimiento. Una de estas prácticas es el reciclado de los residuos de los materiales de la carretera en la propia carretera.

(*) Centro de Estudios del Transporte.

En los últimos años, muchos países europeos han acumulado experiencias sobre esta materia. Sin embargo, se ha comprobado que las prácticas a nivel nacional difieren considerablemente de unos países a otros. Además, los documentos y bases de datos disponibles no suelen estar traducidos a un idioma común. Como consecuencia, los logros y experiencias de los diferentes países no se comparten por lo que el resto de los países no puede beneficiarse de los mismos.

Con el fin último de facilitar que las experiencias nacionales puedan ser compartidas, nace el proyecto DIRECT-MAT (Dismantling and REcycling Techniques for road MATerials) dentro de las acciones previstas en el Séptimo Programa Marco de la Unión Europea (2007 a 2013). El proyecto, que se inició en enero de 2009, tiene tres años de duración y cuenta con un presupuesto de 1,2 millones de euros y con la participación de un total de 15 países.

Los objetivos de DIRECT-MAT son la elaboración de una base de datos a nivel europeo, así como la redacción de Guías de buenas prácticas relativas a la demolición y reciclaje de materiales, bien provenientes de la carretera o directamente relacionados con ella (como son los neumáticos usados), para su posterior utilización en la propia carretera.

Las ventajas del uso de esta base de datos, que proporcionará información a autoridades, profesionales e investigadores, son múltiples. Desde un punto de vista técnico, facilitará un rápido acceso a directrices validadas y puestas en común. No se trata únicamente de resultados de proyectos de investigación, sino también de información sobre prácticas llevadas a cabo en laboratorios y obras de construcción. El proyecto así

contribuirá a la reducción de la generación de residuos asociada al mantenimiento de las carreteras, incrementando la confianza de las autoridades e interesados en general en las técnicas de reciclaje y reutilización.

Desde un punto de vista científico, la base de datos permitirá la mejora en la coordinación de los programas de investigación nacionales a nivel europeo, de cara a establecer prioridades para el desarrollo tecnológico y de investigación. Los recursos que proporcionará serán de gran ayuda para proyectos de investigación en curso. A su vez, los investigadores tendrán la oportunidad de compartir nuevos datos para el beneficio de toda la comunidad europea.

Por último, hay que indicar que la normativa europea relacionada con el uso de materiales reciclados en carreteras se encuentra en pleno desarrollo. Los grupos técnicos CEN están trabajando para definir criterios químicos, físicos, mecánicos y geométricos con el objeto de permitir el uso de materiales reciclados en carreteras. Estos comités, responsables de la redacción de los estándares europeos, podrán beneficiarse de la base de datos para incorporar información validada científicamente en sus trabajos.

2. ORGANIZACIÓN

El proyecto cuenta con la participación de 20 centros de investigación, la mayor parte de ellos pertenecientes al Foro Europeo de Laboratorios de Investigación de Carreteras, FEHRL (Forum of European National Highway Research Laboratories), provenientes de quince países. Todos ellos figuran en la Tabla 1.

Nº	Nombre de la organización	País
1 (Coordinador)	Laboratoire Central des Ponts et Chaussés (LCPC)	Francia
2	Belgian Road Research Centre (BRRC)	Bélgica
3	Swedish Geotechnical Institute (SGI)	Suecia
4	Danish Road Institute (DRI)	Dinamarca
5	Laboratorio Nacional de Engenharia Civil (LNEC)	Portugal
6	Dresden University of Technology (TUD)	Alemania
7	Braunschweig Institute of Technology (TUBS/ISBS)	Alemania
8	Institute for Transport Sciences (KIT)	Hungría
9	NIAS Strasbourg	Francia
10	University College Dublin (UCD)	Irlanda
11	RECIPAV	Portugal
12	Forum of European National Highway Research Laboratories (FEHRL)	
13	Branchevereniging Recycling Breken en Sortesen (BRBS)	Países Bajos
14	The Research Institute of VÖZ	Austria
15	Centrum dopravního výzkumu (CDV)	Republica Checa
16	Swedish National Road and Transport Research (VTI)	Suecia
17	Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)	España
18	Slovenian National Building And Civil Engineering Institute (ZAG)	Eslovenia
19	The Highway Institute	Serbia
20	Road and Bridge Research Institute	Polonia

TABLA 1.
Participantes en el proyecto europeo DIRECT-MAT.

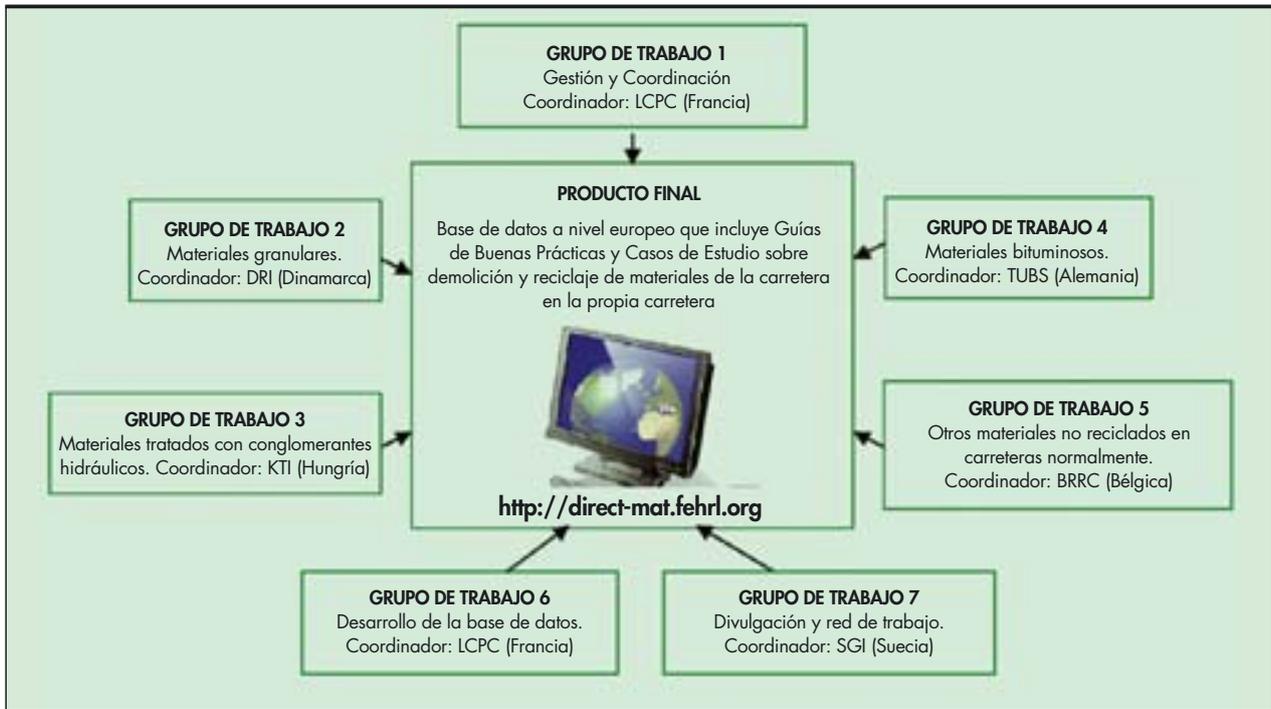


FIGURA 1. Organización de los grupos de trabajo de DIRECT-MAT .

Tal y como se puede apreciar en la Figura 1, el trabajo está repartido en los siguientes grupos:

- Grupo de trabajo 1 (GT 1): Gestión y coordinación.
- Grupo de trabajo 2 (GT 2): Materiales granulares.
- Grupo de trabajo 3 (GT 3): Materiales tratados con conglomerantes hidráulicos.
- Grupo de trabajo 4 (GT 4): Materiales bituminosos.
- Grupo de trabajo 5 (GT 5): Otros materiales no reutilizados normalmente en carreteras.
- Grupo de trabajo 6 (GT 6): Base de datos web sobre demolición y reciclaje de materiales de la carretera en la propia carretera.
- Grupo de trabajo 7 (GT 7): Divulgación, red de trabajo y coordinación del compartimiento de conocimientos.

Cada GT cuenta con un responsable, encargado de coordinar los diferentes centros de investigación que participan en el mismo y responder ante el coordinador general del proyecto. Algunos grupos de trabajo (1, 6 y 7) tienen carácter transversal, con labores de coordinación, gestión y divulgación, mientras que otros (2-5) tienen un perfil más técnico, centrados cada uno en las diferentes posibilidades de reciclaje de materiales. Así, la denominación de los GT 2-5 hace referencia al nuevo material obtenido tras el proceso de reciclado. La idea es que la información recopilada comprenda el mayor número posible de materiales relacionados con la carretera utilizados en Europa.

El CEDEX, a través del Centro de Estudios del Transporte, está participando en los grupos de trabajo 4, 5 y 7, relacionados con materiales bituminosos, otros materiales no reutilizados normalmente en carreteras, y divulgación y red de trabajo, respectivamente.

El trabajo de cada grupo está organizado en una serie de tareas, las cuales se reflejan en la Tabla 2.

		Descripción de las tareas
GT 1	1	Gestión y coordinación del proyecto
GT 2-5	1	Estructura de los datos
	2	Revisión de la documentación
	3	Recopilación de datos de campo y laboratorio
	4	Guía de buenas prácticas
GT 6	1	Definición del marco general
	2	Edición y circulación de prueba para la programación del software de la base de datos
	3	Programación del software de la base de datos
	4	Comprobaciones, depuración y aprobación del software de la base de datos
	5	Revisión y armonización de informes y guías de buenas prácticas
	6	Alimentación y mantenimiento de la base de datos
	7	Finalización de la estrategia para el mantenimiento de la base de datos
GT 7	1	Información general del proyecto
	2	Establecimiento de un panel de partes interesadas
	3	Sitio web con acceso interno y externo
	4	Promoción del resultado final obtenido

TABLA 2. Tareas asignadas a cada GT.

3. ACTIVIDADES DESARROLLADAS POR LOS GRUPOS DE TRABAJO

Como se puede apreciar en la Tabla 2, los GT que estudian tipos de materiales finales concretos (2-5) tienen planes de trabajo similares. Los trabajos de estos grupos comenzaron con la revisión de la documentación nacional existente; para ello, se recopilaban todas las referencias normativas (informes de proyectos de investigación, artículos, publicaciones, etc...) de interés. La revisión de la información fue, para cada documento que se consideró relevante, presentada en el formato individual DRF (Document Review Form, Formato de Revisión de Documentación), para más tarde ser reunida en los informes nacionales. Los coordinadores de grupo fueron los encargados de sintetizar dichos informes en un documento final.

En la actualidad se está realizando un análisis de datos tomados de casos prácticos con el objetivo de generar informes sobre las técnicas de demolición, reutilización y reciclaje de distintos materiales. Para ello, los diferentes participantes están aportando una serie de casos de estudio que documenten las experiencias llevadas a cabo en sus respectivos países. Por último, se redactarán Guías de buenas prácticas en base a los resultados y conclusiones de los informes mencionados anteriormente elaborados.

Como se ha mencionado anteriormente, La denominación de los GT 2-5 hace referencia al nuevo material que se consigue tras el proceso de reciclaje, a excepción del GT 5. La Tabla 3 detalla los materiales de demolición y nuevos productos estudiados por cada grupo de trabajo (GT).

El GT 5 estudia como materiales de origen aquellos no considerados en el resto de los grupos:

- Materiales que dificultan la demolición y/o reciclado de las carreteras y estructuras asociadas: geotextiles, materiales férricos, señalización vial...
- Residuos peligrosos: amianto y alquitranes.
- Escorias, cenizas, arenas de fundición...

- Caucho procedente de neumáticos usados.
- Suelos y sedimentos contaminados: excedentes de tierras de excavación, sedimentos procedentes de limpieza de cunetas y balsas de tormenta....

Corresponde al GT 6 recopilar la información procedente de los grupos de trabajo 2-5 y homogeneizarla. El desarrollo del software de la base de datos tiene como objetivo poder descargar la información para que el sistema pueda ser operativo para todos los futuros usuarios. En la Figura 2 se presenta un esquema de funcionamiento del grupo, así como sus conexiones con el resto de los GT.

El GT 7 se centra en actividades divulgativas, como por ejemplo artículos y conferencias a nivel internacional, con objeto de animar a que la recopilación y puesta en común de datos continúe más allá del fin del proyecto. La base de datos y sus potenciales beneficios deben ser publicitados, con el objeto de atraer el mayor número posible de usuarios. Además, el GT 7 está trabaja en:

- Creación de grupos de referencia nacionales integrados por representantes de los sectores implicados (administración, contratistas, investigadores, proyectistas, proveedores de material, entidades de normalización....). Varios miembros de los mencionados grupos nacionales integran el denominado grupo de referencia europeo. La misión de estos grupos es estar al tanto del contenido de los trabajos durante su desarrollo, para así poder hacer aportaciones en las diferentes etapas del proyecto.
- Cuestionario dirigido a obtener información procedente de potenciales usuarios de la base de datos DIRECT-MAT, y así conocer sus necesidades, expectativas y disposición a participar en su mantenimiento.
- Seminarios a nivel nacional y europeo dirigidos a usuarios finales de la base de datos.
- Edición de folletos, posters y presentaciones, disponibles en la web <http://direct-mat.fehrl.org>.

GT	Material de demolición	Nuevo producto
GT 2: Materiales granulares	<ul style="list-style-type: none"> • Materiales granulares • Materiales tratados con conglomerantes hidráulicos • Materiales bituminosos 	<ul style="list-style-type: none"> • Materiales granulares
GT 3: Materiales tratados con conglomerantes hidráulicos	<ul style="list-style-type: none"> • Materiales granulares • Materiales tratados con conglomerantes hidráulicos • Materiales bituminosos 	<ul style="list-style-type: none"> • Materiales tratados con conglomerantes hidráulicos
GT 4: Materiales bituminosos	<ul style="list-style-type: none"> • Materiales granulares • Materiales tratados con conglomerantes hidráulicos • Materiales bituminosos 	<ul style="list-style-type: none"> • Materiales bituminosos
GT 5: Otros materiales no reutilizados en carreteras normalmente	<ul style="list-style-type: none"> • Otros materiales 	<ul style="list-style-type: none"> • Materiales granulares • Materiales tratados con conglomerantes hidráulicos • Materiales bituminosos • Otros materiales

TABLA 3. Materiales origen y producto de los grupos de trabajo 2-5.

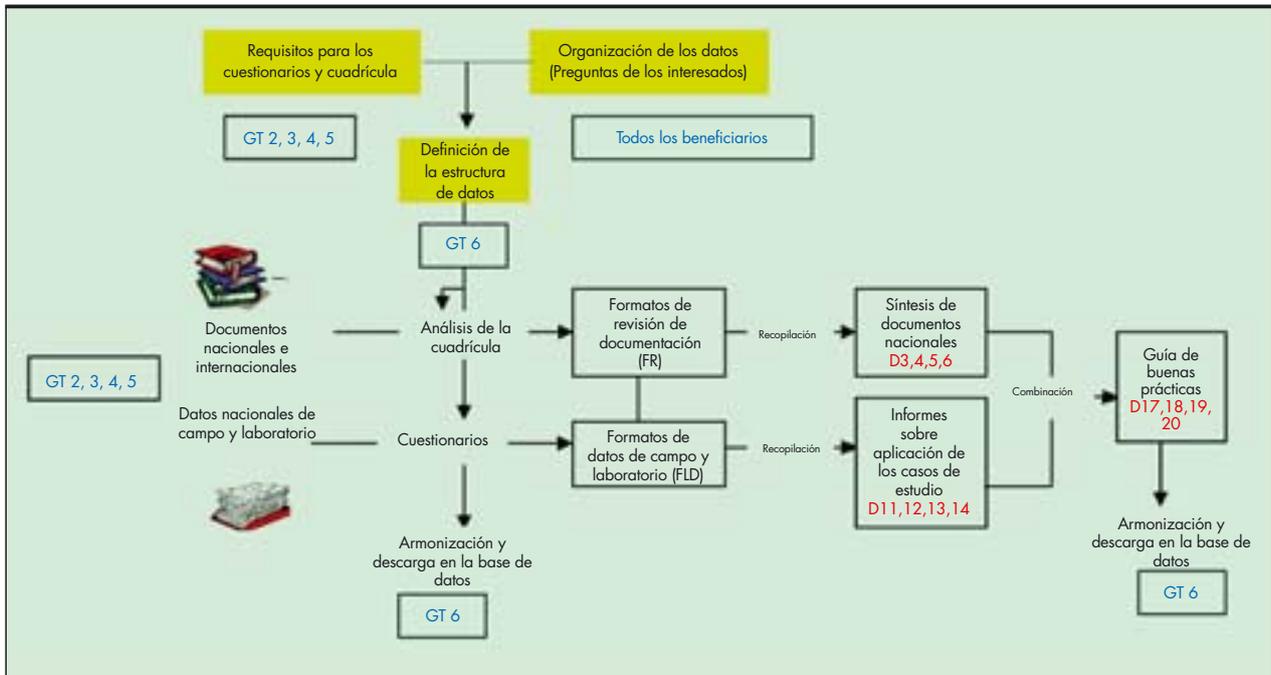


FIGURA 2. Esquema de trabajo del GT 6.

4. ESTADO ACTUAL DE LOS TRABAJOS

Se ha concluido la revisión de la documentación nacional existente por parte de los GT 2-5.

Los países participantes cuentan con **legislación medioambiental y normativa técnica** que acepta, con determinados requerimientos, el uso de materiales reciclados. Dada la riqueza de algunos países en **materiales naturales** para la fabricación de áridos, las **tasas por su extracción** o no existen (República Checa, Países Bajos) o son muy bajas (0,40 €/t en Dinamarca, 0,20 €/t en Francia). En algunos de los países participantes se exige un **canon de vertido** bastante elevado (46 €/t en Suecia, 50 €/t en Dinamarca), o bien esta práctica está directamente prohibida (Países Bajos, Bélgica). En cambio, en Eslovenia y la República Checa, las tasas de vertido son bajas (1,8 €/t y 3-7 €/t, respectivamente).

Los **porcentajes de material procedente de la carretera reciclado en la propia carretera** son muy altos en Bélgica (95%), Dinamarca (cercano al 100%), Países Bajos (cercano al 100% de los residuos pétreos) y Suecia (95%), mientras que los ratios de países como Francia y Eslovenia son considerablemente más bajos.

A continuación se comentan los aspectos más significativos de las conclusiones obtenidas por cada grupo de trabajo.

4.1. GRUPO DE TRABAJO 2: MATERIALES GRANULARES

En este grupo de trabajo están participando Alemania, Bélgica, Dinamarca, Eslovenia, Francia, Países Bajos, República Checa y Suecia.

La **técnica de demolición de capas granulares** es la excavación; no existe normativa al respecto, si acaso recomendaciones en algunos países, como en Suecia o Bélgica. Como norma de general aplicación, los áridos obtenidos deberán cumplir las mismas especificaciones que los naturales. A continuación se analizan las distintas técnicas de reciclaje dependiendo de cual sea el origen de los materiales.

4.1.1. Reciclaje de material granular en nuevas capas granulares

Con respecto a este tipo de reciclaje, se pueden hacer las siguientes apreciaciones:

- En los Países Bajos, incluso se reciclan materiales que ya provenían de procesos de reciclaje (2° y 3° ciclo de vida).
- En general no hay **regulaciones medioambientales** específicas para la aplicación de este tipo de reciclaje, ya que en las obras de nueva construcción usan mayoritariamente áridos naturales y no prevé que, al ser estos reciclados, puedan ser dañinos en nuevos usos.
- La mayoría de los países han desarrollado **especificaciones** para materiales de carretera, con requerimientos adicionales para áridos reciclados.
- **Proyectos de investigación** desarrollados en los Países Bajos han llegado a la conclusión de que, independientemente de la granulometría, el **grado de compactación** de este tipo de materiales afecta de manera importante al comportamiento del firme, y es más fácil de mejorar y controlar que otros factores.
- Durante el proceso de excavación se suele producir una pérdida en la homogeneidad de los materiales recuperados, ya que es probable que se produzcan mezclas de material procedente de las diferentes capas. Será necesario llevar a cabo controles rigurosos para verificar la homogeneidad de los materiales, y también para evitar la presencia de materiales contaminantes.

4.1.2. Reciclaje de materiales tratados con conglomerantes hidráulicos en nuevas capas granulares

El reciclaje de materiales tratados con conglomerantes hidráulicos en nuevas capas granulares se lleva a cabo en todos

los países participantes, si bien la cantidad total utilizada es pequeña. En relación con este tipo de reciclaje se puede concluir que:

- Los materiales granulares reciclados que contienen materiales tratados con conglomerantes hidráulicos machacados, presentan generalmente, comparados con los áridos naturales, baja resistencia del árido, textura muy rugosa, alta porosidad y absorción de agua. Además, la masa específica es más baja.
- Las consecuencias para el **proceso constructivo** de las características de este tipo de materiales son:
 - La humedad óptima para su compactación es más alta que para los áridos naturales.
 - Generalmente los materiales son más difíciles de compactar, debido a su gran angulosidad y características de fricción.
 - Debido a la menor resistencia de los áridos, se necesita especial cuidado durante la compactación, con objeto de evitar la aparición de materiales finos en la superficie de la capa. Por ello, se desaconseja el uso de rodillos vibratorios muy pesados y se recomienda la limitación del tráfico sobre capas granulares recicladas durante la construcción.
- Los **resultados de proyectos de investigación** desarrollados en países como Bélgica, Suecia y los Países Bajos, utilizando ensayos triaxiales en laboratorio y deflectómetros de impacto en la auscultación de tramos experimentales, han concluido que la actividad hidráulica residual de los áridos de hormigón machacado permite la mejora de su comportamiento con el tiempo.

4.1.3. *Reciclaje de material bituminoso en nuevas capas granulares*

El material bituminoso se recicla preferiblemente en nuevas mezclas bituminosas. Cuando se usa en capas granulares, suele ser para bases y subbases. Para este tipo de reciclaje, se pueden hacer las siguientes apreciaciones:

- Las **regulaciones medioambientales** existentes centran su atención en el posible contenido de alquitrán de los materiales bituminosos.
- Las **experiencias prácticas** llevadas a cabo en Suecia han llegado a la conclusión de que este tipo de materiales pueden aportar una capacidad de carga tan buena o mejor que la de los áridos naturales en bases o subbases. La estabilidad puede ser problemática si el contenido en betún es demasiado alto, o el material no está bien compactado. No está recomendado el uso donde se esperan cargas estáticas altas, ya que se incrementa el riesgo de deformación.

4.2. GRUPO DE TRABAJO 3: MATERIALES TRATADOS CON CONGLOMERANTES HIDRÁULICOS

Los países participantes en el grupo de trabajo son Austria, Bélgica, Dinamarca, Eslovenia, Francia, Hungría, la República Checa y Suecia.

El reciclaje de materiales de la carretera en capas de materiales tratados con conglomerantes hidráulicos comenzó en Europa a partir de los años 80. En la actualidad, el reciclaje de viejos pavimentos de hormigón en capas de bases tratadas con conglomerantes hidráulicos parece ser una técnica practicada en la mayoría los países participantes.

De las **técnicas de demolición de materiales tratados con conglomerantes hidráulicos**, la más característica es la utilizada en la demolición de pavimentos de hormigón, que en general se machacan mediante guillotina o bola, se excava y se transporta a central de almacenamiento o planta de machaqueo. De cara a elegir la mejor técnica de demolición y reciclaje, se recomienda realizar un análisis previo de los materiales. La mayoría de los países no cuentan con especificaciones nacionales concretas para la demolición de pavimentos de hormigón, si bien algunos aportan prescripciones relacionadas con trabajos de rehabilitación.

4.2.1. *Reciclaje de material granular en nuevas capas de materiales tratados con conglomerantes hidráulicos*

Esta técnica se practica en la mitad de los países participantes (Austria, Bélgica, Francia y la República Checa), concretamente en capas de bases y subbases. Algunos países cuentan con **regulaciones específicas en la materia**. En general, las propiedades exigidas son las mismas que para los áridos naturales y se presupone que el uso de este tipo de materiales no comporta un riesgo medioambiental adicional.

4.2.2. *Reciclaje de materiales tratados con conglomerantes hidráulicos en nuevas capas de materiales tratados con conglomerantes hidráulicos*

Este tipo de reciclaje se practica también en la mitad de los países participantes (Austria, Bélgica, Dinamarca, Francia y la República Checa), existiendo experiencias en la utilización del material reciclado en pavimentos, bases y subbases.

De las numerosas experiencias e investigaciones en países como Alemania, Bélgica y la República Checa, se puede destacar la siguiente información:

- En la República Checa se ensaya el contenido de clorhídrico, sulfatos solubles al agua y reacción alcalina de los áridos reciclados ya que esas propiedades pueden afectar a la calidad del nuevo hormigón.
- El uso del árido reciclado influye en la consistencia de la mezcla del hormigón necesitándose un incremento de la dosificación de agua.
- La densidad del hormigón, la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad se ven, en general, afectados a la baja.
- Una alta proporción de áridos finos procedentes de hormigón machacado puede influir en el comportamiento a la deformación disminuyendo el valor del módulo de elasticidad e incrementando la fluencia y retracción. Cuanto más alta es la proporción de árido reciclado, mayor es la retracción del nuevo hormigón.
- En Bélgica, el material fino (0/4) procedente de hormigón machacado estabilizado con cemento y usado en subbases ha presentado una buena capacidad de carga.

4.2.3. *Reciclaje de material bituminoso en nuevas capas de materiales tratados con conglomerantes hidráulicos*

Esta técnica se practica en Alemania, Austria, Bélgica, Eslovenia, Francia y la República Checa, existiendo en todos estos países regulaciones técnicas al respecto.

- En **Austria**:
 - Está permitido el uso en capas inferiores de áridos procedentes de hormigón triturado con un contenido

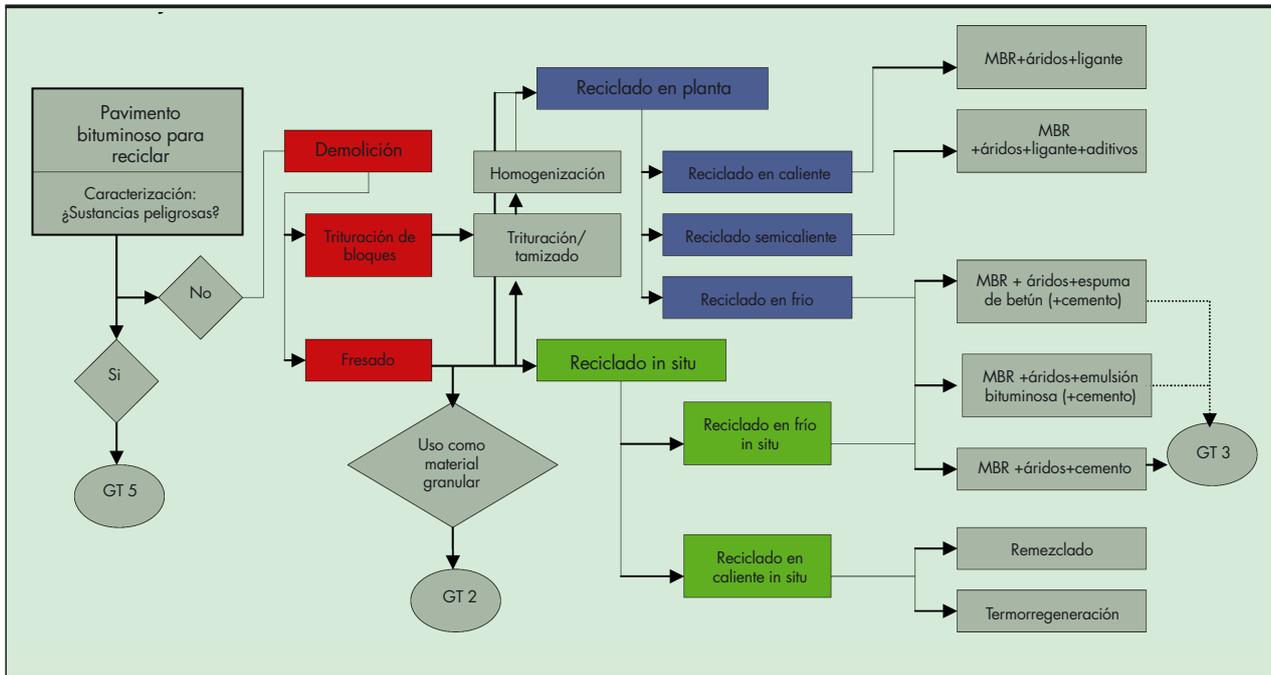


FIGURA 3. Esquema de las técnicas de reciclado de materiales bituminosos y relación con materiales tratados en otros grupos de trabajo.

máximo del 20% de árido procedente de material bituminoso (Tramo “Salzburg Süd” de la autopista A10 “Tauernautobahn”).

- Según los requerimientos austriacos, a mayor contenido de material asfáltico en el árido reciclado, menor relación agua/ cemento.
- Algunas experiencias muestran incluso mejor resistencia a la flexión y a la compresión para materiales reciclados, con una fracción del 4% de material bituminoso, que los hormigones con áridos naturales.
- Mayores porcentajes ensayados (19 y 33) incrementan la resistencia a la flexión, pero bajan la resistencia a compresión respecto a hormigones con áridos naturales. (Autopista A-1 entre Thalgau y Mondsee).
- **En Bélgica:**
 - La principal diferenciación se hace entre material bituminoso que contiene alquitrán o betún (sin alquitrán). El primero sólo se podrá reciclar mediante reciclado en frío, y nunca en nuevas capas bituminosas, ya que está prohibido.
 - La reutilización de los materiales bituminosos se lleva a cabo mezclándolos con arena (15%) y después tratándolos con cemento (5%).
 - Se han construido varios tramos de prueba con subases de material granular con material asfáltico (70-80%) tratado con cemento (3-7%). Tras varios años de uso, estos firmes no han presentado ningún signo de deterioro.
- Tanto en **la República Checa** (TP 208: Reciclado in situ en frío de capas de firmes flexibles) como en **Francia** (SETRA-CFTR) se han publicado especificaciones que describen técnicas de reciclaje in situ de este tipo de material.

4.3. GRUPO DE TRABAJO 4: MATERIALES BITUMINOSOS

En este GT están participando Alemania, Bélgica, Dinamarca, España, Francia, Hungría, Irlanda, Polonia, Portugal, Reino Unido, Serbia y Suecia.

En la Figura 3 se presenta una esquema de las técnicas de reciclado de materiales bituminosos y su relación con materiales tratados en otros grupos de trabajo.

En Europa, se produjeron unas 333 millones de toneladas de mezclas bituminosas en caliente (MBC) en 2008. En el mismo año, se generaron 51 millones de toneladas de material bituminoso recuperado (MBR) procedentes de trabajos de mantenimiento de carreteras o demolición para reciclar. En Bélgica, el 44% del total de las mezclas bituminosas fabricadas contienen MBR, mientras que en España el porcentaje es del 8%. La Figura 4 muestra las diferencias en la aplicación de las diferentes estrategias de utilización del material a reciclar, según datos de EAPA (European Asphalt Pavement Association), Asociación Europea de Pavimentos Asfálticos.

La **técnica utilizada en la demolición de capas de mezclas bituminosas** tiene gran influencia sobre la calidad del material bituminoso recuperado (MBR). Las principales opciones son el fresado (de capa en capa, o más de una capa a la vez), o bien la demolición en bloques. Para asegurar una buena calidad del material reciclado, se deberían eliminar las marcas viales antes de la demolición.

4.3.1. Reciclado de materiales granulares y materiales con conglomerantes hidráulicos en MBC

La mayoría de los países han señalado que en MBC no es habitual el **uso de áridos reciclados procedentes de material granular**, ya que estos materiales se emplean generalmente en nuevas capas granulares. Este uso es más práctico ya que comporta menores costes de transporte de material y evitan tratamientos posteriores. Ocurre de igual forma con el **reciclado de materiales con conglomeran-**

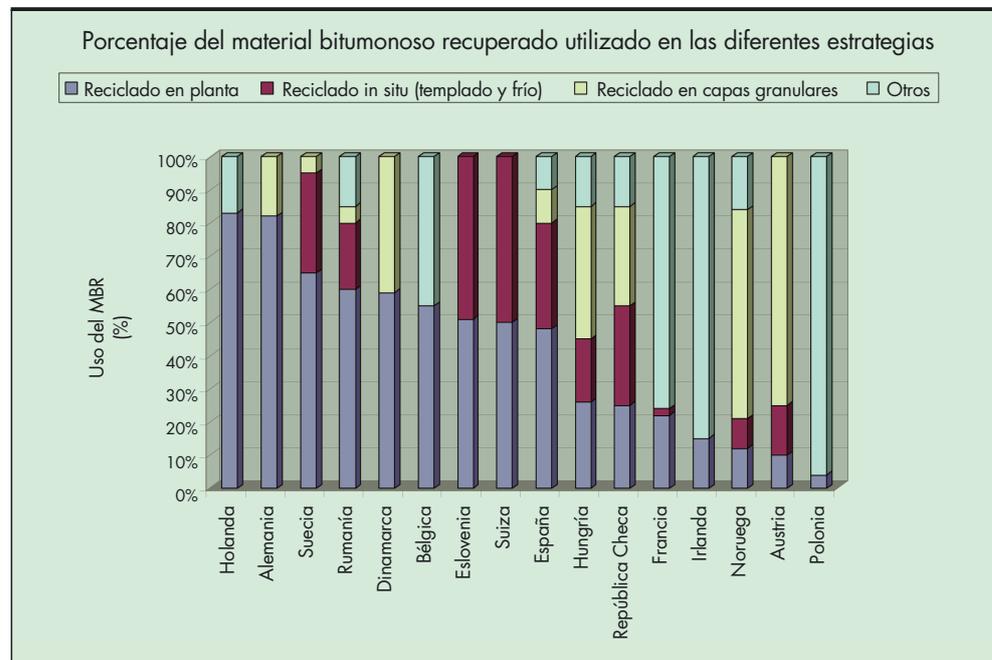


FIGURA 4. Reciclado de materiales bituminosos en Europa. Fuente: EAPA (European Asphalt Pavement Association), 2008.

tes hidráulicos en MBC, para el cual no se han definido requerimientos técnicos específicos diferentes a los de los áridos naturales.

4.3.2. Reciclado del material bituminoso recuperado (MBR) en MBC

Se trata del uso más generalizado de reutilización para este tipo de materiales en todos los países participantes, salvo en Serbia. Los requerimientos para el MBR se especifican en la norma europea EN 13108-8.

Para que las MBC que contienen MBR satisfagan los mismos requisitos exigidos a las MBC convencionales, se deben cumplir requerimientos adicionales para ajustar la granulometría o asegurar la homogeneidad. Muchos países han introducido requisitos para la homogeneidad, relacionados con el contenido de betún y los ensayos de penetración y punto de reblandecimiento del betún recuperado.

Otros límites para la proporción de uso de MBR vienen marcados por la tipología de la central de fabricación de mezclas bituminosas o el tipo de capa en que se emplee la nueva mezcla reciclada. Se han llevado a cabo numerosas **investigaciones para determinar el contenido máximo de MBR** en las mezclas bituminosas. En términos generales, y según **estudios de laboratorio**, la incorporación de MBR en elevados porcentajes a las mezclas no tiene efectos negativos, sin embargo, en determinados casos las propiedades finales del material empeoraron (mayor sensibilidad al agua, reducción de la resistencia a la fatiga y de la resistencia a las deformaciones plásticas). **A escala real**, se han documentado experiencias positivas llevadas a cabo con mezclas bituminosas que contenían hasta el 45% de MBR, estas mostraron propiedades iguales o mejores en comparación con mezclas bituminosas sin MBR.

Las investigaciones también han determinado que son precisas modificaciones en el proyecto de la mezcla bituminosa si se usa este tipo de material. Así, para determinar el contenido máximo posible de MBR, se han aplicado nuevas

herramientas de diseño, además de nuevas fórmulas granulométricas.

También hay que tener en cuenta la gran influencia del tiempo de mezclado en el resultado de las propiedades de la mezcla bituminosa. Para desmenuzar completamente el MBR, se requiere un tiempo prolongado de mezclado comparado con los procedimientos habituales de mezcla correspondientes a materiales vírgenes.

4.3.3. Reciclado en planta del material bituminoso recuperado (MBR) en mezclas frías, semicalientes y templadas

Generalmente, las diversas técnicas de **reciclado en frío** permiten porcentajes de reciclado del 100%, y el material resultante se utiliza normalmente en capas de base. Las características mecánicas de este tipo de mezclas difieren considerablemente de las MBC, estando condicionadas por el tipo de ligante utilizado (emulsión bituminosa, espuma de betún o cemento). Las mezclas en frío con emulsión bituminosa necesitan un tiempo de curado hasta alcanzar las características finales. Este tiempo de curado depende de las condiciones de humedad y temperatura, y puede variar desde algunos días a meses.

El **reciclado en mezclas semicalientes y templadas** requiere de otro tipo de técnicas:

- El empleo de aditivos especiales para reducir la viscosidad del betún permite reducir la temperatura de extendido y la compactación de la mezcla bituminosa, así como el uso de mayores proporciones de MBR evitando el calentamiento y reduciendo consecuentemente el envejecimiento.
- Calentamiento del MBR antes de la adición de la emulsión bituminosa para reducir el tiempo de curado.

4.3.4. Reciclado in situ

Existen dos técnicas de reciclado in situ, en frío y en caliente. Bélgica y Francia tienen más o menos abandonada la técnica del **reciclado in situ en caliente** principalmente por razones medioambientales y de seguridad de los opera-

rios. La experiencia de Polonia enfatiza la importancia de la caracterización de las capas recicladas, ya que en algunos casos los pavimentos reciclados mostraron daños similares a los que tenía el pavimento antes de reciclar.

4.4. GRUPO DE TRABAJO 5: OTROS MATERIALES NORMALMENTE NO REUTILIZADOS EN CARRETERAS

En este grupo de trabajo están participando Alemania, Bélgica, Eslovenia, España, Francia, Irlanda, Polonia, Portugal, la República Checa y Suecia.

El GT 5 está enfocado a una gran variedad de materiales: materiales que dificultan la demolición y/o reciclado de las carreteras, residuos peligrosos, subproductos industriales, caucho procedente de neumáticos usados así como suelos y sedimentos contaminados. A continuación se analiza por separado algunos de ellos.

4.4.1. Residuos peligrosos (amianto y alquitranes)

Las mezclas bituminosas con alquitrán fueron utilizadas en algunos países europeos en el pasado. En la actualidad, la mayoría de los países prohíben usar materiales que contengan alquitrán en el reciclado en caliente. El reciclado en frío con cemento, emulsiones y otros ligantes parece ser la forma más común de reciclar este tipo de materiales. El amianto es un material peligroso para la seguridad y salud de las personas, estando prohibido su utilización o reciclado.

4.4.2. Subproductos industriales (escorias y cenizas)

Las propiedades mecánicas y medioambientales de las escorias metalúrgicas han sido estudiadas en varios proyectos de investigación suecos. Más concretamente, una sección de carretera de 10 años de edad que contenía **escorias de horno eléctrico** en la capa de subbase. Entre las conclusiones cabe destacar que este tipo de subproductos evolucionan con el tiempo debido a procesos como la carbonatación, lo que hace decrecer el pH, con la consecuente variación en las propiedades de lixiviación.

En Suecia es donde más investigaciones se han llevado a cabo relacionadas con **escorias de incineración**. Un resultado a tener en cuenta es que la comparación de lixiviados de escorias procedentes de incineración de residuos municipales en tramos de prueba reales y ensayos de laboratorios mostró diferencias significativas.

Las **cenizas volantes** subproducto de la incineración de carbón en centrales térmicas pueden ser usadas como conglomerantes hidráulicos en carreteras, dadas sus propiedades pozolánicas.

4.4.3. Caucho procedente de neumáticos usados

Los **neumáticos fuera de uso triturados** pueden utilizarse como: material de relleno en barreras antiruido, aislante térmico, material de drenaje y construcción de pavimentos elásticos en instalaciones deportivas. Sin embargo, la principal aplicación en países como España y Portugal es el uso del caucho en polvo procedente de los neumáticos en mezclas bituminosas.

El **tratamiento previo** de los neumáticos implica la separación de los componentes metálicos y textiles y su posterior fragmentación en partículas de menores dimensiones, dependiendo cual sea su uso final. El proceso para su pulverización puede consistir en un tratamiento mecánico o criogénico.

El Instituto Geotécnico Sueco (Swedish Geotechnical Institute, SGI) ha publicado un manual que describe las perspectivas tanto técnicas como medioambientales del uso de

neumáticos troceados como material de relleno en terraplenes y barreras antiruido, aislante térmico en carreteras, material de drenaje en vertederos y para pavimentos elástico en instalaciones infantiles y deportivas.

Respecto a los **aspectos medioambientales** relacionados con este tipo de usos, entre los metales contenidos en los neumáticos se encuentran el hierro y zinc. Este hecho ha de ser tenido en cuenta cuando estos materiales se usan en rellenos, dadas las altas concentraciones encontradas en estudios de lixiviación.

Las propiedades elásticas del caucho contenido en los neumáticos hacen que sea interesante su **uso en la producción de mezclas bituminosas**. El origen del caucho y su proceso de manufactura tienen una gran influencia sobre las características del polvo de caucho, como la granulometría o la forma de la partícula, lo que afectará a su vez al comportamiento del material bituminoso.

Existen **dos tipos de procesos** para la utilización del caucho en polvo en la fabricación de mezclas bituminosas: La modificación del betún original con el caucho antes de introducirlo en el mezclador de la planta (**vía húmeda**), o la incorporación del caucho triturado directamente al mezclador, junto con los áridos (**vía seca**). La mayor parte de las experiencias en España y Portugal se han llevado a cabo mediante vía húmeda.

En cuanto a las **regulaciones nacionales**, las especificaciones para construcción de carreteras de Portugal, España y la República Checa hacen referencia al betún modificado con caucho. Los requisitos exigidos para los ligantes que incorporan caucho son los habituales para los modificados con polímeros, en ocasiones con requerimientos adicionales, como por ejemplo, los relacionados con la viscosidad.

En lo que se refiere a las **experiencias llevadas a cabo por la vía seca**, en Polonia se practican desde principios de los años 70, donde el caucho se incorpora como árido de tamaño de grano máximo 12,8 mm; el contenido de caucho oscila entre el 4 y 10% respecto a la masa de áridos. Las aplicaciones por vía seca de polvo de caucho en España se limitan a carreteras con poco tráfico. En nuestro país, el primer caso práctico tuvo lugar en 1994, utilizando caucho con un tamaño de partícula menor de 2 mm. Con respecto a los resultados obtenidos, ambos países informan de que en general las experiencias han sido positivas.

La información más detallada sobre **las mezclas bituminosas con caucho fabricadas mediante vía húmeda** proviene de España y Portugal. En ambos países, las mezclas asfálticas fabricadas con betún modificado de alta viscosidad con alto contenido en caucho (BBA/BMVAC) se usan en trabajos de pavimentación desde la década de los 90. En nuestro país, los betunes modificados con caucho de alta viscosidad (BMVAC) se utilizan principalmente en la fabricación de mezclas bituminosas antifisuras, en labores de mantenimiento, reparación o rehabilitación de firmes semirígidos o de hormigón. La mayor ventaja de su uso reside en su resistencia a la fisuración y su capacidad para evitar su propagación, además del incremento de su durabilidad en comparación con las mezclas convencionales.

Por último, hay que indicar que en el momento de la redacción del presente artículo, el conjunto de los trabajos se encuentra bastante avanzado, estando la base de datos en pleno desarrollo.

4.5. GRUPO DE TRABAJO 6: DESARROLLO DE LA BASE DE DATOS

En el momento de la redacción del presente artículo el desarrollo de la base de datos se encuentra muy avanzado.



FIGURA 5. Página de inicio de la base de datos.

5. CONCLUSIONES

El proyecto DIRECT MAT establecerá un marco de referencia en lo que a mejores prácticas de demolición y reciclaje de materiales de la carretera en la propia carretera se refiere. Este objetivo se conseguirá mediante la recopilación de la información existente gracias a la puesta en común de experiencias locales, la edición de Guías de Buenas Prácticas, y compartiendo todos esos elementos en una Base de datos. El trabajo emprendido servirá también para identificar futuras necesidades de investigación de cara a conseguir una optimización global del sistema.

6. REFERENCIAS

Descantes, Yannick; Arm, Maria; de La Roche, Chantal; Pihl, Knud A.; Habil Laszlo, Gaspar; Mollenhauer, Konrad; Antunes, Maria de Lurdes; de Bock, Luc; McNally, Ciaran. 2009. DIRECT-MAT: Bringing together best practice across Europe on the dismantling and recycling of road materials.

DIRECT-MAT (2010).WP2, Deliverable Report D3, Synthesis of national documents on existing knowledge regarding recycling road materials in unbound layers.

DIRECT-MAT (2010).WP3, Deliverable Report D4, Synthesis of national reports on demolition hydraulically bound layers and recycling road materials in hydraulically bound layers.

DIRECT-MAT (2010).WP4, Deliverable Report D5, Synthesis of national and international documents on existing knowledge regarding the recycling of reclaimed road materials in asphalt.

DIRECT-MAT (2010).WP5, Deliverable Report D6, Synthesis report of national and international document review.

DIRECT-MAT (2009).WP1, Deliverable Report D2, Quality Assurance Plan.

Folleto, posters y presentaciones disponibles en <http://direct-mat.fehrl.org>.

Pantalla continua construida con hidrofresa y equipada con sondas termoactivas para el aparcamiento de la plaza de Cervantes de San Sebastián

MIGUEL ÁNGEL DE JUAN GARCÍA (*)

RESUMEN RodioKronsa ha construido una pantalla perimetral de 0,80 m de espesor, perforada con hidrofresa, para la construcción de un aparcamiento subterráneo con 5 plantas de sótano, en el que se integra un Centro deportivo adaptado. Igualmente, ha realizado la cimentación interior mediante pilotes “in situ” de 1.500 mm de diámetro.

Tanto la pantalla como los pilotes se empotran en el sustrato rocoso.

En los pilotes, que se han realizado antes de excavar el recinto del aparcamiento, se han colocado pilares prefabricados de hormigón que han permitido realizar los forjados de planta baja y de los sótanos -2 y -4 según progresaba la excavación.

La pantalla perimetral ha sido equipada con sondas geotérmicas, constituyendo una verdadera cimentación termoactiva que colaborará a la climatización del edificio de forma ecológica, limpia y sostenible.

DIAPHRAGM WALL BUILT BY MEANS OF HIDROFRAISE AND EQUIPPED WITH GEOTHERMAL LOOPS FOR THE UNDERGROUND PARKING AT CERVANTES SQUARE IN SAN SEBASTIAN

ABSTRACT RodioKronsa has carried out the construction of a 0.80 m thick Diaphragm Wall with hidrofraise to allow the excavation of a 5 basement parking which also integrates an adapted sport centre inside. Additionally, RodioKronsa has built the inner foundation by means of “in situ” piles 1500 mm in diameter.

Both the D-Wall and the piles foundation are embedded in the rocky substrate.

The piles were executed before the excavation of the basements, installing precast concrete columns in them to make possible the execution of floors at ground level and basements -2 and -4 in as the excavation progressed.

The perimetral D-Wall has been equipped with geothermal loops, constituting a real thermoactive foundation that will contribute for the energy saving in cooling and heating, in a green, clean and sustainable way.

Palabras clave: Aparcamiento, Pantalla continua, Hidrofresa, Energía geotérmica.

Keywords: Parking, Diaphragm wall, Hidrofraise, Geothermal energy.

1. INTRODUCCIÓN

La Plaza de Cervantes, cuya planta tiene aproximadamente la forma de un triángulo rectángulo, fue bautizada así en 1905 con motivo del tercer centenario de la publicación del Quijote. Se encuentra en un entorno privilegiado de San Sebastián: junto a la playa de la Concha, entre la calle Miramar y la avenida de la Libertad, que forman sus dos catetos, y el propio Paseo de la Concha, sirviendo además de antesala al emblemático Hotel Londres (Figuras 1 y 2).

En ella existía un antiguo aparcamiento subterráneo de dos sótanos, ya obsoleto por su insuficiente capacidad y con algunos problemas estructurales que impedían su ampliación; en vista de las dificultades y el coste de una rehabilitación, el Ayuntamiento decidió demolerlo y sustituirlo por un centro subterráneo, que mantiene la misma traza pero integra un moderno aparcamiento de cinco sótanos y un centro deportivo adaptado.

La inversión total es superior a los 39.300.000 €, y su inauguración está prevista para finales de 2010.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El aparcamiento, cuyo propietario es el Ayuntamiento de San Sebastián, ha sido proyectado por Landabe Ingenieros, y contará con 1.130 plazas, de las cuales algo más de la mitad será en rotación y el resto para residentes.

(*) Jefe del Departamento Técnico de RODIOKRONSA.



FIGURA 1. La playa de la Concha.



FIGURA 2. La plaza de Cervantes.

Además, ofrecerá un importante valor añadido, al integrarse en él un “Centro deportivo adaptado”, también subterráneo y con algunos accesos independientes del aparcamiento. Tendrá más de 4.400 m² construidos, en 2 plantas: 3.300 m² en el primer sótano, con zonas deportivas y servicios administrativos y médicos, y más de 1.100 m² en el segundo, donde se incluyen todas las instalaciones técnicas. Aunque no se trata de una instalación específica para discapacitados, estos tendrán prioridad en el uso (Figura 3).

El concesionario del aparcamiento es la sociedad formada por Construcciones Moyua y Eguisa, y las obras han sido realizadas por la UTE CERVANTES, formada al 50% por Ferrovial-Agroman y Construcciones Moyua, que a su vez adjudicó a RodioKronsa la construcción de las pantallas perimetrales de contención y de los pilotes para la cimentación interior.

La nueva urbanización de la plaza, diseñada por Lur Paisakistak (Iñigo Seguro), obliga a desviar el bidegorri (carril bici), cuenta con cinco palmeras recuperadas de ubicaciones anteriores (viviendas del Parque Móvil Ministerial de Aldunaene) y vuelve a tener como elemento central el grupo escultórico de D. Quijote y Sancho realizado por Lorenzo Coullat en 1923 y que ha presidido la plaza desde 1973. En esta ocasión, y una vez restaurado, le servirá de soporte una semiesfera cubierta de peces plateados sobre los que discurre una fina lámina de agua (Figura 4).

3. SUBSUELO Y ESTRATIGRAFÍA MEDIA

La empresa Ikerlur realizó en 2008 un Informe Geotécnico, basado en la realización de 3 sondeos a rotación con extracción continua de testigo y en el análisis de otros sondeos previamente realizados por la misma firma en la zona (Figura 5).

Según el Código Técnico de la Edificación (CTE-2006), la construcción es de tipo C-2 (entre 4 y 10 plantas), y el terreno de tipo T-3 (desfavorable).

Los nuevos sondeos han permitido determinar las cotas de aparición del sustrato rocoso, que era una de sus finalidades concretas, las cuales se recogen en la Tabla 1.

Durante la ejecución de los sondeos, se efectuaron:

- 40 ensayos SPT.
- Toma de muestras parafinadas de roca.
- Toma de muestras del agua del subsuelo.

Además, la investigación “in situ” se completó con la realización de otros ensayos:

- 3 ensayos Lefranc de permeabilidad.
- 4 ensayos presiométricos, en los sondeos 1 y 2, tanto en la roca como en los diferentes tipos de suelos.

En laboratorio, las muestras fueron sometidas a diferentes ensayos, para determinar:

- Humedad.



FIGURA 3. Sección general del proyecto.



FIGURA 4. Proyecto de urbanización.



FIGURA 5. Situación de sondeos.

- Granulometría.
- Densidad.
- Resistencia a compresión (roca).
- Agresividad del suelo y del agua.

En esencia el subsuelo se caracteriza por la existencia de rellenos superficiales de origen antrópico, de hasta 6,50 m de espesor, bajo los cuales se encuentran potentes depósitos aluviales arenosos. El sustrato rocoso aparece a 30 m de profundidad en las proximidades del Hotel Londres, y a casi 45 m en el vértice suroeste del aparcamiento, próximo al parque Alderdi Eder. En la Figura 6 se ha reproducido uno de los perfiles estratigráficos aportados por el Informe.

A efectos prácticos, el corte estratigráfico medio del subsuelo es el siguiente:

De cota +7,50 a +1,00: Relleno antrópico, formado por arena marrón con grava.

De cota +1,00 a -10,00: Suelo aluvial; arena de playa de color marrón claro, medianamente densa a densa.

De cota -10,00 hasta la cota de roca: Suelo aluvial; arena de playa de color grisáceo, con presencia de limos. En algunos puntos, se detectó la presencia de gravas y bolos por la existencia de un antiguo cauce fluvial.

Bajo el nivel anterior aparece el sustrato rocoso, algo alterado superficialmente, y formado por margocaliza y caliza arcillosa gris; los ensayos a compresión simple realizados en muestras de este nivel han proporcionado resultados de resistencia de hasta 200 Kg/cm².

El nivel freático, dada la cercanía del mar, se encuentra alto (cota +1,00 en pleamar) y lógicamente se ve afectado por la carrera de marea.

4. SOLUCIÓN ADOPTADA

Para permitir la excavación de los cinco sótanos, en un entorno dominado por la proximidad del mar, era imprescindible la realización de una pantalla perimetral. El nivel freático, muy alto y afectado por la carrera de marea, aconsejaba además empotrar la pantalla en el sustrato rocoso, que aparece a profundidad variable.

En estas condiciones, la solución óptima consistía en perforar la pantalla con hidrofresa, que permite realizar el empotramiento en la roca y garantizar al mismo tiempo la verticalidad necesaria para evitar la aparición de “ventanas” por tecteo de paneles contiguos.

La pantalla diseñada es de 0,80 m de espesor, con un empotramiento mínimo de 2,00 m en el sustrato rocoso. En la Figura 7 se ha representado una sección esquemática.

En cuanto a la excavación del recinto, se ha utilizado el procedimiento denominado “ascendente-descendente”, que consiste en realizar la cimentación interior mediante pilotes de gran diámetro, construidos antes de excavar el recinto y en los que se colocan los pilares prefabricados que van a servir de soporte a los forjados de sótanos.

Número del sondeo	Cota de boca del sondeo	Cota de aparición de la roca	Longitud total investigada (m)
S-1	+ 7,57	- 22,63	32,00
S-2	+ 7,58	- 37,52	47,00
S-3	+ 7,04	- 30,81	40,00
SP-1	+ 7,29	Nd	32,00
SP-2	+ 7,22	Nd	32,00

S: Sondes de la campaña de 2008.
SP: Sondes de campañas anteriores.
Nd: No detectada.

TABLA 1.

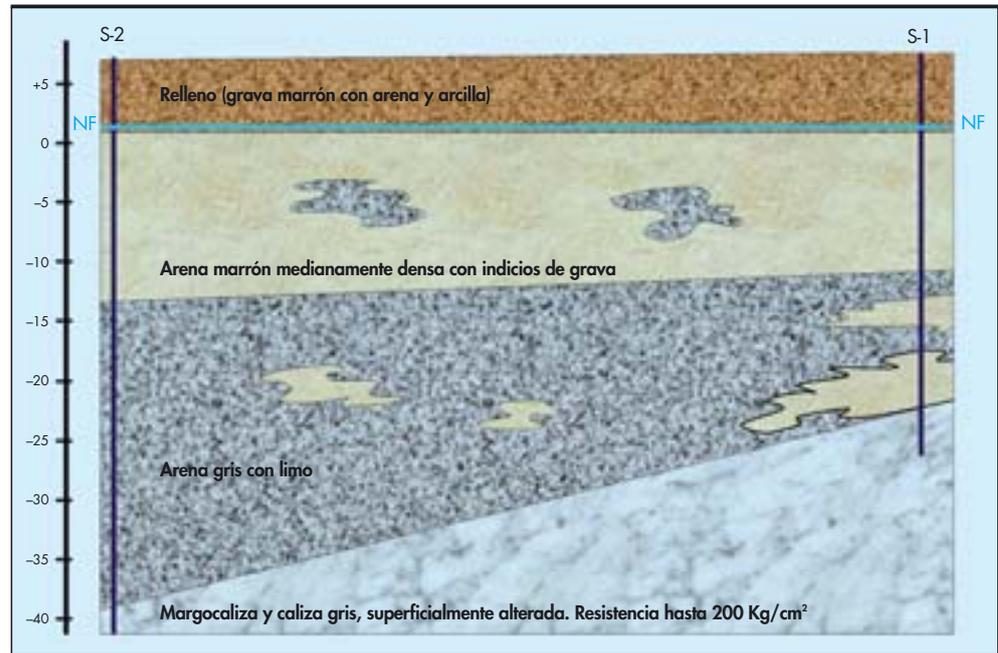


FIGURA 6. Perfil estratigráfico paralelo al Paseo de la Concha.

Una vez construido uno de los forjados, la pantalla queda soportada por él y se puede realizar la primera fase de excavación de tierras en mina, por debajo del forjado. Cuando se alcanza la excavación definida en el cálculo de la pantalla, se construye otro forjado y se vuelve a excavar bajo él; este procedimiento se repite las veces necesarias hasta completar la excavación total del solar.

Este sistema presenta dos importantes ventajas:

- Evita la utilización de arriostramientos metálicos interiores o de anclajes al suelo, que suelen alargar el plazo de ejecución y en ocasiones no son utilizables, por invadir o afectar a edificios o servicios próximos.

- Facilita la rápida terminación de la planta de cubierta, con lo cual los servicios de superficie pueden ponerse en funcionamiento en un plazo menor, sin necesidad de haber acabado los trabajos subterráneos.

A cambio, presenta un inconveniente:

- Encarecimiento y aumento del plazo de la excavación y retirada de tierras, al ser necesario realizarlas bajo forjado.

Para contrarrestar este inconveniente, el muro pantalla perimetral se estudia tratando de minimizar el número de forjados necesario para soportar la pantalla; en general, se

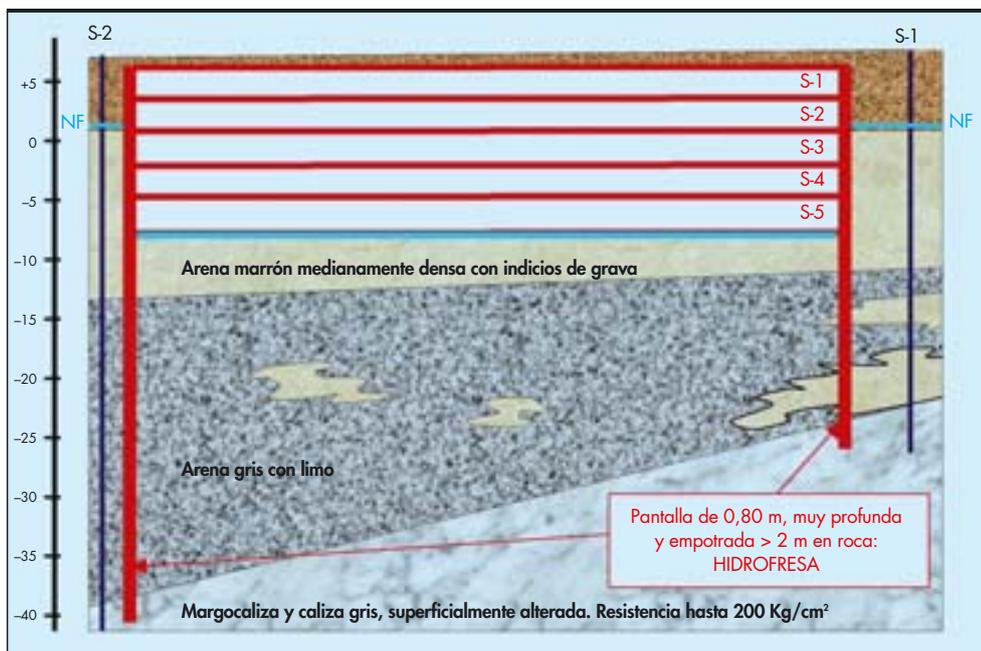


FIGURA 7. Sección esquemática paralela al Paseo de la Concha.



FIGURA 8. Fase final de excavación (Sección transversal al Paseo de la Concha).

tiende a utilizar forjados alternos, lo que permite disponer de gálibos de trabajo más cómodos para la excavación y la retirada de tierras. Esto es lo que se ha hecho en el caso actual, en el que se han utilizado para soportar la pantalla durante la excavación el forjado de cubierta y los forjados de suelo de los sótanos segundo y cuarto; los forjados intermedios se han construido después de terminada la excavación y realizada la losa de fondo.

En la Figura 8 se presenta esquemáticamente una de las etapas del proceso de excavación seguido en la obra; concretamente, la etapa de excavación final, en la que la pantalla se encuentra soportada por 3 forjados: el de cabeza y los de los sótanos -2 y -4.

5. CONSTRUCCIÓN DE LA PANTALLA CONTINUA

Como ya se ha indicado, la pantalla continua perimetral es de 0,80 m de espesor, con un empotramiento mínimo de 2,00 m en el sustrato rocoso.

Para permitir la construcción de la pantalla, se empezó por demoler el aparcamiento existente prácticamente en su totalidad, pero conservando los muros perimetrales (mampostería en el lateral de la playa; muro pantalla en el resto de zonas, próximas a los edificios) y la losa de fondo, que facilitaba la creación de la plataforma de trabajo para los equipos de pantallas y pilotes.

A continuación, se rellenó parcialmente el solar sobre la losa de fondo del antiguo aparcamiento, hasta la cota +4,50 en los laterales de C/ Miramar y Avda. Libertad y +3,00 junto al Paseo de la Concha. Con ello, se aseguraba una diferencia de al menos 1,50 a 2,00 m respecto a la cota del agua.

Desde esas plataformas se construyó la nueva pantalla, cuya traza es paralela por el interior a los muros existentes, con una distancia entre caras muy pequeña en todas las zonas y crítica (20 cm) en los laterales de C/ Miramar y Avda. Libertad, donde además se levantan emblemáticos edificios antiguos, algunos de ellos con estructura de madera.

En algunos puntos, incluso se cruzaban el trazado antiguo y el nuevo, siendo necesario demoler 10 m de perímetro de la

antigua pantalla por debajo de la plataforma de trabajo para poder construir la nueva; para la demolición se utilizó un carro perforador Soilmec SM-21.

En resumen, en la construcción de la pantalla perimetral era imprescindible satisfacer las dos condiciones siguientes:

- Empotrar al menos 2,00 m en el sustrato rocoso, formado por margo-caliza y caliza de hasta 200 Kg/cm² de resistencia a compresión.
- Garantizar la verticalidad, no sólo para impedir la aparición de “ventanas” en profundidad sino también para evitar interferencias con la pantalla antigua, muy cercana al nuevo trazado.

Por todo ello, se optó por realizar la pantalla con hidrofresa, procedimiento ya sobradamente conocido y ampliamente experimentado en el mundo entero, cuyos principios esenciales se resumen a continuación y se esquematizan en la Figura 9.

La hidrofresa es el equipo de construcción de pantallas más avanzado del mercado. Fue desarrollada y patentada por Soletanche para permitir la realización de pantallas en condiciones especialmente difíciles, bien por dureza del subsuelo (en España nuestra empresa la ha utilizado en rocas de más de 1.000 Kg/cm² de resistencia a compresión), bien por exigencias especialmente estrictas de verticalidad y calidad del producto acabado (con hidrofresa se han construido las pantallas más profundas del mundo, habiéndose superado los 150 m en Japón y los 120 m en varias pantallas de impermeabilización de presas en Estados Unidos).

Con este sistema, al igual que en los procedimientos clásicos de construcción de pantallas “in situ”, la zanja es excavada por bataches o paneles; a diferencia del procedimiento clásico, con hidrofresa es imprescindible utilizar lodos bentoníticos.

Una vez terminada la excavación, se introduce la armadura, y a continuación se sustituye el lodo por hormigón, colocado por el método del tubo sumergido. Para estas operaciones se utiliza una grúa auxiliar.

La hidrofresa va suspendida, mediante cables, de una grúa de gran potencia, que soporta y maneja un mástil metálico de hasta 15 m de altura, en cuya base se alojan dos tam-

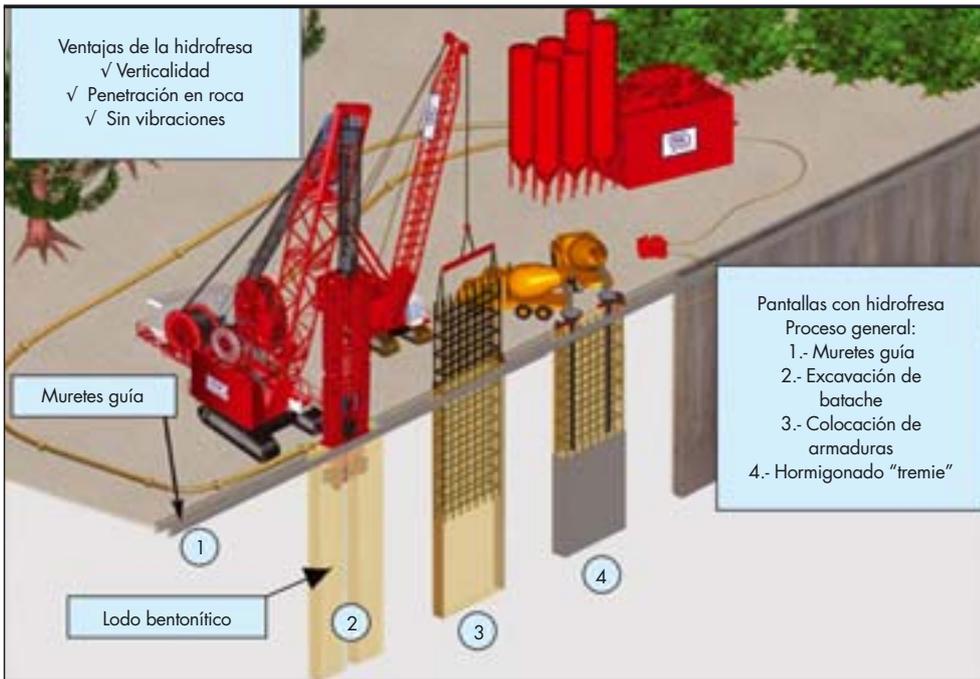


FIGURA 9. Esquema general de ejecución de pantallas con hidrofresa.

bores provistos de picas adecuadas al tipo de terreno a perforar. Los tambores giran en sentidos contrarios y, como consecuencia, las picas trituran el terreno; una bomba situada por encima de los tambores asegura la evacuación del lodo de perforación con el detritus por circulación inversa (Figura 10).

El lodo extraído es filtrado y desarenado en una central de lodos de alta potencia, dotada de tamices vibrantes, ciclones y centrifugadora, y se vuelve a utilizar en la excavación. El sistema de trabajo requiere la presencia constante de lodos en óptimo estado, lo que exige no solamente una instalación de tratamiento de lodos grande y costosa, sino también una bomba de caudal adecuado al alto rendimiento que la máquina puede alcanzar en buenas condiciones de terreno.

En la parte superior del chasis, va montado un gato hidráulico que permite regular el avance del equipo, manteniendo constante la velocidad o el peso sobre las fresas.

En la parte trasera del equipo, se instala el grupo hidráulico, que suministra la energía para los tres motores de fondo (uno para cada uno de los tambores y otro más para la bomba). El circuito hidráulico se diseñó de manera que proporcione un elevado par de rotación a baja velocidad.

La verticalidad de la perforación es excelente, incluso con profundidades muy elevadas; el control se realiza mediante inclinómetros, y la inclinación se puede corregir sobre la marcha modificando el par de rotación del tambor adecuado o actuando sobre la inclinación en el plano paralelo al batache; con ello, se pueden asegurar desviaciones varias veces inferiores a las logradas con los sistemas tradicionales de excavación de pantallas.

El método de trabajo requiere que la obra sea dividida en paneles primarios y secundarios; los primeros suelen realizarse del mayor tamaño compatible con la estabilidad del terreno, para optimizar el rendimiento del equipo; los segundos deben ser al menos del tamaño de los tambores (del orden de 2,40 m, dependiendo del modelo de hidrofresa utilizado en cada caso), y se pueden realizar (aunque no es imprescindible) mordiéndolo de 10 a 15 cm en cada uno de los bataches primarios ya construidos, lo que garantiza una conexión óptima en-

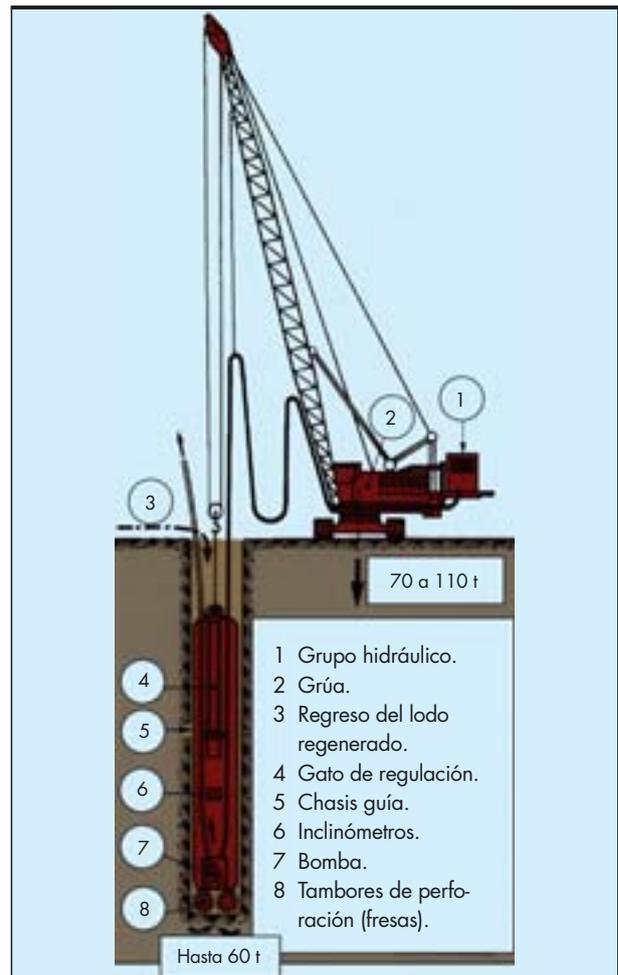


FIGURA 10. Esquema de la hidrofresa.



FIGURA 11. Hidrofresa Evolution 3.

tre paneles, con ausencia de las típicas juntas metálicas provisionales de tubo o tablestaca. En el caso actual, se han utilizado mayoritariamente paneles de 6,50 m.

Antes de que la hidrofresa pueda empezar a excavar un panel, se debe realizar una preexcavación del orden de 3 a 4 m mediante un equipo convencional (pantalladora de cuchara, retroexcavadora o similar), pues la bomba de fondo situada en la base de la hidrofresa debe encontrarse suficientemente por debajo del nivel del lodo antes de iniciar el bombeo. En esta preexcavación se utilizan siempre juntas metálicas provisionales, que pueden ser o no retiradas antes de realizarse los bataches secundarios, dependiendo de si estos se realizan mordiendo o no el hormigón de los primarios.

Una vez terminada la perforación de la pantalla, se procedió a la introducción de la armadura y al hormigonado mediante tubo sumergido (procedimiento "tremie"). Como nota singular de esta obra, que se comentará extensamente después, hay que reseñar que junto con las armaduras se introdujeron los tubos de polietileno de alta densidad que forman el circuito cerrado que permite la utilización geotérmica de las pantallas, de la que se hablará posteriormente.

El equipo utilizado en la obra pertenece a la más moderna generación de hidrofresas: HF Evolution 3, montada sobre una grúa Liebherr HS-883-HD (Figura 11). Como equipos auxiliares, se utilizaron una grúa Liebherr HS-843-HD con cuchara al cable K-60 de 0,80 m de espesor, para comenzar la perforación hasta que se alcanza la profundidad de trabajo de la hidrofresa, y una grúa Liebherr HS-885-HD para el izado y colocación de las armaduras y el hormigonado de los paneles.

El perímetro de la obra es de 442 m, y la profundidad desde la plataforma de trabajo osciló entre 25 y 46 m, con una media de 34 m y una medición total de pantalla superior a 15.000 m². En la Figura 12 se presenta una vista general de la obra.



FIGURA 12. Vista general de la obra.



FIGURA 13.
Ejecución de pilotes.

En cuanto al rendimiento en perforación y el desgaste de picas de la hidrofresa, ambos aspectos fueron favorables, pues el terreno era de poca dureza hasta llegar a la roca; en concreto, el desgaste de picas fue inferior a $0,15 \text{ ud/m}^2$.

Sin embargo, la presencia de gran cantidad de finos afectaba negativamente a la calidad de la bentonita, produciendo su contaminación y exigiendo su retirada mediante equipos de secado del tipo filtro-prensa. Se desechaban aproximadamente 150 m^3 de bentonita a la semana, utilizándose por lo tanto una bentonita muy limpia, que no forzaba la bomba de la hidrofresa y permitía un excelente hormigonado, garantía de la buena calidad de la pantalla ejecutada.

Es de destacar que solamente en un punto de todo el perímetro fue necesario reperforar un batache por la presencia de armaduras de la pantalla antigua, que impidieron el avance de la hidrofresa.

En la zona contigua al Paseo marítimo, cuyo muro descansa directamente sobre las arenas, la plataforma de trabajo se encontraba unos 4 m por debajo de su coronación, con el consiguiente riesgo de descalce; en pequeños tramos fue necesario realizar un tablestacado para proteger el muro del Paseo y evitar su descalce (Figura 20).

6. CONSTRUCCIÓN DE LOS PILOTES INTERIORES Y COLOCACIÓN DE PILARES

En las obras en que la excavación se realiza por el sistema ascendente-descendente, los pilares definitivos de la estructura se introducen en los pilotes desde la cota de la plataforma de trabajo, varios metros por encima de la futura losa de fondo.

Esas condiciones obligan a un cuidadoso replanteo del eje del pilote y a un control muy estricto de la verticalidad del pilar, para evitar desviaciones e inclinaciones que pueden afec-

tar negativamente a su comportamiento estructural o incluso anular su validez. Por eso es necesario, antes de perforar los pilotes, construir muretes guía (antepozos) de hormigón armado, que no sólo aseguran la correcta situación en planta sino que guían al elemento de perforación y, en la fase final, permiten centrar y nivelar cuidadosamente el pilar.



FIGURA 14. Prolongador.

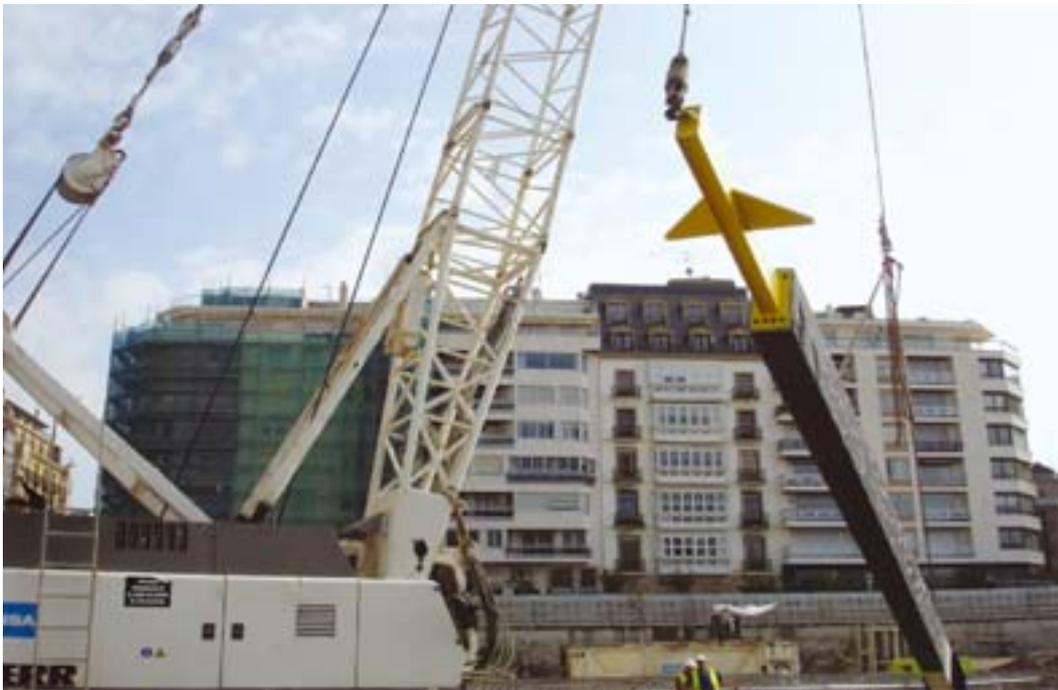


FIGURA 15. Izado de un pilar para su colocación en el pilote.

En el caso que nos ocupa, los antepozos fueron construidos encofrados a dos caras y apoyados directamente sobre la losa de fondo del aparcamiento antiguo, para lo cual fue necesario retirar parcialmente el relleno realizado para la construcción de la pantalla; al construir los antepozos, se demolió la parte de losa interna a cada uno de ellos, para permitir el paso de la herramienta de perforación de los pilotes. Una vez terminados, se volvió a rellenar parcialmente, para estabilizar los muretes y conseguir que la plataforma de trabajo estuviera al menos 1,50 m por encima del nivel freático.

Todos los pilotes son de 1,50 m de diámetro, y llevan una armadura longitudinal de 20 ϕ 20 y cercos ϕ 10 a 20 cm; se empotran 1,50 m en el sustrato rocoso. Para su perforación se utilizaron 2 equipos Mait, de los tipos 180 y 300; como grúas

auxiliares, 2 Liebherr, de los modelos 843 y 853 (Figura 13). Se ejecutaron en total 153 pilotes, con longitudes entre 17 y 40 m.

Una vez que se terminaba el hormigonado de un pilote, se introducía el correspondiente pilar prefabricado de hormigón, replanteado cuidadosamente; con la ayuda de un prolongador metálico superior (Figura 14) que facilitaba su cuelgue y centrado, se procedía a su aplomado (Figuras 15, 16 y 17).

Para asegurar el correcto anclaje del pilar al pilote, aquel va dotado de una serie de angulares laterales que aumentan la adherencia y reparten la carga.

Después de fraguado el hormigón del pilote, se retiraba el prolongador, para reutilizarlo en la colocación de otro pilar. Se colocaron pilares en 132 de los 153 pilotes construidos.



FIGURA 16 y 17. Prolongador. Nivelación de la estructura centradora y pilar colocado, antes de retirar el prolongador de cuelgue.

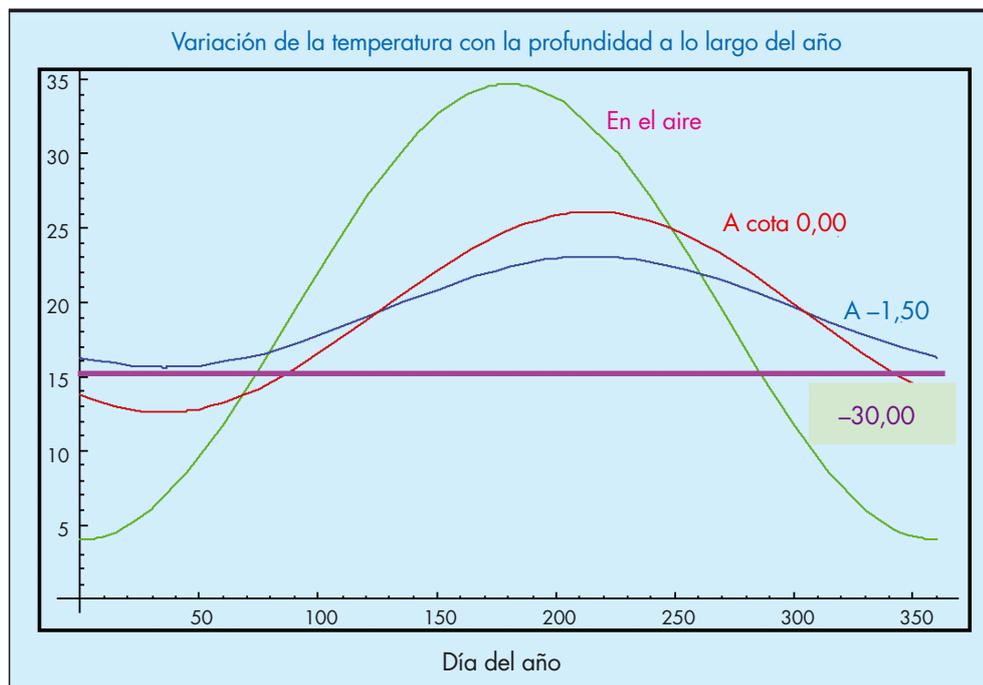


FIGURA 18. Variación de la temperatura con la profundidad a lo largo del año.

7. APLICACIÓN DE LA ENERGÍA GEOTÉRMICA A LA CLIMATIZACIÓN DE EDIFICIOS

La energía geotérmica de baja entalpía se basa en la utilización de la capacidad de la tierra para acumular el calor procedente del sol, manteniendo una temperatura prácticamente constante a lo largo del año a partir de cierta profundidad (Figura 18).

La climatización por energía geotérmica se realiza cediendo o extrayendo calor de la tierra a través de un circuito cerrado de tuberías enterradas por donde circula agua o una mezcla de agua y anticongelante. Las tuberías, de polietileno de alta densidad, pueden disponerse en horizontal (por ejemplo, en la losa de un edificio) o vertical (ya sea en perforaciones realizadas al efecto, o aprovechando las pantallas o pilotes de cimentación).

Un equipo geotérmico de climatización está compuesto por los siguientes elementos:

- Una gran masa térmica (el suelo, del que se extrae o al que se cede calor);
- El intercambiador geotérmico, que es el conjunto de tuberías enterradas por las que circula agua, con anticongelante o no;
- Una bomba hidráulica, que bombea el agua que circula por las tuberías;
- Una bomba de calor, dispositivo eléctrico similar a los de aire acondicionado, pero que en este caso realiza el intercambio de calor con el suelo en lugar de con el aire.

La energía geotérmica presenta una serie de importantes ventajas, especialmente desde el punto de vista medioambiental y de seguridad y salud:

- Se trata de una energía limpia y renovable.
- Sus emisiones de CO₂ son muy inferiores a las de los combustibles fósiles.
- Es un sistema muy eficiente, pues al intercambiar calor con el suelo en lugar de con el aire se necesita un salto térmico menor que con cualquiera de los sistemas convencionales.

- El funcionamiento es muy silencioso, durante las 24 horas del día, los 365 días del año, independientemente de las condiciones climatológicas.
- Impide la transmisión de la *legionella*, al no existir torres de refrigeración.
- No utiliza combustibles ni productos inflamables.

Desde el punto de vista arquitectónico:

- Mejora la estética de los edificios, al no existir elementos externos en fachadas y cubiertas.
- Ahorra espacio en azoteas y terrazas.
- Permite cumplir el Código Técnico de la Edificación (Anexo I).

Por último, también desde el punto de vista económico ofrece ventajas apreciables:

- Como energía renovable que es, su instalación está subvencionada por organismos oficiales.
- Instalación sencilla, con costes de mantenimiento muy reducidos.
- Vida útil muy larga.
- Un solo sistema basta para obtener calefacción, refrigeración y agua caliente.

RodioKrona mantiene desde 2007 una asociación con Energesis, empresa pionera en el estudio y desarrollo de la energía geotérmica, para la aplicación de la misma a la climatización de edificios, mediante la instalación de los intercambiadores geotérmicos en las propias cimentaciones, ya sean losas, pilotes o muros pantalla; son las "cimentaciones termoactivas", cuyas principales ventajas son:

- Eliminación de perforaciones o excavaciones específicas, al colocarse las tuberías en los propios elementos de cimentación (Figuras 19, 20 y 21).
- La longitud total de intercambiadores que se pueden disponer es muy alta, bien por la gran superficie de las

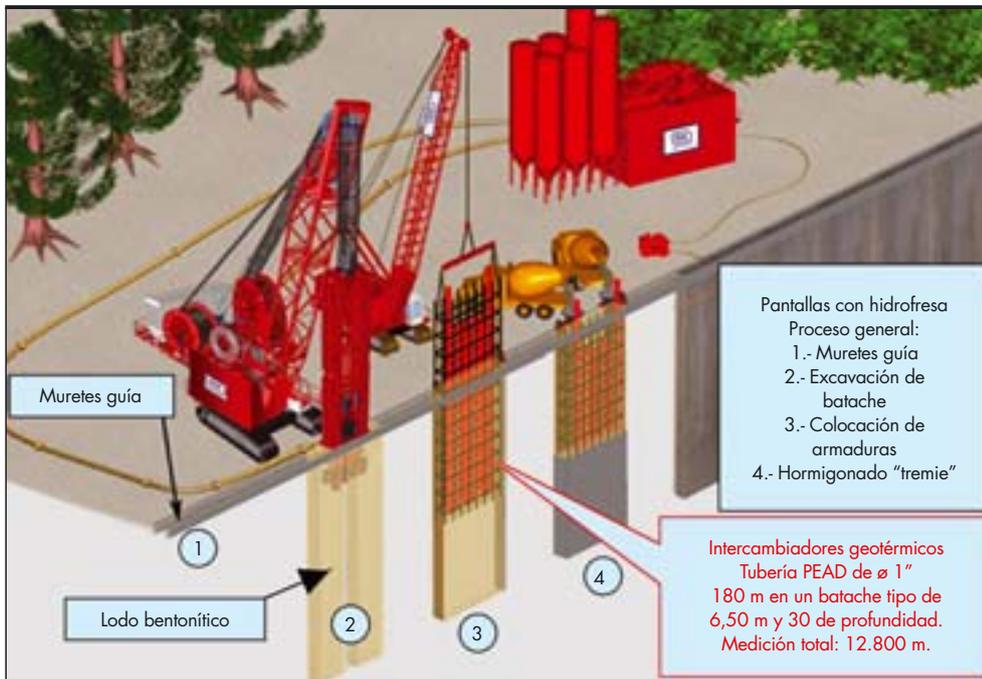


FIGURA 19. Ejecución de pantallas con hidrofresa equipadas con sondas geotérmicas.

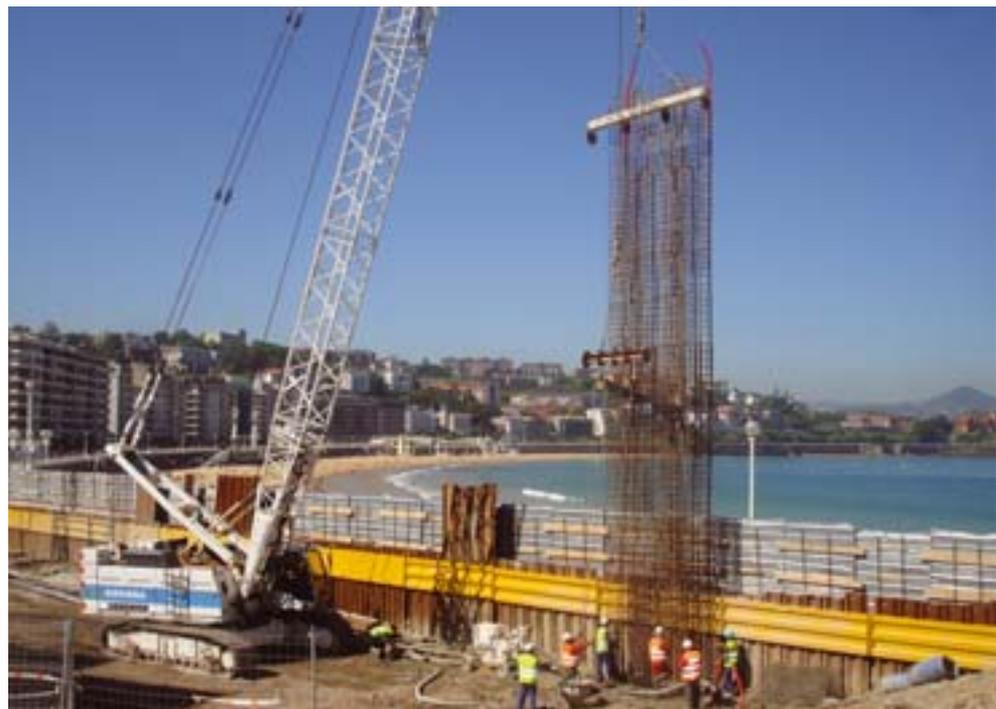


FIGURA 20. Introducción conjunta de la armadura y las sondas geotérmicas en un panel contiguo al Paseo de la Concha. Se observa también la utilización de tablestacas para evitar el descalce de un tramo del muro del paseo.

losas o bien porque en cada pilote o módulo de pantalla se pueden colocar varios tubos de polietileno.

RodioKronsa – Energesis cuenta con el único laboratorio geotérmico móvil de España, capaz de inyectar y extraer calor del suelo, para determinar su conductividad térmica y así caracterizar las cimentaciones termoactivas, para cuyo diseño se utiliza software de última generación, desarrollado específicamente (Figura 22).

La asociación de dos empresas tan experimentadas en sus respectivos campos de actuación como RodioKronsa y Energesis ha permitido la caracterización y desarrollo desde 2007 de los pilotes termoactivos "in situ" y prefabricados (de sección llena o aligerados), y desde 2009 de las pantallas termoactivas, como la realizada en este aparcamiento de la Plaza de Cervantes, en la que se ha instalado un total de 12.800 m de intercambiador geotérmico.



FIGURA 21. Armadura montada con las sondas geotérmicas.



FIGURA 22. Laboratorio geotérmico móvil.

Energesis realizó los ensayos de caracterización de la pantalla, utilizando varios niveles de potencia y controlando las diferencias de temperatura entre la entrada y la salida del colector, obteniendo una curva de variación de la temperatura a lo largo del tiempo. El ensayo se realizó en un batache medio, de 6,50 m de longitud en planta y 32,50 m de profundidad y en el que se habían colocado 180 m de tubería continua de polietileno de alta densidad; el salto térmico utilizado fue de 3°C.

8. AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi agradecimiento a todas las empresas y personas que han hecho posible la realización de la obra y a las que han colaborado con su tiempo y esfuerzo a la preparación de este artículo. Especialmente, no puedo dejar de mencionar a José Luis Arcos, Emilio García, Francisco Molina y Txema Ahedo. Muchas gracias a todos ellos.

JORNADAS DE ESPECIALIZACIÓN TECNOLÓGICA

Los pasados días 16 y 17 de Noviembre de 2010, tuvieron lugar en **Valladolid** y en **Valencia** la 4ª y 5ª **JORNADAS PROAS de ESPECIALIZACIÓN TECNOLÓGICA sobre Betún y Mezclas asfálticas**, dirigidas a los técnicos del sector de la carretera.

Bajo la denominación de “**Jornadas de Especialización Tecnológica**” PROAS (empresa del Grupo CEPSA) ha planificado

el desarrollo de una serie de Jornadas, con el objetivo de actualizar e informar desde un punto de vista tecnológico, todas aquellas innovaciones de mayor relevancia en betunes asfálticos, para los profesionales del sector y convertirlas en un foro técnico de intercambio de conocimientos.

Estas Jornadas han contado con el apoyo de la **Dirección General de Carreteras e Infraestructuras de la Junta de Castilla y León** y de la **Conselleria de Infraestructuras y Transporte Valenciana**.

Fueron celebradas en los salones del Hotel Palacio Santa Ana de Valladolid y del Hotel Las Arenas de Valencia. Estas Jornadas acogieron a más de 100 profesionales, representantes de los



organismos oficiales de las diferentes Administraciones Públicas y especialistas de las principales empresas del sector, tanto en Castilla y León como en la Comunidad Valenciana.

Fueron abiertas por **D. Jesús Julio Carnero García**, *Secretario General de la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León*, en Valladolid y **D. Ismael Ferrer**, *Director General de Obras Públicas de la Conse-*

jería de Infraestructuras y Transportes, en Valencia. Coordinadas por **D. Félix Edmundo Pérez**, *Catedrático de Caminos de la Universidad Politécnica de Catalunya*, contó con la presencia de ponentes nacionales e internacionales del mas alto nivel, que expusieron la situación actual a nivel técnico y normativo de betunes y mezclas asfálticas, así como una perspectiva de las nuevas tecnologías y productos que la industria está desarrollando en estos momentos y que en un futuro cercano serán de uso común, para conseguir unas mejores prestaciones.

La 4ª Jornada en Valladolid fue clausurada por **D. Luis Alberto Solís Villa**, *Director General de Carreteras de la Junta de Castilla y León* y por **D. Rafael Valcárcel**, *Director General de PROAS*, que igualmente clausuró la 5ª Jornada en Valencia.

Morfología de tableros aligerados de canto constante postesados para puentes carreteros y ferroviarios

VÍCTOR YEPES (*), JULIÁN ALCALÁ (**), JAIME DÍAZ (***) y FERNANDO GONZÁLEZ-VIDOSA (*)

RESUMEN En el trabajo se aborda una caracterización estadística de una muestra de 82 tableros reales tipo losa pretensada de canto constante para carreteras y ferrocarriles. El objetivo principal es encontrar fórmulas de predimensionamiento con el mínimo número de datos posible que permita mejorar el diseño previo de estas estructuras. Para ello se ha realizado un análisis exploratorio y otro multivariante de las variables geométricas determinantes, de las cuantías de materiales y del coste de los tableros. Los modelos de regresión han permitido deducir que el canto queda bien explicado por la luz y el aligeramiento exterior. El canto es la variable que mejor explica el coste por unidad de superficie de tablero en losas para carreteras (51,9%), mientras que en las de ferrocarriles sólo lo explica en un 23,4%, por lo que se necesitan más variables para su explicación. La luz principal y los voladizos bastan para el diseño previo de losas para carreteras; si además se incluye el número de vanos y la longitud total, se pueden predimensionar las losas de ferrocarril, con errores razonables en la estimación económica.

POST-STRESSED CONSTANT DEPTH BEAM CONCRETE ROAD AND RAILWAY BRIDGE VOIDED DECKS MORPHOLOGY

ABSTRACT *In the work a study to statistically characterise 82 prestressed concrete bridge decks of real flyovers of constant depth are treated. The main objective of the study is to find design formulae with the least number of data so as to improve the preliminary design of this type of structures. The study performs an exploratory analysis and a multivariate analysis of the geometrical variables, the amount of materials and the cost for voided decks. The regression models have allowed predicting the depth of the deck as a function of the span and the external void. The depth is the variable that better explains (51.9%) the cost per unit surface of the deck in road bridges, while for railway decks this variable only explains in the order of 23.4%, what implies more independent variables. The main span and the external void together with the internal void of the road deck with the number of spans and the total length in the case of the railway deck are enough to find the preliminary design of the slab with reasonable accuracy for the economic assessment of the design.*

Palabras clave: Puentes pretensados, Puentes carreteros, Puentes ferroviarios, Análisis multivariante, Predimensionamiento económico.

Keywords: Prestressed concrete bridge decks, Road bridges, Railway bridges, Multivariate analysis, Economic preliminary design.

1. INTRODUCCIÓN

Las redes de comunicación terrestre por carretera o por ferrocarril demandan un volumen importante de estructuras de

hormigón. La inversión española en obras lineales ha provocado la construcción anual de varios centenares de puentes y pasos superiores, además de otras estructuras como muros de contención de tierras, marcos o bóvedas para pasos inferiores. Así, el Ministerio de Fomento a través de distintos organismos y entes públicos (Dirección General de Carreteras, Dirección General de Ferrocarriles, ADIF y SEITT) licitaron 8.983 y 12.134 millones de euros, respectivamente, en los años 2007 y 2008 (SEOPAN, 2009) para obras de carreteras y ferrocarriles. En el caso del sector ferroviario, la construcción de nuevas líneas de alta velocidad ha supuesto un impulso importante a la innovación tecnológica y a la normativa (Corres *et al.* 2004). Cifras referidas a varias obras indican que el coste de los viaductos y pasos superiores suponen entre el 5 y el 15% de los costes totales. Estudios realizados por nuestro

(*) Doctor Ingeniero de Caminos. Profesor Titular de Universidad. ICITECH. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Valencia. España.

(**) Doctor Ingeniero de Caminos. Profesor Colaborador. ICITECH. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Valencia. España.

(***) Ingeniero de Caminos. Investigador de Postgrado. ICITECH. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Valencia. España.

grupo de investigación (Yepes *et al.* 2008; Payá *et al.* 2008; Perea *et al.* 2008; Carbonell *et al.* 2007, Martínez *et al.* 2010) indican la posibilidad de reducir los costes económicos en al menos un 5% si se optimizan estas estructuras. Ello supondría un ahorro anual que puede superar fácilmente los 50 millones de euros en estas obras lineales. En consecuencia, cualquier intento por mejorar los criterios de diseño de estas estructuras queda plenamente justificado.

Los tableros losa construidos "in situ" mediante cimbra se utilizan para luces cortas y medias, en torno a 30 m, pero que pueden alcanzar los 50 ó 60 m. Esta tipología, según indica Manterola (2006) representa un compromiso entre la facilidad constructiva y las condiciones resistentes. La supresión de juntas, la reducción de momentos flectores principales cuando el tablero es continuo y una mayor libertad en forma y en la colocación de las pilas son algunas de las ventajas de estas estructuras frente a las prefabricadas de vigas. Los puentes losa suelen proyectarse en tramos continuos hiperestáticos, en hormigón pretensado casi siempre. El encofrado normalmente se fabrica para cada tablero, por lo que se adaptan a cualquier trazado, prestándose a diseños más cuidados. La estética constituye, además, un aspecto importante, pues con frecuencia son las únicas obras visibles para el usuario que circula bajo ellas.

El proyecto de estas estructuras suele estar bastante industrializado, adoptándose criterios de diseño que muchas veces son similares entre sí, cuando no idénticos. Esta repetición de formas dota de personalidad propia a determinadas vías de comunicación terrestre, haciendo que en muchos casos se pueda reconocer una autovía observando alguno de sus pasos superiores. Así, en la autovía A-23, una tipología similar de tablero se repite en 31 ocasiones en el tramo que discurre por la provincia de Teruel.

Esta reiteración en los diseños justifica la importancia de un buen predimensionamiento. En efecto, el diseño tradicional de las estructuras constituye un proceso iterativo que se inicia con la definición de unas dimensiones y unos materiales fruto de la experiencia del proyectista y de las reglas sancionadas por la práctica. A continuación se analiza la estructura a partir de los principios de la resistencia de materiales y disciplinas afines, de modelos de comportamiento de los materiales y de las prescripciones de la normativa vigente. El proyecto concluye cuando, tras varios ajustes y correcciones, queda garantizada su seguridad y funcionalidad. Con todo, la corrección del diseño y la economía alcanzada depende fuertemente de la maestría del ingeniero. Una forma de abordar este proceso tedioso de mejora es automatizar, en la medida de lo posible, el proceso de toma de decisiones. Así, por ejemplo, Aparicio *et al.* (1996) aportan un software de diseño automático de puentes de carretera que permite efectuar diversos diseños completos de toda la estructura para diferentes tipologías de tableros, pilas y estribos.

Los medios actuales de cálculo, junto con la experiencia recientemente acumulada en obras similares, permiten al proyectista disponer de un conjunto de herramientas susceptibles de mejorar el método de prueba y error antes descrito. En efecto, la disponibilidad de ordenadores de elevada potencia y bajo coste, junto con el desarrollo de técnicas basadas en la inteligencia artificial, han permitido un avance significativo en el diseño de estructuras óptimas (Sarma y Adeli, 1998). Sin embargo, la optimización de estructuras requiere un intenso trabajo de investigación y programación para extraer conclusiones aplicables a casos reales. Una forma que tiene el ingeniero de acercarse al diseño de estructuras óptimas es que se difundan fórmulas de predimensionamiento económico derivadas de trabajos de optimiza-

ción previos (Yepes *et al.*, 2008). La otra vía consiste en aprovechar la experiencia subyacente en las realizaciones recientes.

En este artículo, se presenta un estudio realizado sobre una muestra de tableros losa postesados de canto constante reales de los que se pretende extraer información útil para mejorar los diseños, comparando las soluciones empleadas en carreteras y ferrocarriles. Las mayores cargas soportadas por las estructuras destinadas al tráfico ferroviario hacen que su diseño difiera sensiblemente respecto al caso de las carreteras, por lo que el objetivo fundamental del artículo será extraer información diferenciada para cada uno de los casos.

El artículo se estructura de la siguiente forma: en primer lugar se realiza una descripción estadística previa de las variables que definen los puentes losa; a continuación se procede a un análisis multivariante de dichas variables, estudiando para ello las correlaciones lineales y estableciendo regresiones lineales múltiples para explicar las variables de respuesta más importantes; seguidamente, a la vista de los resultados anteriores, se propone un esquema para el predimensionamiento de estas estructuras; por último se aportan las principales conclusiones del trabajo.

2. DESCRIPCIÓN ESTADÍSTICA DE LAS VARIABLES

La muestra objeto de análisis está formada por un total de 82 tableros postesados aligerados de canto constante y sección en "ala de gaviota" correspondientes a puentes realmente ejecutados en España; de ellos, 21 son tableros de ferrocarril y 61 de carreteras. Estas estructuras fueron diseñadas por seis oficinas de proyectos de ámbito nacional. La información se ha elaborado a partir de una base de datos de puentes de las que se ha conseguido la documentación original (Díaz, 2009). En un trabajo previo se aplicó el análisis multivariante a 87 tableros losa reales, macizos y aligerados, empleados exclusivamente en carreteras (Yepes *et al.*, 2009).

Las variables manejadas en la definición de cada losa han sido las siguientes: (1) longitud total del puente, (2) número de vanos, (3) anchura del tablero, (4) luz principal, (5) canto del tablero, (6) número de apoyos por pila, (7) número de apoyos en estribo, (8) cuantía de hormigón, (9) cuantía de armadura activa, (10) cuantía de armadura pasiva, (11) aligeramiento exterior –voladizo– y (12) aligeramiento interior. Las longitudes se miden en metros y las cuantías de material se expresan por metro cuadrado de tablero: hormigón y aligeramientos (m^3/m^2), aceros (kg/m^2). Además, se ha calculado el ratio de armadura pasiva en kg por m^3 de hormigón. En la Figura 1 se han representado las variables geométricas que delimitan la sección de una losa aligerada con voladizos.

Se ha utilizado el paquete SPSS 17 para el tratamiento y análisis estadístico de los datos. En las Tablas 1 y 2 se recogen los estadísticos muestrales básicos: media, coeficiente de variación (relación entre la media y la desviación típica), valor mínimo, valor máximo y percentiles 25, 50 y 75. Seguidamente se examinan las variables más importantes y se comparan con recomendaciones procedentes de distintas fuentes.

2.1. ANÁLISIS DE LAS PRINCIPALES VARIABLES GEOMÉTRICAS

A continuación se estudian las luces máximas, el canto de la losa y la esbeltez. La descripción estadística del resto de variables como son la longitud total del puente, el número de vanos o el número de apoyos en pilas y estribos queda reflejada en las Tablas 1 y 2.

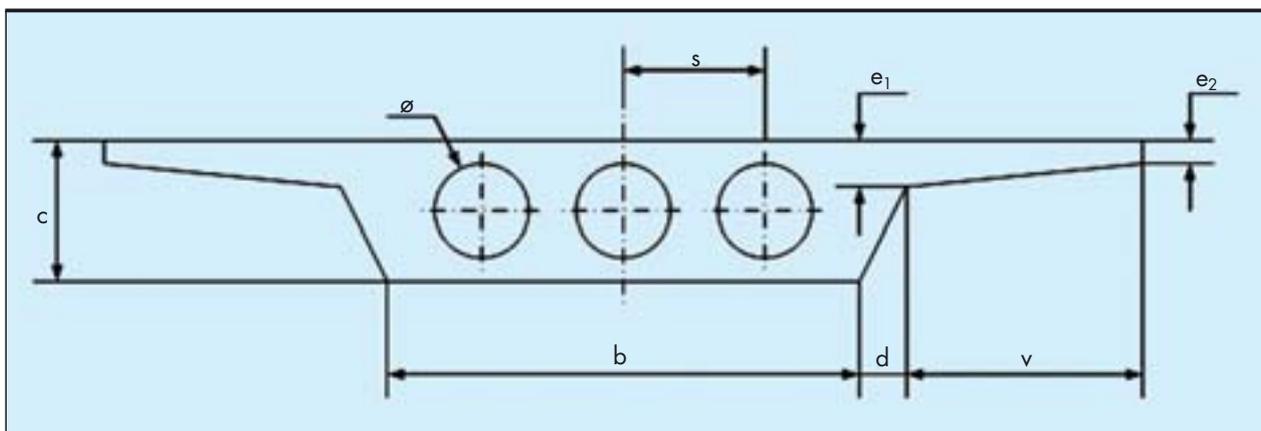


FIGURA 1. Sección tipo de tablero de puente losa en "ala de gaviota" y aligeramientos.

a) Luces máximas

Los rangos de luces habituales para los pasos superiores en carreteras oscila entre los 10 y 45 m, según la Dirección General de Carreteras (DGC, 2000), recomendándose por razones económicas que por debajo de 18 m se ejecuten con hormigón armado, y por encima de 20 m con pretensado. En el caso de los ferrocarriles, Sobrino y Gómez (2004) indican que para la losa aligerada de hormigón postesado, las luces adecuadas se encuentran entre 20 y 35 m.

Las Tablas 1 y 2 representan valores de losas de tramos continuos (sólo se recoge un caso de vano único en una losa ferroviaria de 22,00 m y dos casos de 22,18 y 26,25 m en aligerada). El mayor rango de variación de las luces corres-

ponde a las losas para carreteras, con variaciones que oscilan entre los 18,00 m y los 45,00 m. Estas soluciones presentan una luz media próxima a 30 m, un 14,3% superior a las ferroviarias, comprobándose que son significativamente diferentes (nivel de confianza del 95% de la prueba t de Student suponiendo las varianzas distintas). Tanto el valor medio como los valores máximos de la luz principal de las losas para carreteras son claramente superiores a la de los ferrocarriles, hecho explicable por la mayor carga soportada por el segundo tipo de estructuras. Así, el 26,2% de las losas para carreteras superan 35 m, sin necesidad de variar el canto o disponer cartelas, mientras que ninguna de las ferroviarias supera esa cifra.

Losas aligeradas	media	C.V.	mín.	máx.	P. 25	P. 50	P. 75
Longitud total (m)	110,39	55,6%	22,00	312,90	86,10	110,00	120,00
Número vanos	4,71	54,6%	1	13	4	4	5
Anchura tablero (m)	12,70	37,5%	6,00	28,50	8,96	14,00	14,00
Luz principal (m)	26,22	17,4%	19,00	34,20	23,00	25,00	30,00
Canto tablero (m)	1,62	16,4%	1,14	2,14	1,45	1,60	1,80
Luz / canto	16,28	11,5%	13,13	21,67	15,52	16,03	17,12
Apoyos pila	1,90	28,4%	0	3	2	2	2
Apoyos estribo	2,05	10,6%	2	3	2	2	2
Hormigón (m^3/m^2)	0,91	13,9%	0,57	1,12	0,84	0,90	1,01
Armadura activa (kg/m^2)	25,79	32,1%	11,67	41,95	20,36	24,83	30,74
Armadura pasiva (kg/m^2)	86,54	28,0%	43,42	166,80	73,90	81,30	96,84
Armadura pasiva (kg/m^2)	76,94	19,4%	46,77	100,44	68,53	75,79	87,91
Aligeramiento exterior (m^3/m^2)	0,42	42,1%	0,03	0,76	0,36	0,44	0,51
Aligeramiento interior (m^3/m^2)	0,29	28,6%	0,13	0,47	0,24	0,29	0,33
Coste del tablero ($€/m^2$)	387,70	12,9%	266,20	461,70	364,90	385,10	429,95

TABLA 1. Descripción de las variables de las losas de ferrocarril, de una muestra de 21 individuos.

Losas aligeradas	media	C.V.	mín.	máx.	P. 25	P. 50	P. 75
Longitud total (m)	91,87	60,7%	22,18	300,20	60,50	72,00	92,40
Número vanos	3,79	47,0%	1	12	3	3	4
Anchura tablero (m)	11,42	24,5%	7,60	23,00	9,90	11,00	12,45
Luz principal (m)	29,97	20,6%	18,00	45,00	25,00	31,00	35,48
Canto tablero (m)	1,25	14,2%	0,85	1,75	1,13	1,25	1,32
Luz / canto	23,93	12,0%	18,46	30,40	21,74	23,33	26,39
Apoyos pila	1,70	36,2%	0	4	1	2	2
Apoyos estribo	2,20	26,0%	2	4	2	2	2
Hormigón (m ³ /m ²)	0,65	17,3%	0,44	0,97	0,56	0,66	0,71
Armadura activa (kg/m ²)	22,64	28,9%	11,17	38,16	17,99	21,99	26,85
Armadura pasiva (kg/m ²)	102,50	23,0%	66,81	187,08	85,92	100,87	109,87
Armadura pasiva (kg/m ²)	64,92	14,9%	42,80	92,91	57,76	65,27	69,91
Aligeramiento exterior (m ³ /m ²)	0,40	30,8%	0,12	0,74	0,31	0,39	0,47
Aligeramiento interior (m ³ /m ²)	0,20	24,2%	0,11	0,33	0,16	0,20	0,24
Coste del tablero (€/m ²)	314,10	15,2%	228,72	436,36	276,67	317,27	346,73

TABLA 2. Descripción de las variables de las losas para carreteras, de una muestra de 61 individuos.

b) Canto de la losa

La regla generalmente aceptada de disponer un canto que sea un veinticincoavo de la luz principal (Manterola, 2006) debe matizarse en función del uso y características específicas de cada losa. Para la DGC (2000), la economía en la construcción aconseja que, a partir de 1,20 m de canto, sea preferible un aligeramiento interior a una losa maciza. En las Tablas 1 y 2 se observa que en los tableros para carreteras, el 27,9% presentan un canto inferior a 1,20 m, cosa que ocurre en un solo puente ferroviario. El canto medio del tablero de ferrocarril es un 29,5% superior al de las carreteras, lo cual se explica por la mayor carga. Además, estos los valores medios son significativamente distintos, con un nivel de confianza mínimo del 95% para la prueba *t* de Student.

c) Esbeltez

Para las losas empleadas en carreteras, la DGC (2000) recomienda una esbeltez entre 1/22 y 1/30, independientemente del aligeramiento; pudiéndose alcanzar 1/40 en losas macizas sin voladizos, si bien a costa de mayor armadura, siendo muy flexibles y con mucha vibración. Corres *et al.* (2004) indican que la esbeltez para puentes de ferrocarril rectos está entre 1/13 y 1/15. Ello se debe a que la carga muerta y la sobrecarga es del orden de tres veces mayor y las exigencias sobre su deformación son también mayores (Manterola *et al.* 1999). En las Tablas 1 y 2 se observa que las losas para carreteras son, en media, dos tercios más esbeltas que las ferroviarias (1/24 frente a 1/16, respectivamente); esa diferencia se ha podido constatar con la prueba *t* de Student al nivel de confianza del 95%. Las losas ferroviarias analizadas no son más esbeltas de 1/22, mientras que el 29,5% de las losas para carreteras es menos esbelta que dicho valor. Sólo existe un caso para los tableros carreteros donde la esbeltez supera el ratio de 1/30.

2.2. ANÁLISIS DE LOS RATIOS DE MATERIALES

A continuación se estudian las cuantías de hormigón, de armadura activa y de armadura pasiva referida a la unidad de superficie del tablero. La descripción de los aligeramientos, interior y exterior, se detalla en las Tablas 1 y 2.

a) Cuantía de hormigón

La cuantía media de hormigón por cada m² de tablero en el caso losas para carreteras es de 0,65 m³, lo cual está dentro del rango recomendado por la DGC (2000), que oscila entre 0,55 y 0,70 m³. Para las losas aligeradas de ferrocarril, Sobrino y Gómez (2004) proponen un ratio medio de 0,83, algo inferior al obtenido en nuestra muestra, que es de 0,91. Los datos recogidos indican que se requiere, en media, un 40% más de cuantía de hormigón para el caso de los ferrocarriles (medias significativamente diferentes con un nivel de confianza del 95%). El 21,3% de las losas para carreteras presenta una cuantía inferior a 0,55, mientras que el 29,5% supera la cifra de 0,70. En ningún caso el ratio de hormigón para losas ferroviarias es inferior a 0,55, sobrepasando 20 tableros de los 21 analizados la cifra de 0,70.

b) Cuantía de acero de pretensado

Para la DGC (2000), resulta frecuente disponer entre 10 y 25 kg de armadura activa por cada m² de tablero en carreteras. Sobrino y Gómez (2004) documentan un ratio de 25,0 kg/m² para el caso de los ferrocarriles. Los datos de la muestra indican una cuantía media de 22,64 kg/m² para carreteras y 25,79 kg/m² para ferrocarriles. Sin embargo, no se puede decir que sean diferencias estadísticamente significativas con un nivel de confianza de, al menos, el 95%. Un 32,8% de las usadas para carreteras presenta una cuantía superior a 25 kg/m² mientras que el 47,6% de las ferroviarias supera dicho ratio. Nunca se ha bajado de los 10 kg/m².

c) Cuantía de acero para armar

La DGC (2000) considera apropiada una cuantía entre 70 y 100 kg de armadura pasiva por cada m² de hormigón en los tableros para carreteras. Este rango es razonable para el caso de los ferrocarriles, pues el valor medio de 86,54 kg/m² entra en dicha horquilla. Estas previsiones se quedan cortas en relación con los puentes carreteros, pues presentan, de media, un 18,4% más de cuantía que las ferroviarias. Sin embargo, la prueba *t* no aporta motivos para rechazar la hipótesis nula de que ambas medias sean iguales con una confianza del 95%. Sólo el

19,0% de las losas ferroviarias necesitan un ratio de armadura pasiva inferior a 70 kg/m^3 , y otro 19,0% supera los 100 kg/m^3 . Apenas dos losas para carreteras se encuentran por debajo de 70 kg/m^3 , mientras que el 50,8% supera el ratio de 100 kg/m^3 .

Resulta razonable pensar que la armadura pasiva se ve más influenciada por las condiciones de apoyo, que condicionan los esfuerzos de flexión transversal y de torsión, que por la luz (DGC, 2000). Esta relación se ha visto confirmada en el caso de losas ferroviarias (ver Figura 2), donde la armadura pasiva se correlaciona fuertemente con el número de apoyos en el estribo. Sin embargo, el análisis estadístico realizado en las losas de carreteras no ha detectado correlaciones significativas con dichas variables (ver Figura 3). La justificación puede venir, en éste último caso, por el hecho de que el proyectista trate de apoyar el tablero de forma que los esfuerzos citados se reduzcan al mínimo.

Además, la cuantía de acero para armar necesaria por unidad de superficie del tablero es una magnitud de gran interés a efectos de predimensionamiento. En el estudio presentado por Sobrino y Gómez (2004) se indica un ratio de 85 kg/m^2 para las losas aligeradas ferroviarias, valor algo superior a los $76,94 \text{ kg/m}^2$ obtenidos en nuestra muestra. Las medias reflejadas en las Tablas 1 y 2 no son significativamente diferentes con la prueba *t* al 95% de confianza. Tampoco se ha constatado ninguna correlación significativa de esta variable con otras, en especial con la luz máxima (ver Figuras 2 y 3). Por esta razón, dentro de los rangos del estudio, se puede utilizar un valor medio de 65 kg/m^2 para el caso de puentes carreteros y de 77 kg/m^2 para los ferroviarios.

2.3. ANÁLISIS DEL COSTE DEL TABLERO

La valoración del coste del tablero supone la suma de los productos de todos los costes unitarios de obra por su medición. Para extraer conclusiones homogéneas de la muestra, se ha considerado un coste de 3 €/kg para la armadura activa, incluyendo las vainas, su colocación y la parte proporcional de anclajes y operaciones de tesado. Para las armaduras pasivas totalmente colocadas se ha tomado un coste medio de 1 €/kg . Se ha estimado un coste medio de 65 €/m^3 para el hormigón del tablero, fabricado, transportado y colocado. El importe del aligeramiento

interior es similar al del hormigón que desplaza cuando se tiene en cuenta la materia prima, la colocación y las barras pasivas que hay que disponer para evitar que floten, es decir, 65 €/m^3 . Se puede considerar, sin grandes errores, que el coste del hormigón, armaduras y aligeramientos se encuentra en una proporción de 3 a 2 con el resto de los costes del tablero, lo cual permite el cómputo del coste total. El coste medio superficial del tablero de ferrocarril, de $387,70 \text{ €/m}^2$, es un 23,4% superior al de carreteras, según se muestra en las Tablas 1 y 2; además, las medias son distintas con un nivel de confianza del 95%. Estos valores sólo son adecuados para el rango de luces de la muestra.

3. ANÁLISIS MULTIVARIANTE DE LAS VARIABLES

Seguidamente se realiza un análisis multivariante de las relaciones simultáneas entre las variables definidas para cada una de las muestras de puentes losa. Para ello se estudian las correlaciones lineales entre las variables y se efectúa una regresión lineal múltiple para explicar las variables de respuesta más importantes.

3.1. CORRELACIÓN ENTRE LAS VARIABLES

En primer lugar, interesa cuantificar la relación lineal existente entre cualesquiera dos variables. Para ello se utiliza el coeficiente de correlación de Pearson *R*, cuyo valor oscila entre -1 y 1 , anulándose cuando no existe relación (ver Draper y Smith, 1999). En las Figuras 2 y 3 se han representado las relaciones entre variables con *R* superior a $0,500$ en valor absoluto, siempre y cuando su significación bilateral hubiese sido, al menos, de $0,05$ en el test de hipótesis que determina si dichos coeficientes no son nulos. Se observa en la Figura 2 que en la muestra de los puentes ferroviarios analizados, existen ocho variables relacionadas linealmente entre sí, siendo los vínculos más fuertes los de la longitud total del puente con el número de vanos, la del aligeramiento exterior con el canto del tablero y la del canto con la luz principal. En las losas para carreteras (ver Figura 3), se aprecian tres grupos de variables, siendo las relaciones más fuertes las correspondientes a la luz principal y el canto del tablero por un lado, y a la longitud total del puente y el número de vanos por otro.

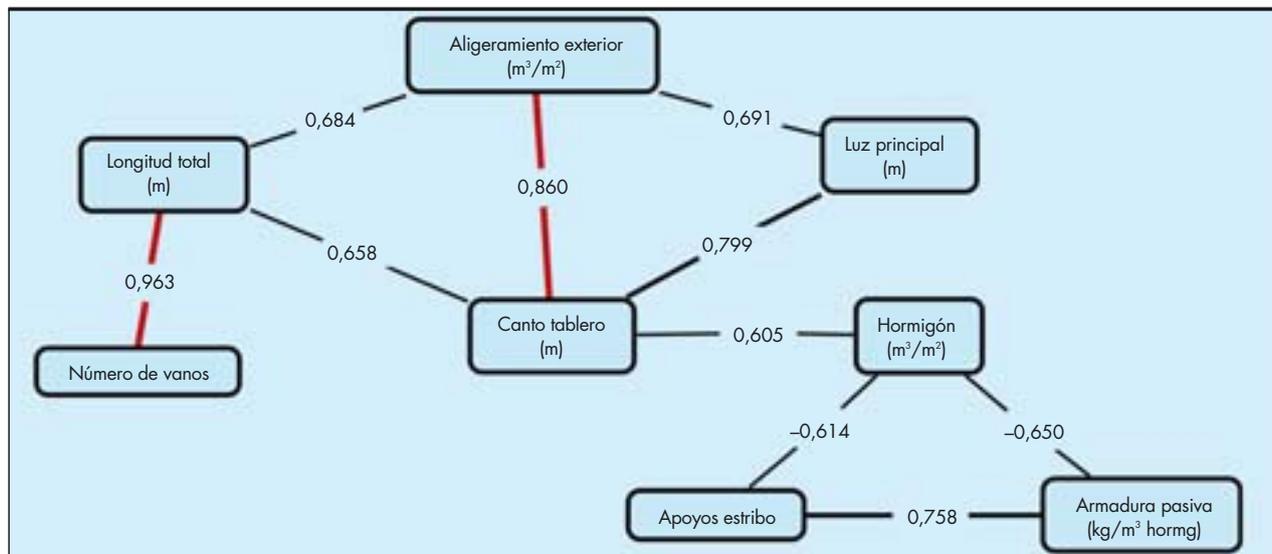


FIGURA 2. Agrupamiento de variables de un tablero pretensado aligerado de ferrocarril con $R > 0,500$ en valor absoluto a un nivel de significación bilateral de $0,05$.

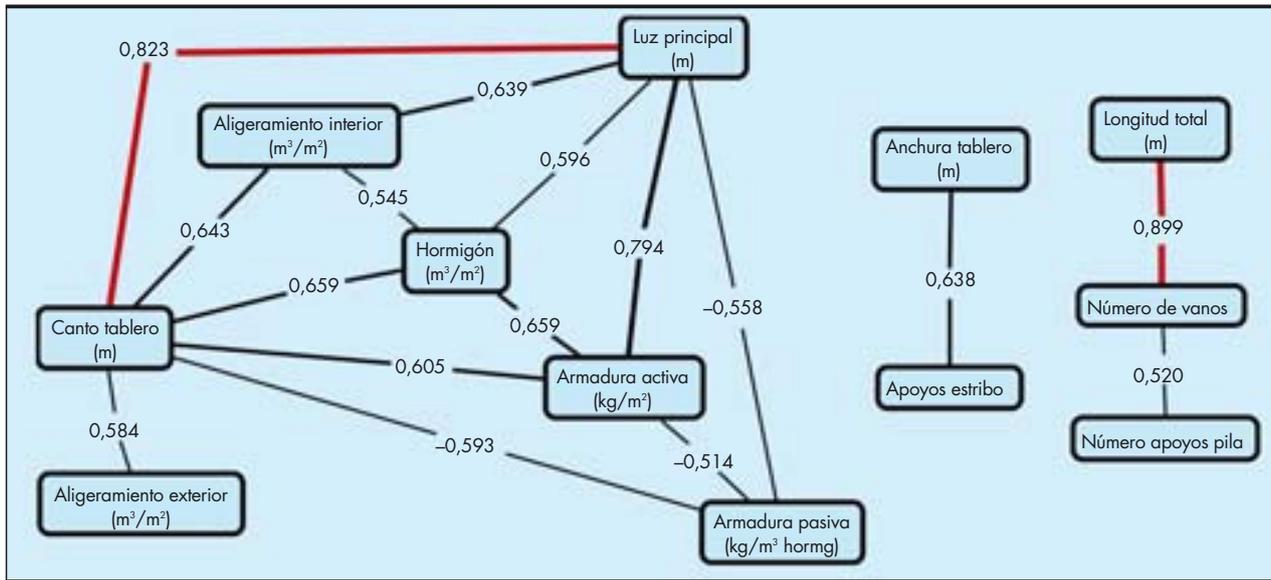


FIGURA 3. Agrupamiento de variables de un tablero pretensado aligerado para carreteras con $R > 0,500$ en valor absoluto a un nivel de significación bilateral de 0,05.

3.2. MODELOS DE REGRESIÓN MÚLTIPLE

A continuación, se realiza un análisis de regresión lineal múltiple entre las variables que definen los tableros. Ello permitirá establecer las relaciones necesarias para el predimensionamiento de este tipo de estructuras. Los modelos lineales se ajustan por mínimos cuadrados de forma que la variable de respuesta se encuentre explicada al máximo posible por un conjunto de variables independientes. La bondad del ajuste se evalúa mediante el coeficiente de determinación R^2 , que se interpreta como la proporción de variación de la variable de respuesta explicada mediante el modelo de regresión lineal (ver Draper y Smith, 1999).

El proceso se inicia intentando explicar cada variable de respuesta en función de aquella variable independiente con la que presenta una mayor correlación. Con todo, es posible explicar un mayor porcentaje de la variabilidad aplicando modelos de

regresión múltiple aditiva. El objetivo es aumentar el coeficiente de regresión agregando variables independientes explicativas. Para ello se procede mediante el método *stepwise* de pasos sucesivos (ver Hocking, 1976), consistente en introducir las variables una por una y comprobar si la variable permanece o sale del modelo. Se toma como criterio de inclusión en el modelo un incremento en la varianza explicada significativo al 5% ($F=0,05$), mientras que para excluir una variable se considera un decremento del 10% ($F=0,10$). La primera variable que se introduce es la que tiene el coeficiente de correlación de Pearson R más alto. Posteriormente se recalculan todas las correlaciones eliminando la influencia de aquella que ya ha entrado en el modelo, y se introduce la siguiente con mayor R ; de esta forma se consigue que las variables que entren sean independientes de las que ya figuran en el modelo.

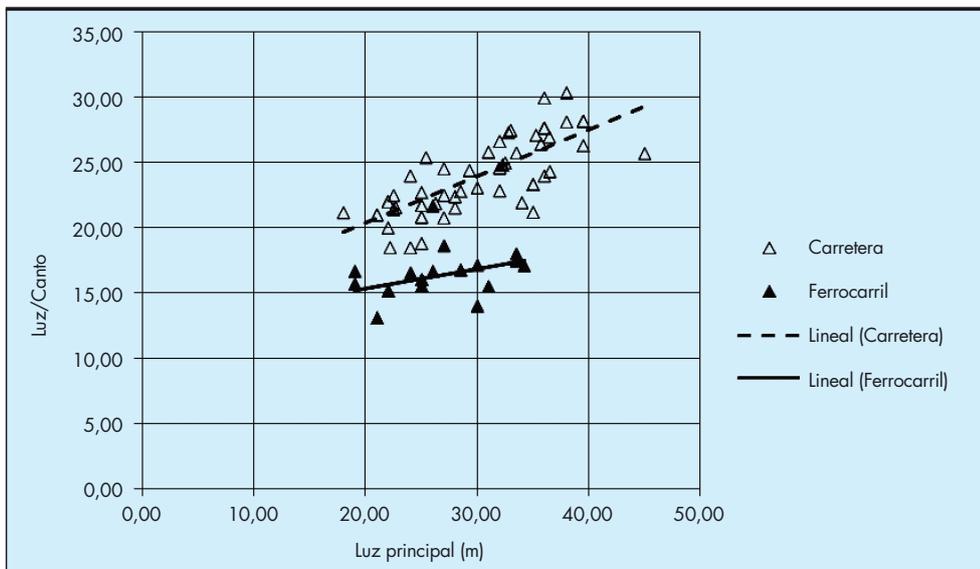


FIGURA 4. Relación luz/canto respecto a la luz principal de un puente losa pretensado.

Tablero	Modelo	R^2	Coefficientes	Error típico	Límite inferior	Límite superior
Carreteras	1 Constante Luz principal (m)	0,592	13,205 0,358	1,183 0,039	10,837 0,281	15,573 0,435

TABLA 3. Regresión lineal para la relación luz/canto en tablero aligerado para carreteras. Límites superior e inferior de confianza de los coeficientes del 95%.

a) Análisis de la relación entre el canto y la luz

La Figura 4 representa la relación luz/canto respecto a la luz principal. Los coeficientes de determinación resultantes, a un nivel de significación mínimo del 0,05, son $R^2 = 0,592$ en losas para carreteras y $R^2 = 0,132$ en losas de ferrocarril. Para el primer caso, el coeficiente R^2 permite un modelo de regresión simple (ver Tabla 3), siendo preferible para el caso de los ferrocarriles una predicción basada en el valor medio de la población antes que en función de la luz.

Lo anterior justifica el uso de otro modelo capaz de predecir mejor el canto de la losa. En primer lugar, se analiza la relación estadística entre el canto y la luz. La proporcionalidad existente entre ambas variables se puede comprobar en la Figura 5, tanto para tableros carreteros o ferroviarios. En ambos casos, el enfoque del análisis de la varianza, para un nivel de confianza del 95%, prueba la significación de la regresión por mínimos cuadrados, es decir, que para predecir el canto de un tablero es mejor un modelo lineal referido a la luz principal que el propio valor medio del canto. El coeficiente R^2 es de 0,677 en losas para carreteras y de 0,638 en el caso de ferrocarriles. Sin embargo, como se va a ver a continuación, es posible mejorar la predicción del canto empleando otras variables.

En la Tabla 4 se resumen los modelos de regresión resultantes para el canto. Las variables explicativas del 81,9% de la variabilidad del canto de una losa de ferrocarril son el aligeramiento exterior (voladizos) y la luz principal. En el caso de las carreteras, el 82,3% de la variabilidad del canto se explica con la luz principal, el aligeramiento exterior y el aligeramiento interior. Se comprueba que el modelo de regresión múltiple explica un 14,6% más la variabilidad del canto en los tableros carreteros, y un 28,4% más en el caso de los ferrovia-

rios. En todos los casos, un aumento de los aligeramientos y de la luz principal conlleva un incremento en el canto.

Para establecer un orden de magnitud de la eficacia de los modelos lineales obtenidos, se ha confrontado el canto del tablero previsto respecto al real. Para ello se ha calculado la discrepancia de ambos valores respecto al dato real. En el caso de las losas ferroviarias, la diferencia media relativa ha sido del 5,3%, existiendo una desviación máxima detectada del 26,6%. En el caso de las losas para carreteras, estos errores relativos han sido del 4,4% y del 17,1%, respectivamente.

b) Análisis de la cuantía de hormigón

Seguidamente se analizan los modelos de regresión lineal que pudieran explicar la cuantía de hormigón. Se sigue para ello el mismo método de los pasos sucesivos, adjuntándose en la Tabla 5 los resultados obtenidos. El canto del tablero empleado en ferrocarriles apenas explicaría el 36,6% de la cuantía de hormigón; sin embargo, si se añade como variable explicativa el aligeramiento exterior, la explicación sube al 68,3%. En el caso de las losas para carreteras, el canto modula el 43,5% de la incertidumbre de la cuantía de hormigón, que sube al 92,5% en cuanto se añade el efecto del aligeramiento exterior. Se ve, por tanto, que el hormigón necesario se incrementa con el canto de la losa y disminuye con la magnitud de los voladizos. Además, los coeficientes que determinan los modelos presentan prácticamente los mismos valores, independientemente de que se traten de losas para carreteras o ferrocarriles.

Se puede realizar una comprobación de las cuantías de hormigón inferidas por los modelos respecto a los reales. En los tableros de ferrocarril, la diferencia media entre el valor real y el del modelo de mayor R^2 , respecto al valor real ha sido del 6,7%, mientras que la mayor de las discrepancias en-

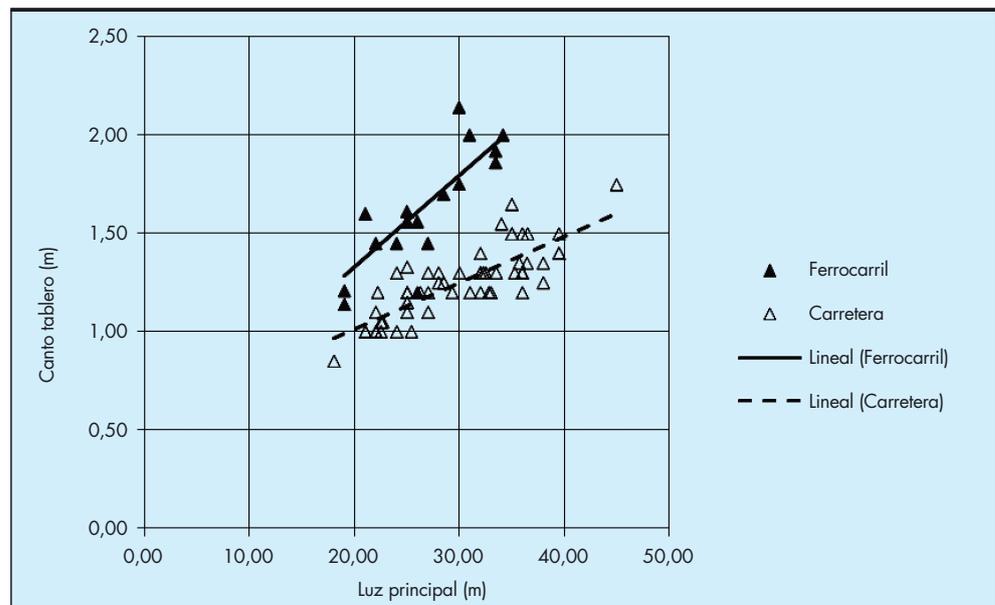


FIGURA 5. Relación entre la luz principal y el canto del tablero.

Tablero	Modelos	R ²	Coefficientes	Error típico	Límite inferior	Límite superior
Ferrocarriles	1 Constante Alig. ext. (m ³ /m ²)	0,739	1,078 1,287	0,080 0,175	0,911 0,920	1,244 1,655
	2 Constante Alig. ext. (m ³ /m ²) Luz principal (m)	0,819	0,651 0,882 0,023	0,166 0,208 0,008	0,303 0,446 0,006	0,998 1,318 0,040
Carreteras	1 Constante Luz principal (m)	0,677	0,541 0,024	0,065 0,002	0,411 0,019	0,670 0,028
	2 Constante Luz principal (m) Alig. ext. (m ³ /m ²)	0,760	0,466 0,020 0,450	0,059 0,002 0,092	0,348 0,016 0,248	0,584 0,024 0,652
	3 Constante Luz principal (m) Alig. ext. (m ³ /m ²) Alig. int. (m ³ /m ²)	0,823	0,383 0,013 0,575 1,256	0,054 0,002 0,092 0,279	0,274 0,008 0,391 0,698	0,491 0,018 0,759 1,814

TABLA 4. Modelos de regresión lineal para el canto del tablero. Confianza del 95% para los límites superior e inferior.

contradas ha sido del 20,7%. En el caso de las losas para carreteras, dichos errores medios relativos al valor real se han reducido al 3,2% y 25,5%, respectivamente, lo cual es concordante con un mejor valor del coeficiente de determinación.

c) Análisis de la cuantía de armadura activa

La DGC (2000) indica una dependencia lineal entre la cuantía de acero activo por unidad de superficie del tablero y la luz. Esta dependencia la sugiere Sobrino y Gómez (2004) para las losas ferroviarias, indicando que el ratio necesario, expresado en kg/m², es del 95% de la luz expresada en metros. Tal y como se puede apreciar en la Figura 6, el coeficiente de regresión R² obtenido para las losas para carreteras es del 63%. Sin embargo, la explicación de esta cuantía por la luz en las losas ferroviarias es solo del 6,5%, lo cual obliga a buscar modelos explicativos alternativos que incorporen nuevas variables.

En la Tabla 6 figuran los modelos de regresión obtenidos siguiendo el método de incorporar variables por pasos sucesivos. La cuantía de armadura activa necesaria por unidad de superficie de tablero de ferrocarriles puede ser explicada en un 59,9% con el número de vanos, la longitud total del puente y la cuantía de aligeramiento interior. Si bien un aumento en la longitud total incrementa la armadura activa, un aumento en el número de vanos o en el aligeramiento interior, la bajan. En el caso de losas para carreteras, si bien la luz y el canto aumentan la cuantía de armadura activa, mayores voladizos y aligeramientos interiores la disminuyen, explicando estos cuatro factores el 74,9% de la variabilidad. Del análisis de es-

tos modelos se comprueba que, si bien en las losas para carreteras, con sólo la luz se explica una parte considerable de la armadura activa, en el caso de los ferrocarriles deberemos añadir variables para obtener mayor información.

Para comprobar la eficacia de los modelos lineales aplicados, se ha evaluado la diferencia relativa existente entre la cuantía de armadura activa real y la prevista. Para el caso de las losas ferroviarias, el error medio entre la predicción y la realidad ha sido del 17,0% respecto al valor real, mientras que la mayor de las discrepancias detectadas es de una magnitud del 68,5%. Si se atienden a los tableros para carreteras, la discrepancia media ha sido del 12,0% respecto al valor real, mientras que la máxima diferencia ha sido del 32,8%. Estos valores son concordantes con los coeficientes de determinación R² de los modelos.

d) Análisis del coste del tablero

Como se comprueba a continuación, existe una clara diferencia de costes entre las losas empleadas para ferrocarriles y para carreteras. En la Figura 7 se ha representado la relación entre el coste del tablero y la luz principal. Si bien el coeficiente R² del modelo lineal explica sólo el 23,4% de la variabilidad en las losas ferroviarias, lo cierto es que la luz explica el 51,9% en las de carreteras (ver Tabla 7). Ambas rectas presentan pendientes muy similares, lo cual impide su cruce en los rangos habituales, y su separación indica, a los precios unitarios empleados en este trabajo, que existe una diferencia aproximada de coste algo superior a 100 euros por metro cuadrado de tablero.

Tablero	Modelos	R ²	Coefficientes	Error típico	Límite inferior	Límite superior
Ferrocarriles	1 Constante Canto tablero (m)	0,366	0,443 0,289	0,143 0,087	0,144 0,107	0,742 0,472
	2 Constante Canto tablero (m) Alig. ext. (m ³ /m ²)	0,683	0,042 0,741 -0,787	0,140 0,124 0,186	-0,253 0,480 -1,178	0,338 1,002 -0,397
Carreteras	1 Constante Canto tablero (m)	0,435	0,126 0,421	0,079 0,062	-0,031 0,296	0,284 0,546
	2 Constante Canto tablero (m) Alig. ext. (m ³ /m ²)	0,925	0,041 0,742 -0,795	0,029 0,028 0,041	-0,017 0,685 -0,877	0,100 0,798 -0,714

TABLA 5. Modelos de regresión lineal para la cuantía de hormigón (m³/m²). Límites superior e inferior de confianza de los coeficientes del 95%.

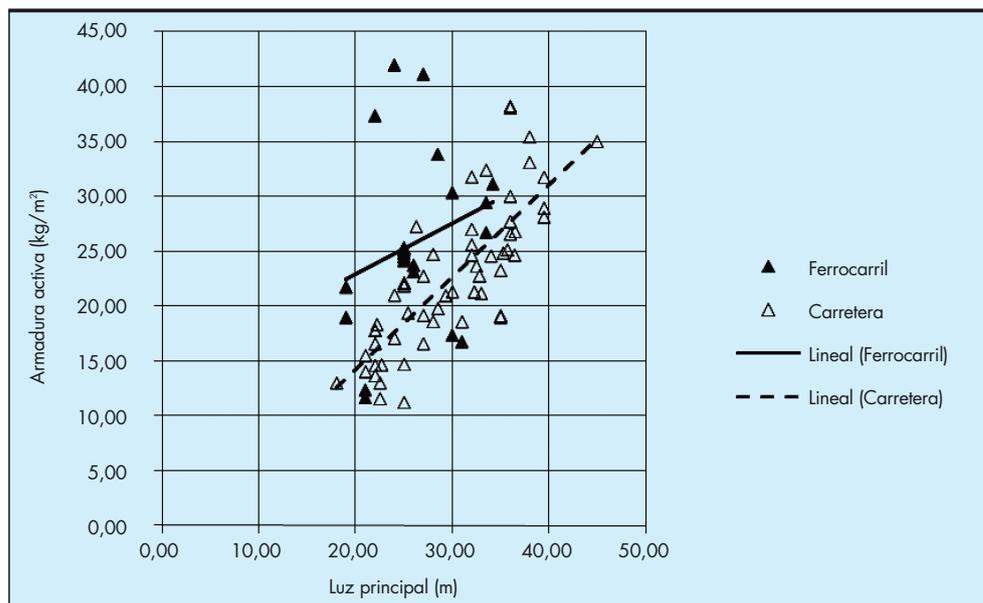


FIGURA 6. Relación entre la luz principal y la cuantía de armadura activa.

Tablero	Modelos	R ²	Coefficientes	Error típico	Límite inferior	Límite superior
Ferrocarriles	1 Constante Número de vanos	0,223	32,947 -1,519	3,472 0,650	25,679 -2,880	40,215 -0,158
	2 Constante Número de vanos Longitud total	0,422	32,478 -6,604 0,221	3,084 2,124 0,089	26,000 -11,067 0,034	38,957 -2,141 0,408
	3 Constante Número de vanos Longitud total Alig. int. (m ³ /m ²)	0,599	43,720 -7,142 0,256 -43,669	4,883 1,832 0,077 15,950	33,417 -11,007 0,093 -77,320	54,022 -3,278 0,419 -10,019
Carreteras	1 Constante Luz principal (m)	0,630	-2,595 0,842	2,569 0,084	-7,735 0,674	2,544 1,010
	2 Constante Luz principal (m) Alig. ext. (m ³ /m ²)	0,677	-0,509 0,938 -12,528	2,528 0,086 4,340	-5,569 0,766 -21,216	4,552 1,110 -3,840
	3 Constante Luz principal (m) Alig. ext. (m ³ /m ²) Alig. int. (m ³ /m ²)	0,723	2,151 1,169 -16,520 -40,047	2,510 0,109 4,249 12,907	-2,875 0,950 -25,029 -65,893	7,177 1,387 -8,012 -14,201
	4 Constante Luz principal (m) Alig. ext. (m ³ /m ²) Alig. int. (m ³ /m ²) Canto tablero (m)	0,749	-3,285 0,986 -24,693 -57,894 14,211	3,300 0,129 5,304 14,435 5,893	-9,896 0,726 -35,318 -86,812 2,406	3,325 1,245 -14,068 -28,976 26,016

TABLA 6. Modelos de regresión lineal para la cuantía de armadura activa (kg/m²). Límites superior e inferior de confianza de los coeficientes del 95%.

El coste de las losas de ferrocarril puede explicarse mejor si se introduce, tal y como se muestra en la Tabla 7, los aligeramientos interiores, puesto que R² sube al 58,5%. Una explicación del 81,9%, requiere la participación de la luz principal, el aligeramiento interior, el número de vanos y la longitud total, incrementando el coste sólo la última de las variables mencionadas. El modelo de regresión múltiple explica el 75,9% de la incertidumbre del coste en la losa para carreteras utilizando cuatro variables independientes. En este caso, la luz principal y el canto del tablero contribuirían al incremento de coste,

mientras que los voladizos y el aligeramiento interior lo disminuirían.

Tras realizar una comparación entre los valores de coste real de los tableros respecto a los deducidos con los modelos lineales que proporcionan un mayor R² se comprueba que la diferencia media de los costes respecto al real ha sido del 4,8%, mientras que el mayor error detectado ha sido de un 15,4% para los tableros ferroviarios. En el caso de los tableros para carreteras, la discrepancia media respecto a la real ha sido del 6,3% y el mayor error ha sido 14,1%. En la Figura 8 se han representado los puntos de coste real y estimado.

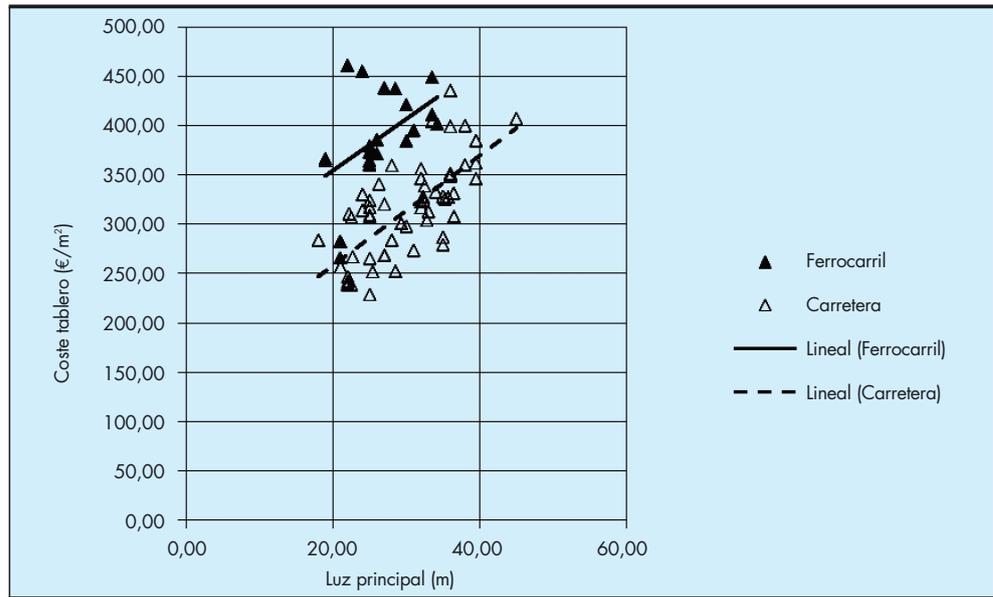


FIGURA 7. Relación entre la luz principal y el coste del tablero.

Tablero	Modelos	R ²	Coefficientes	Error típico	Límite inferior	Límite superior
Ferrocarriles	1 Constante Luz principal (m)	0,234	248,307 5,316	58,667 2,206	125,496 0,698	371,119 9,933
	2 Constante Luz principal (m) Alig. int. (m ³ /m ²)	0,585	286,421 8,185 -394,644	45,434 1,823 101,137	190,968 4,355 -607,125	381,873 12,016 -182,162
	3 Constante Luz principal (m) Alig. int. (m ³ /m ²) Número de vanos	0,730	304,760 8,419 -335,585 -7,570	38,169 1,514 84,876 2,501	224,230 5,224 -534,658 -12,846	385,291 11,614 -176,511 -2,294
	4 Constante Luz principal (m) Alig. int. (m ³ /m ²) Número de vanos Longitud total (m)	0,819	537,358 -2,491 -215,546 -72,990 2,914	89,033 4,098 87,356 23,439 1,040	348,616 -11,178 -400,733 -122,679 0,710	726,100 6,195 -30,359 -23,301 5,119
Carreteras	1 Constante Luz principal (m)	0,519	146,651 5,587	21,435 0,701	103,760 4,185	189,541 6,990
	2 Constante Luz principal (m) Alig. ext. (m ³ /m ²)	0,665	173,724 6,835 -162,549	18,826 0,640 32,322	136,039 5,554 -227,249	211,409 8,116 -97,848
	3 Constante Luz principal (m) Alig. ext. (m ³ /m ²) Canto tablero (m)	0,726	109,724 4,076 -224,345 137,357	24,762 0,966 34,129 38,323	60,139 2,142 -292,687 60,617	159,309 6,010 -156,003 214,097
	4 Constante Luz principal (m) Alig. ext. (m ³ /m ²) Canto tablero (m) Alig. int. (m ³ /m ²)	0,759	100,923 4,514 -279,212 196,591 -283,038	23,688 0,929 38,075 42,301 103,624	53,470 2,652 -355,486 111,851 -490,622	148,376 6,375 -202,938 281,331 -75,453

TABLA 7. Modelos de regresión lineal para el coste del tablero (€/m²). Límites superior e inferior de confianza de los coeficientes del 95%.

4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

Los modelos de regresión lineal expuestos ofrecen criterios de dimensionamiento previo de losas empleando el mínimo número de variables necesario para obtener la máxima información posible. En el caso del tablero ferroviario, las variables necesarias son la luz principal y el aligeramiento exterior

para obtener tanto el canto del tablero como el ratio de hormigón. Además, se requeriría el concurso del número de vanos, la longitud total y el aligeramiento interior para llegar a conocer la armadura activa. El resto de valores desconocidos se podrían tomar de las medias contenidas en las Tablas 1 y 2. En la Figura 9 se representan las relaciones entre dichas variables, indicándose el coeficiente de regresión R².

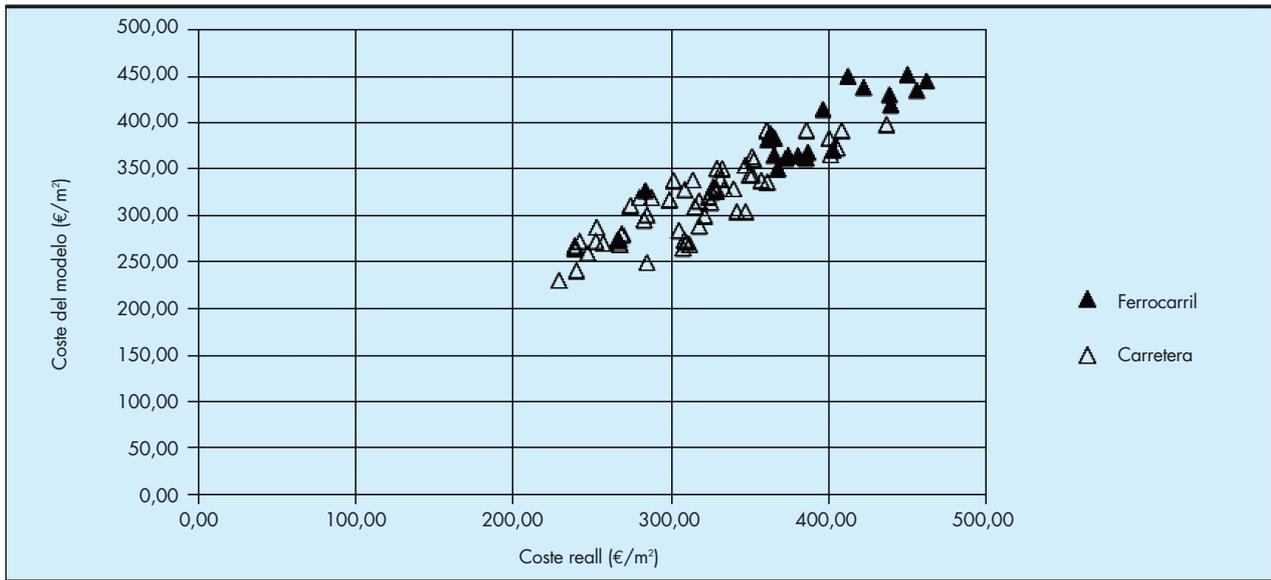


FIGURA 8. Relación entre el coste real y el estimado por el modelo para las losas de ferrocarril y de carreteras.

Procediendo de forma análoga, se han representado en la Figura 10 las relaciones de predimensionamiento entre las variables para el caso de una losa pretensada aligerada para pasos de carreteras. Aquí, partiendo de la luz principal y de los aligeramientos interior y exterior, se puede establecer el canto del tablero y las cuantías de hormigón y armadura activa. El resto de datos necesarios, como el caso de la cuantía de la armadura pasiva, se toman de los valores medios de las Tablas 1 y 2.

Para ilustrar mediante un ejemplo el predimensionamiento de un caso particular, se comprueba el caso común de un paso superior para carreteras de 30 m de luz, tomando como valores medios $0,20 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de aligeramiento interior y $0,40 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de aligeramiento exterior (ver Tabla 2), la cuantía de armadura activa estimada según el modelo lineal múltiple de la Tabla 6 es de $22,66 \text{ kg}/\text{m}^3$, frente a los $21,25 \text{ kg}/\text{m}^3$ de uno de los casos reales. El canto del tablero se estima, según la Tabla 4, en $1,25 \text{ m}$, frente a los $1,30 \text{ m}$ del tablero real. El hormigón necesario sería, según la Tabla 5, de $0,65 \text{ m}^3/\text{m}^2$, frente a la realidad de $0,67 \text{ m}^3/\text{m}^2$. Para la cuantía de armadura pasiva se toma un valor medio de $64,92 \text{ kg}/\text{m}^2$, según la Tabla 2. Por último, el coste estimado (Tabla 7) es de $314,58 \text{ €/m}^2$, frente al coste real de $298,41 \text{ €/m}^2$, es decir, un error relativo del $5,4\%$. Este ejemplo indica que la predicción se ajusta razonablemente bien a los valores reales.

5. CONCLUSIONES

Criterios de prediseño que recojan la experiencia acumulada en la construcción de tableros pretensados aligerados de puentes para carreteras y ferrocarriles pueden suponer una ayuda al proyectista de este tipo de estructuras que se repiten frecuentemente en las redes de comunicación terrestre. El análisis de 21 losas destinadas al paso de ferrocarriles y otras 61 losas para carreteras, con sección en ala de gaviota y de canto constante, muestra que sus luces principales medias son de $26,22 \text{ m}$ y $29,97 \text{ m}$, respectivamente, correspondiendo los valores extremos del rango de variación a los tableros para carreteras, que oscilan entre los $18,00 \text{ m}$ y $45,00 \text{ m}$ de una losa maciza y los $45,00 \text{ m}$. La esbeltez media de la losa de carreteras ($1/24$) es, aproximadamente, dos tercios superior al de la de ferrocarriles ($1/16$). El canto, la cuantía de hormigón, la de armadura activa y la armadura pasiva por unidad de superficie del tablero para carreteras presentan valores medios de $1,25 \text{ m}$, $0,65 \text{ m}^3/\text{m}^2$, $22,64 \text{ kg}/\text{m}^2$ y $64,92 \text{ kg}/\text{m}^2$, respectivamente, que son un $29,5\%$, un $40,0\%$, un $14,3\%$ y un $18,5\%$ inferiores a los valores correspondientes a las losas de ferrocarril. El coste medio por unidad de superficie del tablero para carreteras es de $314,20 \text{ €/m}^2$, un $23,4\%$ inferior al de ferrocarriles.

Los modelos de regresión han permitido deducir que, independientemente de que sea para carreteras o ferrocarriles, el

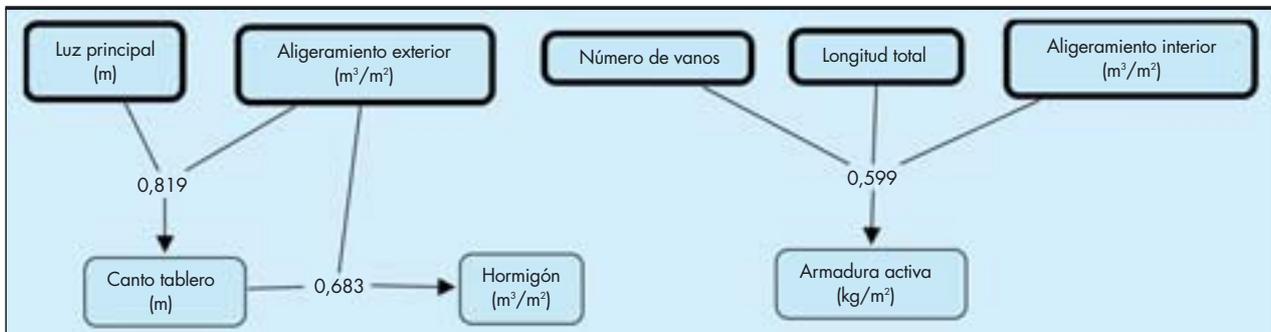


FIGURA 9. Predimensionamiento para losa de ferrocarril, con indicación del coeficiente R^2 .

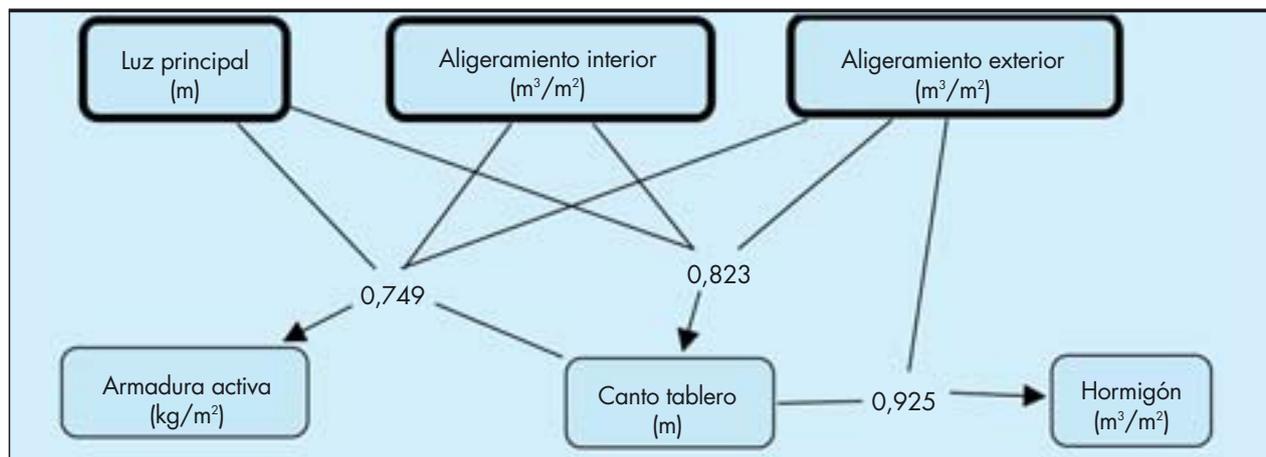


FIGURA 10. Predimensionamiento para losa aligerada para carreteras, con indicación del coeficiente R^2 .

canto queda bien explicado por la luz principal y el aligeramiento proporcionado por los voladizos, mientras que la cuantía de hormigón por unidad de superficie lo es por el canto y los voladizos. La armadura activa en losas para carreteras queda bien explicada por la luz principal y los aligeramientos; en cambio, para la de ferrocarriles se precisan otras variables como el número de vanos o la longitud total de la estructura.

La luz principal es la primera de las variables que inciden en el coste por unidad de superficie de losa. En el caso de las de carreteras queda mejor explicada con esta variable (51,9%) que en las de ferrocarriles (23,4%), lo cual implica la inclusión de nuevas variables independientes para alcanzar un mejor resultado en la inferencia. Además, se ha constatado que la proporcionalidad en el incremento del coste por unidad de superficie del tablero con la luz principal es constante tanto para las losas de carreteras como para la de ferrocarriles, por lo que se deduce una diferencia de coste entre ambas de poco más de 100 €/m², a favor de los tableros para carreteras. Por último, los modelos de regresión múltiple permiten el prediseño de losas dentro de los rangos de la muestra, con errores medios razonables en la estimación económica, del 4,8% de error medio relativo al valor real en las losas ferroviarias y del 6,3% en las de carreteras. La luz principal, los voladizos y el aligeramiento interior son las magnitudes mínimas necesarias para predimensionar una losa para carreteras; mientras que para los ferrocarriles se precisaría, además, conocer el número de vanos y la longitud total de la estructura.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo de la Universidad Politécnica de Valencia (Proyecto PAID-06-09) y a la Generalitat Valenciana (Proyecto GV/2010/086).

7. REFERENCIAS

Aparicio, A.C.; Casas, J.R.; Ramos, G. (1996). Computer aided design of prestressed concrete highway bridges. *Computers & Structures*, 60(6): 957-969.

Carbonell, A.; Alcalá, J.; González-Vidosa, F.; Yepes, V. (2007). Optimización heurística de bóvedas de hormigón armado para pasos de carreteras. *Ingeniería Civil*, 145: 79-88.

Corres, H.; Romo, J.; Pérez, A. (2004). Puentes de ferrocarril. Bases de proyecto, concepción y posibilidades tipológicas. *Revista de Obras Públicas*, 151(3445): 91-102.

Díaz, F.J. (2009). *Análisis multifactorial del diseño de realizaciones de tableros de puentes*. Trabajo de investigación CST/GPRC-12. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Valencia.

Dirección General de Carreteras (2000). *Obras de paso de nueva construcción. Conceptos Generales*. Ed. Ministerio de Fomento, Madrid.

Draper, N.; Smith, H. (1999). *Applied Regression Analysis*. 3th edition, Wiley, New York.

Hocking, R. (1976). The Analysis and Selection of Variables in Linear Regression. *Biometrics*, 32: 1-49.

Manterola, J. (2006). *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Escuelas, Madrid.

Manterola, J.; Astiz, M.A.; Martínez, A. (1999). Puentes de ferrocarril de alta velocidad. *Revista de Obras Públicas*, 146(3386): 43-77.

Martínez, F.J.; González-Vidosa, F.; Hospitaler, A.; Yepes, V. (2010). Heuristic optimization of RC bridge piers with rectangular hollow sections. *Computers & Structures*, 88: 375-386.

Monleón (2002). *Cuadernos de concepción de puentes*. Universidad Politécnica de Valencia.

Payá, I.; Yepes, V.; González-Vidosa, F.; Hospitaler, A. (2008). Multiobjective Optimization of Reinforced Concrete Building Frames by Simulated Annealing. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 23: 596-610.

Perea, C.; Alcalá, J.; Yepes, V.; González-Vidosa, F.; Hospitaler, A. (2008). Design of Reinforced Concrete Bridge Frames by Heuristic Optimization. *Advances in Engineering Software*, 39(8): 676-688.

Sarma, K.C.; Adeli, H. (1998). Cost optimization of concrete structures. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 124(5): 570-578.

SEOPAN (2007). *Informe económico 2008*. Disponible en internet: <http://www.seopan.es/ficheros/32990d65ea0509b23a873e76df3b4939.pdf>, consultado el 1 de febrero de 2010.

Sobrino, J.A.; Gómez, M.D. (2004). Aspectos significativos de cálculo en el proyecto de puentes de ferrocarril. *Revista de Obras Públicas*, 151(3445): 7-18.

Yepes, V.; Alcalá, J.; Perea, C.; González-Vidosa, F. (2008). A Parametric Study of Optimum Earth Retaining Walls by Simulated Annealing. *Engineering Structures*, 30(3): 821-830.

Yepes, V.; Díaz, J.; González-Vidosa, F.; Alcalá, J. (2009). Statistical Characterization of Prestressed Concrete Road Bridge Decks. *Revista de la Construcción*, 8(2): 95-108.

Ensayo a escala real e interpretación del comportamiento de un pilote por fuste en roca

D. DEL OLMO (*), S. MELENTIJEVIC (**), L. PRIETO (**) y C. OLALLA (*)

RESUMEN Se estudia el comportamiento del fuste de un pilote en roca tipo flysch en la ciudad de San Sebastián (Guipúzcoa). Se ha realizado una prueba de carga estática, concentrando la misma en un tramo de 5 metros de longitud, entre los 12 y 17 metros de profundidad, sobre un pilote de un metro de diámetro. Para la introducción de la carga en el conjunto pilote-roca se emplearon dos células Osterberg, embebidas dentro de la masa del pilote. Mediante una serie de ensayos de laboratorio sobre las muestras de roca, analizando los resultados de la prueba de carga y modelizándola mediante la técnica de los elementos finitos se trata de reproducir el mecanismo de transferencia de carga entre el pilote y la roca, a la vez que se comparan los resultados obtenidos con las distintas formulaciones existentes en la literatura.

REAL SCALE TEST AND ANALYSIS OF THE SKIN FRICTION OF A PILE IN ROCK

ABSTRACT *The skin friction behaviour of a pile in a flysch rock in San Sebastian (Guipúzcoa) has been studied. The static load test was performed on a pile of 1 meter diameter, on the 5 meter length segment of the pile between 12 and 17 meters depth. Two Osterberg cells were embedded into the pile segment to apply the load on the pile-rock system. The mechanism of the load transfer between the pile and the rock has been analyzed by laboratory tests on rock samples, load test results and a finite element method calculus. The results have also been compared to the existing formulations of world wide published standards.*

Palabras clave: Pilote, Roca, Fuste, Prueba de carga, Célula Osterberg.

Keywords: Pile, Rock, Skin friction, Load test, Osterberg Cell.

1. INTRODUCCIÓN

Este artículo presenta el estudio del comportamiento resistente por fuste de un pilote en roca tipo flysch en la ciudad de San Sebastián (Guipúzcoa). Sobre dicho pilote se realizó una prueba de carga estática, para estudiar y tratar de reproducir el mecanismo de transferencia de carga entre el pilote y la roca en la que se encuentra alojado. También se incluye una comparación con algunas de las expresiones empíricas más habituales y presentes en la literatura, para la estimación de la resistencia última por fuste de un pilote en roca.

El pilote sobre el que se ha realizado el estudio, pertenece a la cimentación de uno de los estribos del quinto puente de San Sebastián (Guipúzcoa), en pleno casco urbano de la ciudad, en el barrio de Amara. En el emplazamiento donde se ejecutó el pilote, en sus inmediaciones, se realizaron cuatro sondeos para

poder conocer con precisión el entorno geológico y mecánico en el que se encuentra alojado el pilote.

Los materiales encontrados de techo a muro fueron: rellenos antrópicos, materiales arcillosos y una roca caliza tipo flysch.

Tras el análisis de las características de los materiales encontrados, mediante una serie completa de ensayos de laboratorio, cuyos resultados se presentan posteriormente, se decidió; emplear dos células Osterberg, una en la punta y otra a media altura del fuste en la roca, para introducir la carga al pilote. Para precisar que dicha carga fuera absorbida por el tramo de fuste en roca sana, se empleó una camisa especial engrasada, para aislar el pilote en los metros superiores.

2. MATERIAL Y MÉTODOS

Se presentan una serie de formulaciones propuestas por distintos autores, que estiman la resistencia última por fuste de un pilote en la roca [tomado de la recopilación de Serrano, Olalla y Ríos, [2008], junto con algunos de los distintos intentos de diversos investigadores de tratar de reproducir el mecanismo de transferencia de carga entre el pilote y la roca.

(*) Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno ETSICCP-UPM.

(**) RODIO - KRONSA.

Método	α	β
Rosenberg y Journeaux (1976)	0,34	0,51
Horvath y Kenney (1979)	0,21	0,50
Williams y Pells (1980)	0,44	0,36
Rowe y Armitage (1986)	0,60	0,50
Carter y Kulhawy (1988)	0,20	0,50

TABLA 1. Coeficientes α y β propuestos por diversos autores para la estimación de la resistencia unitaria última movilizada por fuste de un pilote en roca. (Unidades en MPa).

2.1. FORMULACIONES

Existen numerosas correlaciones empíricas entre la resistencia a compresión simple de la roca y la resistencia unitaria por fuste movilizada en pilotes en roca.

Estas relaciones pueden expresarse de manera general, de la forma:

$$\tau_{ult} = \alpha \cdot q_u^\beta \tag{1}$$

Donde:

- τ_{ult} es la resistencia unitaria última movilizada en el fuste;
- q_u es la resistencia a compresión simple de la roca;
- α y β son constantes determinadas empíricamente a través de las pruebas de carga.

Algunas de las formulaciones empíricas más habituales encontradas en la literatura, según los valores de α y β se muestran en la Tabla 1. Al aplicar los coeficientes α y β a la formulación (1), la resistencia a compresión simple de la roca debe estar expresada en MPa, dando como resultado una resistencia unitaria movilizada en el fuste en MPa.

La evolución de estas formulaciones ha derivado en la introducción de nuevos parámetros que cuantifiquen de mejor manera la resistencia última por fuste; introduciendo por ejemplo de alguna manera, la influencia de la geometría de la rugosidad de la pared de contacto entre el pilote y la roca.

Rugosidad	H <mm>	D <mm>
Liso (R1)	1 - 4	30 - 70
Medio (R2)	4 - 20	30 - 70
Rugoso (R3)	20 - 80	30 - 70
Muy Rugoso (R4)	> 80	30 - 70

TABLA 2. Clasificación de las rugosidades de la pared de contacto pilote - roca, en función de su geometría [Williams y Pells, 1980].

Estas rugosidades, tienen relevancia en cómo se transmite la carga al macizo rocoso y por lo tanto en la resistencia última movilizada en la pared.

Uno de los primeros acercamientos al estudio de la geometría de las rugosidades, la realizaron Pells et al. [1980], observando la geometría de las paredes de los pilotes ejecutados en las calizas de Sydney. En sus trabajos llegaron a establecer una categorización en la que poder englobar las distintas rugosidades que observaron (Tabla 2).

Donde:

- H es la distancia entre el punto más saliente de la rugosidad y la pared de la excavación;
- D es el espaciamiento entre los salientes de dos rugosidades consecutivas.

Horvath et al. [1983] propusieron una formulación en la que poder considerar la geometría de la pared pilote-roca, tal como habían observado Pells et al. [1980].

Una alternativa a la posibilidad de considerar exclusivamente la resistencia a compresión simple de la roca sana o la geometría del contacto, es tener en cuenta la envolvente de la resistencia en la rotura de la roca, tal y como formularon Serrano y Olalla [2003] mediante una serie de expresiones que ligan la resistencia por el fuste, empleando el criterio de Hoek y Brown, con las tensiones a las que está sometido el pilote en función de la profundidad del empotramiento en la roca. Las tensiones que se movilizan en un pilote están esquematizadas en la Figura 1.

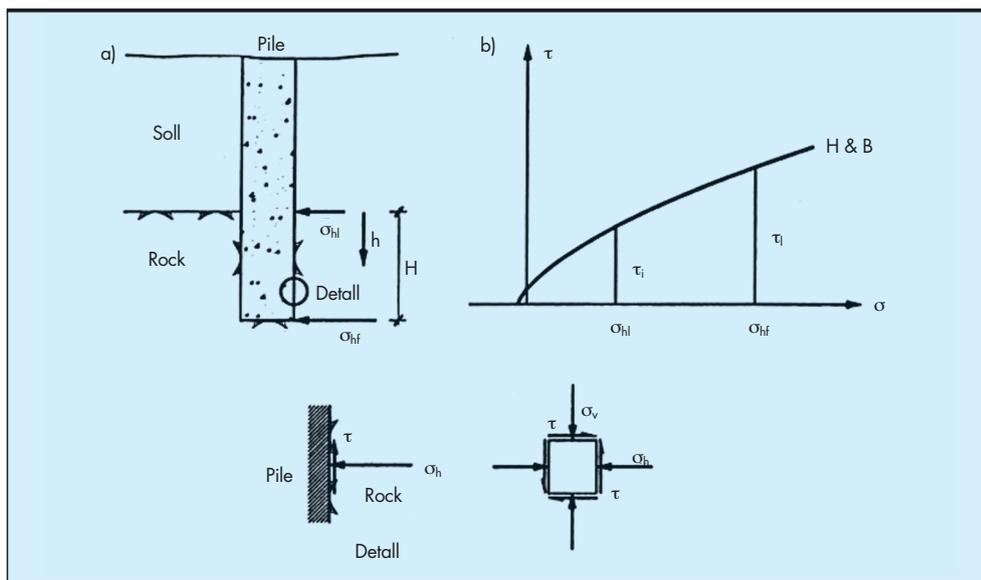


FIGURA 1. Esquema de las tensiones movilizadas en un pilote en roca junto con el criterio de Hoek y Brown [2002].

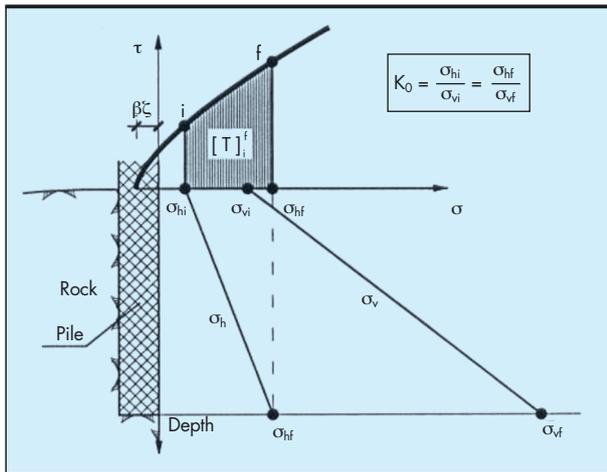


FIGURA 2. Relación entre la curva de Hoek y Brown, las tensiones horizontales en el pilote y la tensión tangencial máxima movilizable por el fuste. [Serrano y Olalla, 2003].

El proceso de cálculo es el siguiente: conociendo la geometría del pilote y la envolvente de rotura del medio rocoso según el criterio de Hoek y Brown, se conocen las tensiones horizontales a las que está sometido el pilote, a las cotas correspondientes: al techo de la formación rocosa y a la cota de finalización del pilote (Fig. 1(a)). De manera que en la curva de Hoek y Brown, le corresponden dos tensiones tangenciales máximas (Fig. 1(b)) que a su vez están relacionadas con la máxima tensión tangencial de rotura en la pared de contacto pilote-roca (Fig. 1(c)). La forma en que se relacionan ambas tensiones con la envolvente de Hoek y Brown [2002] con la resistencia movilizada en el fuste queda recogida en la Figura 2.

2.2. MODELOS

Los modelos que estudian el mecanismo de transferencia de carga entre el pilote y la roca se centran en la naturaleza de la roca y en la geometría del contacto. Aplicados a este caso pueden considerarse dos grandes grupos; uno que sería válido

para rocas duras (calizas) y otro adecuado para rocas blandas (argilitas).

De estos dos grandes grupos se muestran a continuación un ejemplo de cada uno de ellos, como antecedentes teóricos de las características empleadas en el modelo propuesto en esta investigación para representar el comportamiento durante la prueba de carga.

2.2.1. Modelo para rocas duras

Como ejemplo representativo de un modelo de transferencia de carga entre el pilote y la roca se ha elegido el modelo propuesto por Gu [2000] quien realizó sus trabajos sobre calizas.

Debido a la respuesta rígida del pilote en su fuste en este tipo de roca, la carga transmitida al pilote se desarrolla prácticamente en el fuste y no por la punta.

Gu [2000] modeló un pilote mediante una simetría axial y considerando una cierta rugosidad de la pared de contacto pilote-roca. Debido a la naturaleza dura de la roca (calizas) con la que trabajó, en el modelo optó por dar una resistencia única a la pared de contacto, la cual el denominó "Constant Normal Stiffness" (CNS), como ya hicieron en anteriormente Johnston et al. [1987]. En la Figura 3 se muestra la geometría supuesta para la pared de contacto, es decir, las rugosidades de la pared y la situación esquemática del pilote respecto de las rugosidades de la misma después de recibir una cierta carga exterior.

Tras emplear su modelo en una serie de cálculos y modelaciones de pruebas de laboratorio controladas, concluyó:

- El coeficiente CNS tiene una cierta relevancia en la generación de un pico de resistencia en el comportamiento por fuste, de manera que cuanto mayor es el CNS, mayores resistencias de pico se producen. Por otro lado, cuanto mayor es el CNS, las rugosidades de la pared presentan un comportamiento más frágil.
- En el mecanismo de transferencia de carga entre el pilote y la roca, se pueden distinguir cuatro fases; una primera en la que se produce una deformación elástica del conjunto; una segunda en la que se llega a generar un deslizamiento en la interfaz (Fig. 3(b)); una tercera en la que todas las rugosidades terminan absorbiendo una cierta cantidad de carga y una cuarta y final en la que se sobrepasa la resistencia de pico y se entra en una etapa de resistencia residual en el contacto.

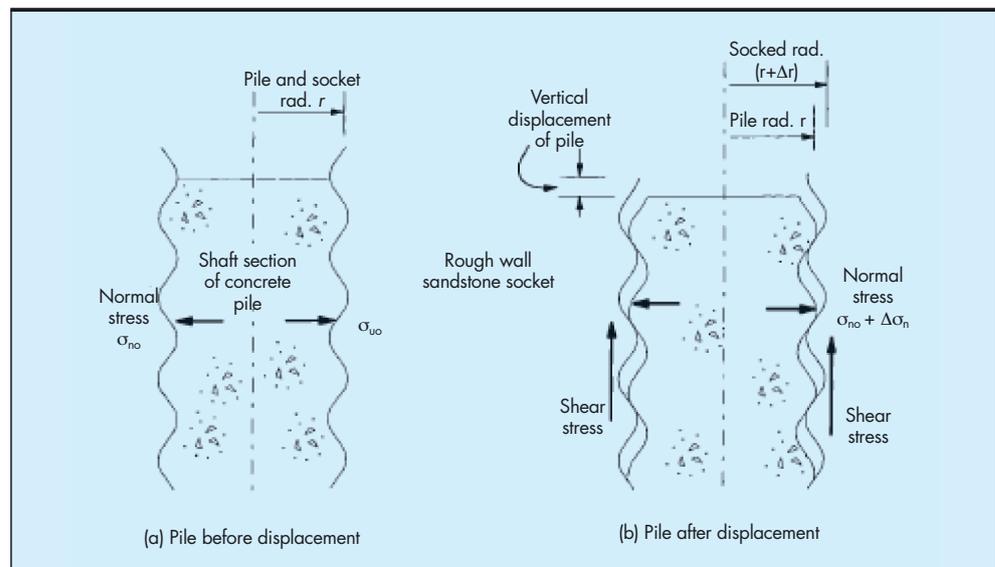


FIGURA 3. (a) Geometría de las rugosidades de la pared entre el pilote y la roca; (b) Situación del pilote y la pared de contacto al solicitarse el pilote [Gu, 2002].

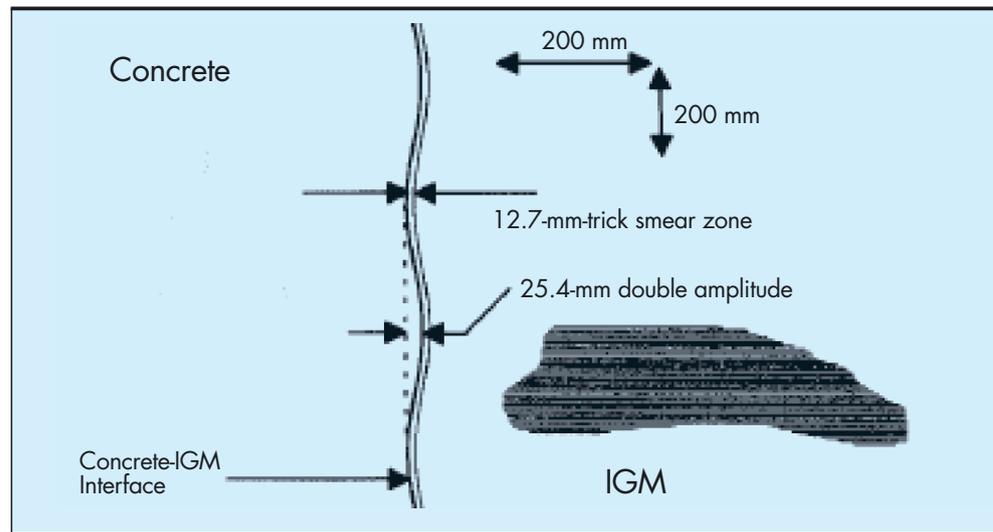


FIGURA 4. (Esquema de las rugosidades y la interfaz propuesta por Hassan y O'Neill [1997].

2.2.2. Modelo para rocas blandas

Como ejemplo de elaboración de un modelo con este tipo de comportamiento resistente se han tomado como referencia los trabajos sobre argilitas realizados por Hassan y O'Neill [1997].

El modelo que plantearon es similar al descrito en el Apartado anterior, pero para poder reproducir la respuesta de una roca blanda frente a una dura, propusieron la introducción de una interfaz ficticia entre el pilote y la roca. De esta manera consiguen que en el contacto roca-pilote, sólo se movilen resistencias friccionales y en ningún momento exista una cohesión, por efecto de la trabazón entre las rugosidades de la pared de la roca y el fuste del pilote. En la Figura 4 se muestra una representación de la idealización del contacto entre las rugosidades de la pared del contacto pilote-roca, en la que se ha interpuesto el material interfaz ficticio, para el desarrollo del modelo en elementos finitos.

Emplearon interfaces de tipo rugoso y liso, utilizando un criterio similar al expuesto por Pells et al. [1980], llegando a las siguientes conclusiones:

- La tensión inicial en la pared de contacto pilote-roca, a través del coeficiente de empuje al reposo, tiene cierta importancia en el comportamiento resistente, dependiendo a su vez de si la rugosidad es de tipo lisa o rugosa.
- La fase de comportamiento elástico es más prolongada cuanto mayor es el valor de dicha tensión inicial en el contacto.
- Se produce un aumento repentino del asiento del pilote en el momento en el que se abandona la fase elástica y se produce el deslizamiento relativo entre el pilote y las rugosidades de la pared de roca.

3. DESCRIPCIÓN DEL MEDIO ROCOSO

En este apartado se presentan los resultados obtenidos por los cuatro sondeos que fueron realizados en el emplazamiento del pilote sobre el que se realizó la prueba de carga, junto con las pruebas de laboratorio ejecutadas sobre las muestras extraídas de dichos sondeos.

La columna tipo del lugar, deducida de los cuatro sondeos efectuados donde se ejecutó el pilote es de manera sintética:

rellenos antrópicos y materiales de naturaleza arcillosa de aproximadamente 6 metros de potencia; infrayacente a los cuales se encuentra la roca caliza tipo flysch. En la Figura 5 se muestra un perfil esquemático de esta situación, donde puede observarse que debido a la escasa potencia de los rellenos antrópicos, se decidió considerarlos como materiales arcillosos a todos los efectos.

Las abundantes pruebas de laboratorio efectuadas, se encaminaron a estudiar las propiedades resistentes y físicas de los materiales implicados, a fin de conocer sus características con la mayor precisión posible y así poder obtener los parámetros necesarios para tener una mejor comprensión del mecanismo de transferencia de carga entre el pilote y la roca.

3.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ARCILLOSOS

Con estos materiales se realizaron ensayos de identificación y de densidad. El valor medio de la densidad natural es de 18 kN/m^3 . No fue necesaria la realización de ensayos para la evaluación de la resistencia de estos materiales, pues el tramo a cargar del pilote, sólo se desarrolla en la roca y la longitud del mismo en los materiales tipo suelo ha sido independizada del fuste, de manera que no colaboran a la resistencia.

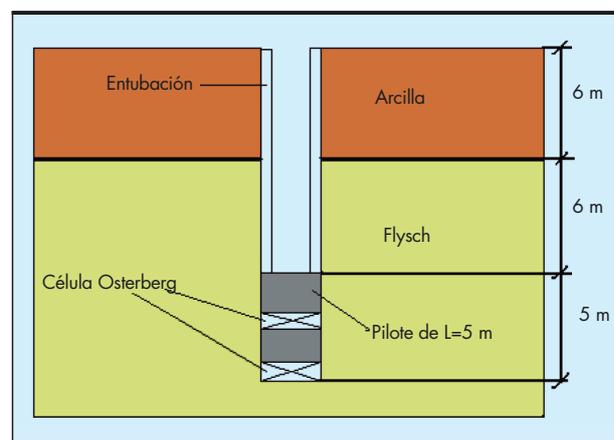


FIGURA 5. Esquema del pilote y las células, junto con los materiales del emplazamiento.

Densidad natural	22 kN/m ³
Resistencia a la compresión simple	48 MPa
Índice geomecánico GSI	60
m ₀ [Hoek y Brown, 2009]	17
Módulo de elasticidad de la roca sana	9.000 MPa
Coefficiente de Poisson	0,20

TABLA 3. Propiedades de la roca.

Densidad	22 kN/m ³
Resistencia a la compresión simple	35 MPa
Módulo de elasticidad	20.000 MPa
Coefficiente de Poisson	0,25

TABLA 4. Propiedades del hormigón del pilote.

3.2. PROPIEDADES DE LA ROCA

Sobre la roca se realizaron, entre otros, ensayos de densidad, resistencia a compresión simple con mediciones de deformaciones mediante strain-gauges y presiómetros en los sondeos de campo. Con esta investigación, las propiedades medias más significativas, mostradas por la roca se recogen en la Tabla 3.

De particular importancia resulta tener en cuenta que todos los ensayos de resistencia a compresión simple donde las probetas se rompieron a través de planos de debilidad, no se han considerados. No son representativos pues lo que se pretende obtener es la resistencia a compresión simple de la matriz de roca sana, sin el efecto de las discontinuidades.

3.3 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN DEL PILOTE

Las características del hormigón del pilote de un metro de diámetro, se ajustan al tipo HA-35. Las propiedades más relevantes obtenidas de los ensayos de laboratorio son las mostradas en la Tabla 4.

4. MODELO NUMÉRICO

Tanto las características geométricas como las propiedades geotécnicas que definen el modelo han sido expuestas en el Apartado anterior. La roca y la pared de contacto pilote-roca quedan modeladas de la siguiente manera:

- La roca en la que se desarrolla el fuste del pilote es una caliza con intercalaciones de lutitas, por lo que en estado sano puede considerarse como una roca sana. Este argumento está sustentado también por los valores de la resistencia a compresión simple alcanzados y por los valores asignados al parámetro GSI (ver Apartado 3). Se optó por usar un modelo similar al de Gu [2000] para rocas duras (ver Apartado 2.2.1).
- Para poder modelar el mecanismo de transferencia de carga entre el pilote y la roca se ha introducido una geometría de las rugosidades del contacto. Para ello se usaron las teorías de Pells et al. [1980]. Ellos realizaron sus trabajos en las calizas de Sydney, por lo que considerando que en el lugar de la prueba de carga se encuentran también calizas, se acotó la rugosidad entre R3 y R2 (ver Ta-

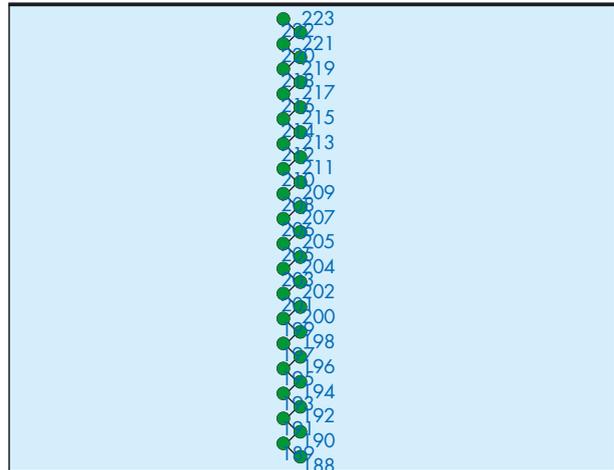


FIGURA 6. Detalle de la geometría de la pared de contacto pilote – roca.

bla 2). La geometría de la rugosidad queda definida con una amplitud (D) de 30 mm y una altura (H) de 20 mm.

- Con los parámetros conocidos de la roca se tiene definida la envolvente de Hoek y Brown [2002]. Debido a que el código de elementos finitos empleado no presenta la posibilidad de usar una envolvente de las tensiones en la rotura que sea no lineal, es necesario simplificarla a unos parámetros lineales. Se adoptaron unas ecuaciones lineales de rotura tipo Mohr-Coulomb, para simplificar dicha envolvente. Considerando que la profundidad a la que se encuentra el fuste que será solicitado se halla entre los -12 m y los -17 m y que las dos células Osterberg que cargarán el pilote movilizan una carga máxima conjunta de 15,6 MN, el desarrollo tensional de la roca se encontrará en una zona de la envolvente de rotura con una cohesión de 600 kN/m² y un ángulo de rozamiento interno de 63°.
- La Figura 6 muestra un detalle de la geometría de la pared de contacto entre el pilote y la roca, junto con la geometría de la rugosidad propuesta para el contacto. En la Figura 7

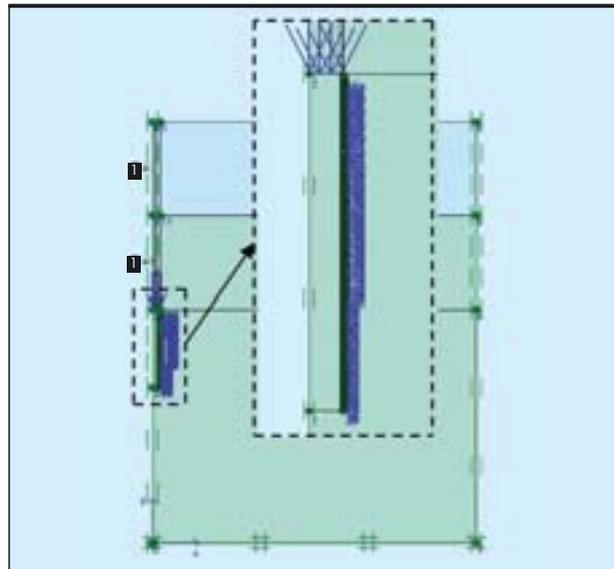


FIGURA 7. Vista conjunta del modelo en elementos finitos.

se puede observar el modelo planteado en elementos finitos, con la axilimetría supuesta.

Otro criterio importante del modelo numérico, es la forma en la que introducir la carga para conseguir una respuesta similar a la observada durante la prueba de carga. Se consideraron los siguientes aspectos:

- Los escalones de carga introducidos en el modelo, deben ser lo suficientemente pequeños como para evitar que entre un paso de cálculo y el siguiente se produzca una plastificación importante del medio, ya que se perdería la información intermedia del proceso de transferencia de carga.
- Desde el punto de vista de la modelación es importante la cuantificación de los desplazamientos medidos en el pilote. Por ello, la carga en cada paso de cálculo debe ser también lo suficientemente pequeña como para poder observar cambios de comportamiento en los movimientos del pilote.

Teniendo en cuenta estos dos aspectos, se tantearon distintos valores incrementales para modelar la prueba de carga. Finalmente se comprobó que la mejor forma de reproducirla se conseguía con pequeños incrementos iniciales (1 a 2 MN por escalón de carga) y posteriormente, con incrementos mayores (4 a 5 MN).

Para obtener la carga última movilizada en el fuste antes de la rotura, se realizó un cálculo iterativo por aproximaciones sucesivas, aumentando progresivamente el valor de la carga hasta conseguir acotar el valor del fallo, con una precisión de 0,2 MN.

5. DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA

A las profundidades de 14,5 m y 17,0 m, respectivamente, se embecieron dos células de carga Osterberg. Estas células son unos gatos hidráulicos (Fig. 8) que introducen la carga desde el interior del pilote por desplazamiento en ambas direcciones (Fig. 9). Se decidió colocar dos células, una en la punta y otra a media altura en el tramo de roca, porque:

- La célula colocada en la punta cargaría sobre la misma y serviría para conocer la resistencia por punta de la roca flyschoide. Durante la primera fase de la prueba se introduciría carga bien hasta alcanzar la máxima de trabajo o bien hasta producir el fallo del pilote.
- Mientras que la segunda célula se dispuso a media altura. De forma que movilizaría básicamente resistencia por fuste, al estar lo suficientemente alejada de la punta, como para estar afectada por la misma. Esta célula sólo trabajaría en la segunda fase de carga del pilote.



FIGURA 8. Célula Osterberg. [www.loadtest.com].

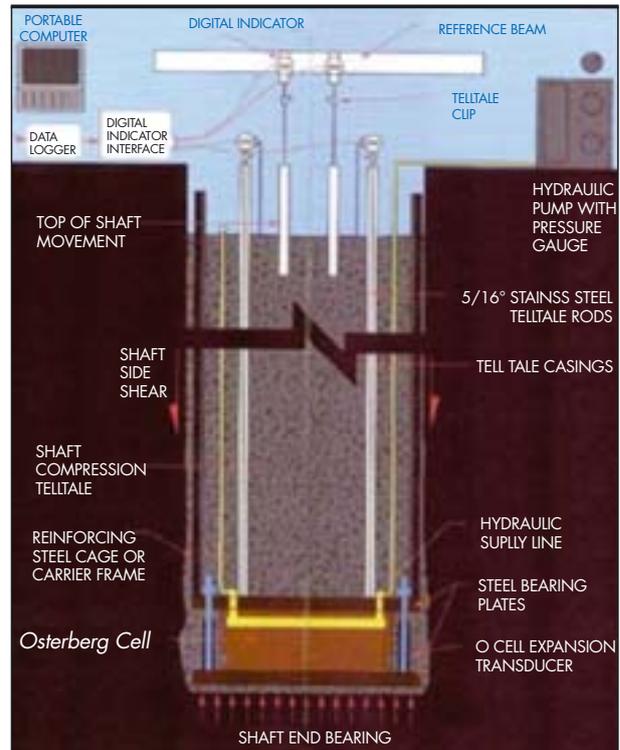


FIGURA 9. Esquema de la célula Osterberg embecida en el pilote. [www.loadtest.com].

De esta manera se consigue movilizar resistencia por punta y fuste de manera combinada durante la primera fase y resistencia por fuste exclusivamente durante la segunda etapa de ensayo.

Las Figuras 10 y 11 son dos gráficas de las obtenidas del ensayo. Se consideran suficientemente representativas de la prueba constituyen la base del análisis del ensayo. La Figura 10 muestra la evolución de los asientos del pilote con respecto a la carga introducida por la célula Osterberg superior. Las correlaciones presentan:

- En trazo discontinuo el asiento del pilote debido al acortamiento elástico del mismo.
- En trazo de cuadros el resultado del ensayo.
- En trazo continuo la estimación del asiento del pilote, con los datos obtenidos del ensayo (trazo de cuadros).

La estimación de la carga en la rotura por fuste, realizada por la empresa LOAD-TEST en base a las propias elaboraciones teóricas que disponen como consecuencia de las numerosas pruebas realizadas en el mundo, con distintos materiales y en diferentes estados, ha sido de 2,6 MN/m².

En la Figura 11 se representa la tensión unitaria movilizada en el fuste en roca a medida que se producen los asientos. Se presentan dos curvas:

- La curva azul es la tensión movilizada desde la célula superior hacia la parte superior del pilote.
- La curva negra es la tensión movilizada desde la célula superior hacia la punta del pilote.

6. LA PRUEBA DE CARGA Y EL MODELO NUMÉRICO

Analizando los resultados de la Figura 10 se puede concluir que no se produjo el fallo por el fuste del pilote durante la fase de carga de la célula superior. Esto se debe a que analizando la

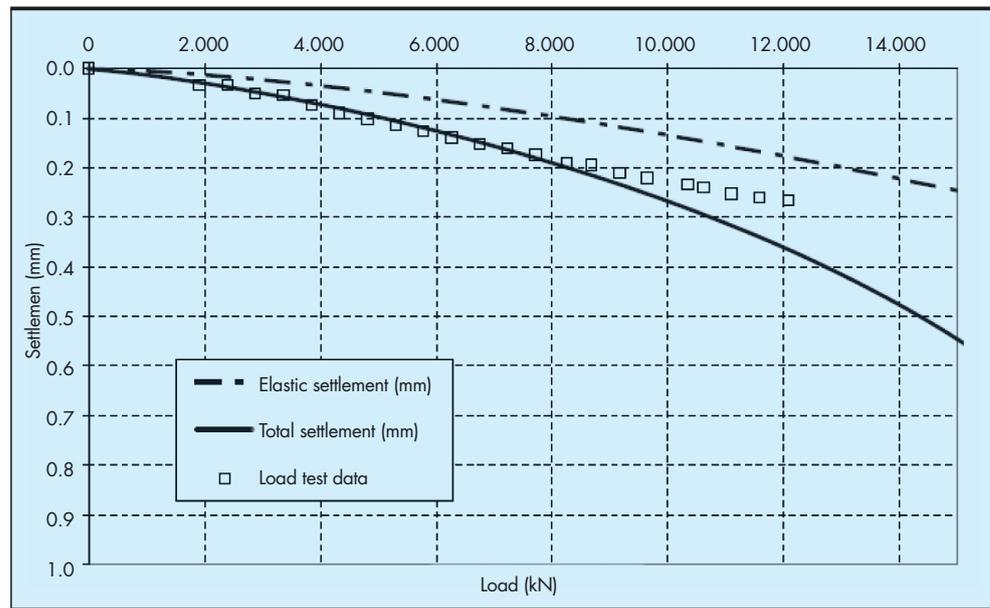


FIGURA 10. Relación carga aplicada - asiento, en la célula superior. [LOADTEST LT2813].

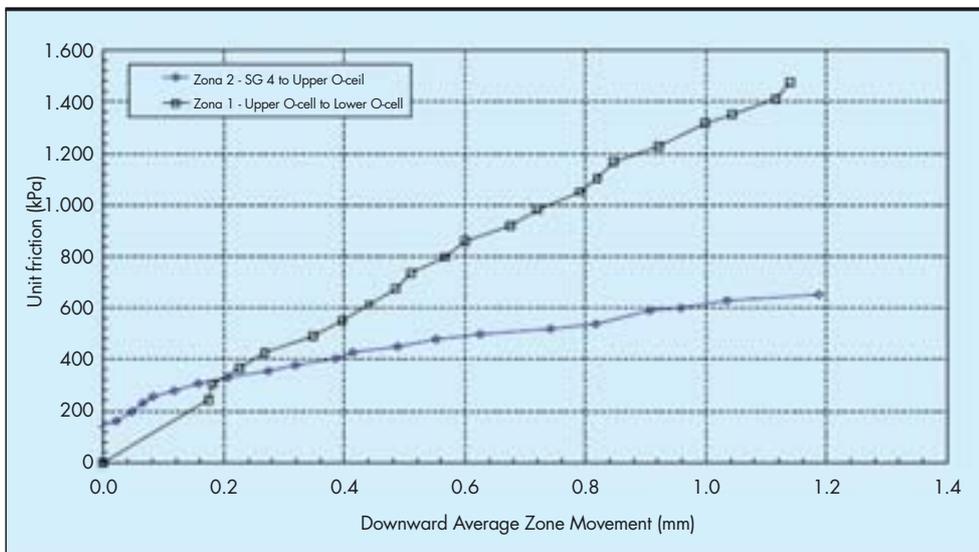


FIGURA 11. Relación asiento - tensión tangencial. [LOADTEST LT2813].

pendiente de las curvas se observan que son monótonas crecientes y que no existe un cambio brusco de pendiente en ellas. Si se hubiera producido el fallo en alguna zona, existiría un cambio de pendiente acusado y fácilmente observable.

Del análisis de la Figura 11 se puede concluir que el valor máximo movilizado de la tensión tangencial para la máxima sollicitación introducida por las células de carga, se encuentra en el entorno de los 1,4 MPa.

Con estos resultados y aplicando el modelo planteado en este trabajo se puede comprobar si se obtiene una buena reproducción del comportamiento del pilote con respecto a la prueba de carga y por lo tanto, del mecanismo de transferencia. En las Figuras 12 y 13 se muestran las tensiones tangenciales movilizadas en la pared de contacto pilote - roca, en el conjunto de la masa rocosa y en una sección próxima a la pared, respectivamente, para la máxima carga alcanzada en la prueba de carga.

Del análisis de los resultados obtenidos mediante la aplicación del modelo en elementos finitos planteado en el apartado

4, puede concluirse que no se ha producido ni el fallo del pilote ni de la matriz rocosa que lo circunda, tal y como ocurrió en la prueba de carga efectuada. Por otro lado, es interesante resaltar que al movilizar el fuste, la parte más alejada de la punta es la que moviliza una mayor carga unitaria en el fuste, de manera que cuánto más cerca de la punta nos encontremos, menor resistencia por fuste se moviliza, tal y como puede observarse en la Figura 12 obtenida del cálculo por elementos finitos.

Si se calcula la tensión tangencial media movilizada en el fuste para la máxima carga introducida por las células Osterberg, se obtiene un valor del entorno de los 1,2 MPa con el modelo de elementos finitos. Por lo que si se considera que en la prueba de carga se movilizaron 1,4 MPa, el modelo planteado por elementos finitos obtiene unos resultados próximos a los reales aunque ligeramente inferiores.

Además, observando la distribución de la tensión tangencial movilizada en el fuste, puede verse que ésta es mayor en la zona más próxima al techo de la formación rocosa con res-

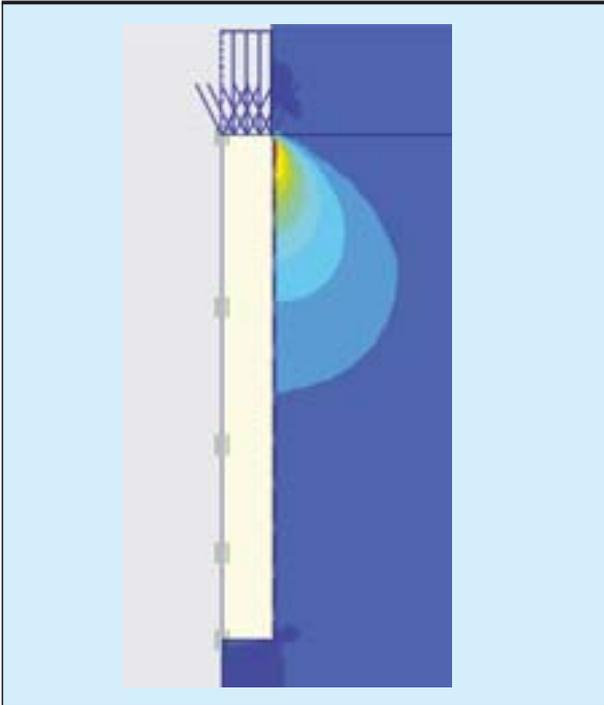


FIGURA 12. Tensión tangencial movilizada para la máxima sollicitación de la prueba de carga.

pecto a la zona más alejada de la misma y por lo tanto más próxima a la punta. Esta distribución por lo tanto, es coherente con el resultado obtenido de la prueba de carga (Fig. 11).

Por otro lado y desde el punto de vista de los movimientos obtenidos en el modelo con respecto a los medidos durante la prueba de carga, se puede observar que los primeros son ligeramente superiores a los segundos, tal y como se muestra en la Figura 13. Esto sugiere, junto con la menor resistencia por fuste obtenida entre el modelo y la prueba, que un pequeño incremento de la rugosidad de las paredes en el modelo, se conseguiría un conjunto pilote-roca más rígido, produciendo una situación de mayor tensión tangencial unitaria movilizada en el fuste con un menor asiento. Es decir, los valores propuestos para la rugosidad de la pared empleados en esta investigación [Pells *et al.*, 1980] son un ajuste suficientemente bueno a la situación real.

Con la modelación planteada en elementos finitos, también puede realizarse una estimación de la carga de rotura del conjunto pilote-roca. Aumentando gradualmente la sollicitación hasta alcanzarse la rotura del hormigón del pilote o la plastificación del medio rocoso circundante al mismo, se comprobó que el fallo se producía por la masa rocosa, movilizándose una tensión tangencial en rotura de 3,5 MPa. Comparando este valor con las estimaciones de las formulaciones más habituales y existentes en la literatura se puede concluir que el resultado obtenido con el modelo en elementos finitos reproduce de manera suficientemente aproximada el comportamiento del pilote y del mecanismo de transferencia de la carga.

Teniendo en cuenta que el comportamiento exhibido por el pilote durante la prueba de carga ha sido fielmente reproducido con el modelo en elementos finitos, se puede asumir cierta validez para la tensión tangencial de rotura obtenida, mediante extrapolación, del cálculo en rotura.

Existe, por tanto, una discrepancia entre la carga última propuesta por LOAD-TEST (2,6 MPa) y la del modelo (3,5 MPa), que puede parecer contradictoria, pero hay que recordar

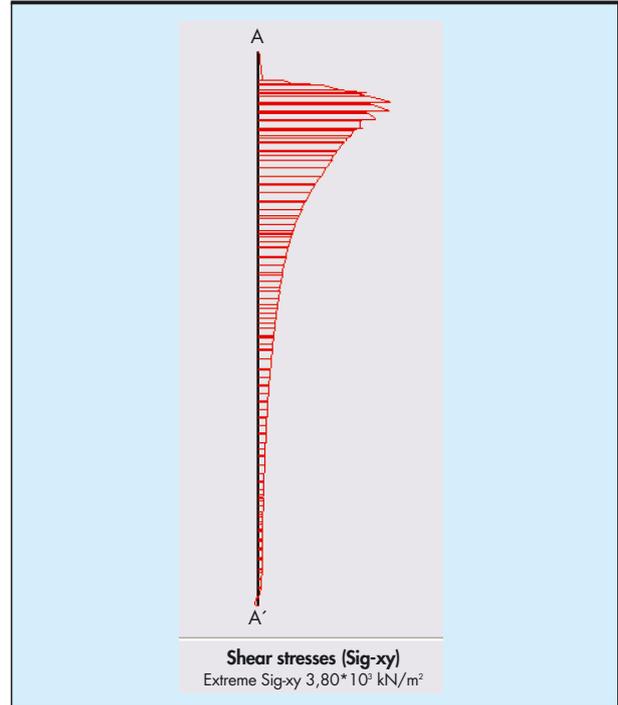


FIGURA 13. Distribución de la tensión tangencial movilizada en el contacto pilote-roca para la máxima sollicitación de la prueba de carga.

que ambas son extrapolaciones del resultado de la prueba de carga de la que sólo se conoce parte de la rama elástica de respuesta del medio, en tensiones y movimientos. En el siguiente apartado se estudia el resultado de la tensión tangencial última con las características que se conocen de la roca y aplicando las formulaciones empíricas propuestas en la literatura. Comparándose estos resultados con los propuestos por LOAD-TEST y el modelo de elementos finitos.

7. PRONÓSTICO DE COMPORTAMIENTO CON TEORÍAS PREEXISTENTES

Uno de los objetivos de la investigación era comprobar el grado de conservadurismo de las distintas formulaciones existentes, fundamentalmente en la literatura técnica.

Comparando las tensiones tangenciales últimas propuestas por dichas formulaciones con la tensión tangencial última propuesta por LOAD-TEST y por el modelo en elementos finitos, se obtienen los siguientes coeficientes de seguridad, respecto de la estimación de la carga última, como se muestra en Tabla 5.

8. CONCLUSIONES

Se ha estudiado el comportamiento por fuste de un pilote en roca tipo flyschoides en la ciudad de San Sebastián (Guipúzcoa), mediante la realización de una prueba de carga. Para modelar dicha prueba de carga se ha elaborado un modelo en elementos finitos que trata de reproducir el mecanismo de transferencia de la carga entre el pilote y la roca que lo circunda.

Las conclusiones alcanzadas tras comparar los resultados del modelo numérico con la evolución de la prueba de carga son las siguientes:

1. La prueba de carga empleó dos células Osterberg embebidas dentro del pilote. Una en la punta y otra a media altura del fuste en la roca. A pesar de llevar la capaci-

Formulación	Resistencia última por fuste <MPa>	Coefficiente de seguridad respecto del modelo	Coefficiente de seguridad respecto de LOAD TEST
Rosenberg y Journeaux (1976)	2,75	1,27	0,91
Horvath y Kenney (1979)	1,94	1,80	1,28
Williams y Pells (1980)	4,15	0,84	0,60
Rowe y Armitage (1986)	4,15	0,84	0,60
Carter y Kulhawy (1988)	1,38	2,53	1,81
Serrano y Olalla (2003)	2,45	1,43	1,02

TABLA 5. Tensiones tangenciales de rotura movilizadas según distintos criterios y seguridad de los mismos en función de la resistencia movilizada en la prueba de carga.

dad mecánica de los gatos hasta el límite de sus posibilidades, no se pudo alcanzar la rotura, ni del pilote ni del medio natural en el que se alojó.

- Para representar el mecanismo de transferencia de carga se empleó un modelo en elementos finitos, asimilando el contacto pilote-roca a una serie de rugosidades siguiendo los trabajos de Pells et al. [1980].
- Con la estimación de las propiedades de la roca y del hormigón mediante una serie de ensayos de laboratorio (Tablas 2 y 3) se ajustaron las características resistentes del modelo en elementos finitos, de manera que con la geometría y envolventes de rotura empleadas se consigue reproducir razonablemente bien, aunque de manera aproximada, el comportamiento en deformaciones y tensiones, del mecanismo de transferencia tanto en servicio como en rotura.
- Obviamente, al estar el medio rocoso fracturado con una única familia dominante de discontinuidades, la valoración de la resistencia a compresión simple debe hacerse exclusivamente a partir de los resultados de los ensayos en los que las probetas no rompieron por los planos de debilidad.
- La prueba de carga realizada ha mostrado que incluso con los parámetros de diseño más optimistas, el valor de la carga última movilizada por el fuste es notablemente más elevada que la que se deduce con las teorías que informan de la resistencia por el fuste de los pilotes en roca (Tabla 5).

9. REFERENCIAS

[1] Carter, J.P.; Kulhawy, F.H. 1988. "Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock". Report EL-5918, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.

[2] Gu, X.F. 2000. "Laboratory investigation of shaft resistances for pile socketed in sandstone". www.ascelibrary.org.

[3] Hassan, K.M.; O'Neill, M.W. 1997. "Side load transfer mechanism in drilled shafts in soft argillaceous rock". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Pp. 145-152.

[4] Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002) Hoek-Brown criterion – 2002 edition. *Proc. NARMS-TAC Conference*, Toronto, 2002, 1, 267-273.

[5] Horvath, R. G.; Kenney, T.C. 1979. "Shaft resistance of rock-socketed drilled piers". *Proceedings Symposium on Deep Foundations*: 182-214. New York: ASCE.

[6] Horvath, R. G.; Kenney, T.C.; Kozicki P. 1983. "Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, Pp. 758-772.

[7] Johnston, I.W.; Lam, T.S.K.; Williams, A.F. 1987. "Constant normal stiffness direct shear testing for socketed pile design in weak rock". *Geotechnique*. Vol. 37, N° 1, Pp. 83-89.

[8] Pells, P.J.N.; Rowe, R.K. and Turner, R.M. 1980. "An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone". *Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock*. Sydney. Vol. 1, Pp. 291-302.

[9] Reese, L.C.; O'Neill, M.W. 1988. "Drilled shaft, Student workbook". Publication for FHWA-HI-88-042, U.S. Department of Transportation.

[10] Rosenberg, P.; Journeaux, N.L. 1976. "Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design". *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 13, Pp. 324-333.

[11] Rowe, R.K.; Armitage, H.H. 1986. "Theoretical solutions for axial deformation of drilled shafts in rock". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 24, Pp. 114-125.

[12] Serrano, A.; Olalla, C.; Ríos, D. 2008. "Resistencia por fuste de pilotes empotrados en roca: estudio comparativo entre distintos métodos de cálculo y normativas". *Ingeniería Civil*, N° 150, Pp. 35-50.

[13] Serrano, A.; Olalla, C. 2003. "Cargas admisibles de cimentaciones en roca basada en un criterio de rotura no lineal". CEDEX. Monografías M-54.

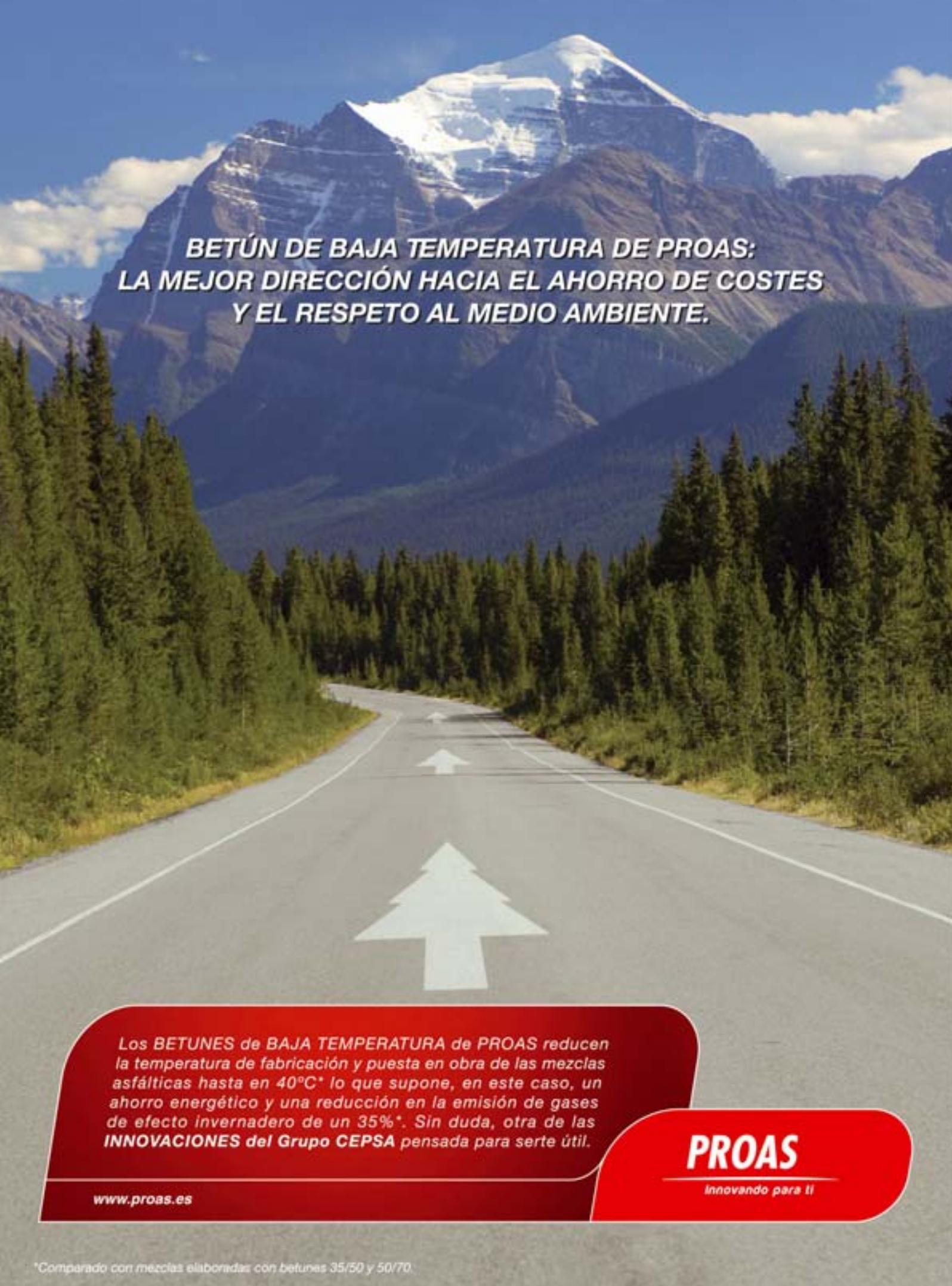
[14] Williams, A.F.; Pells, P.J.N. 1980. "Side resistance rock sockets in sandstone, mudstone and shale". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18, Pp. 502-513.

[15] LOAD-TEST. 2009. "Report on bored pile load testing (Osterberg method). 5º Puente Urumea. Donostia, San Sebastián. España". LT2813.

[16] www.loadtest.com.

10. AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer el trabajo realizado por el Laboratorio de Geotecnia de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid y en especial a los cuidadosos ensayos llevados a cabo por D. Hernán Patiño. A toda la empresa RODIO-KRONSA por su determinación a la hora de realizar este trabajo y a la empresa LOAD-TEST por su colaboración en este proyecto.



**BETÚN DE BAJA TEMPERATURA DE PROAS:
LA MEJOR DIRECCIÓN HACIA EL AHORRO DE COSTES
Y EL RESPETO AL MEDIO AMBIENTE.**

Los **BETUNES** de **BAJA TEMPERATURA** de **PROAS** reducen la temperatura de fabricación y puesta en obra de las mezclas asfálticas hasta en **40°C*** lo que supone, en este caso, un ahorro energético y una reducción en la emisión de gases de efecto invernadero de un **35%***. Sin duda, otra de las **INNOVACIONES** del Grupo **CEPSA** pensada para serte útil.

www.proas.es

PROAS

Innovando para ti

*Comparado con mezclas elaboradas con betunes 35/50 y 50/70.

Ejercicio español interlaboratorios sobre el ensayo de sensibilidad al agua de mezclas bituminosas

RAFAEL JIMÉNEZ SÁEZ (*), LEONARDO ENRÍQUEZ GABEIRAS (*), LUCÍA MIRANDA PÉREZ (**)
y FERNANDO VALOR HERNÁNDEZ (***)

RESUMEN La modificación de los artículos 542 y 543 del PG-3 relativos a mezclas bituminosas en caliente, mediante la Orden Circular 24/2008, introduce diversas novedades para adaptar la normativa española a la serie de normas armonizadas europeas EN 13108. Dichas modificaciones incluyen nuevos ensayos y criterios para el diseño de mezclas, y entre ellos el método UNE-EN 12697-12 "Determinación de la sensibilidad al agua de las probetas de mezcla bituminosa", de aplicación en todos los tipos de mezclas bituminosas.

En este artículo, en primer lugar se efectúa una comparación del método europeo con el antiguo método español descrito en la norma NLT-162, justificando las condiciones experimentales seleccionadas para la aplicación del nuevo método. A continuación se resumen los resultados del ejercicio de intercomparación realizado entre diez laboratorios españoles, con objeto de que cada laboratorio evalúe su capacidad técnica y determinar cuantitativamente la precisión del nuevo método en términos de repetibilidad y reproducibilidad.

SPANISH ROUND ROBIN TEST ON WATER SENSITIVITY TEST OF BITUMINOUS MIXTURES

ABSTRACT *The amendment of Articles 542 and 543 on the hot asphalt mixtures included in the Spanish Technical Specifications for Road Construction (PG-3), by Circular Order 24/2008, introduced a new series of modifications to adapt Spanish regulations to European standards series EN 13108. Among the various amendments, new tests methods and design criteria are considered, as UNE-EN 12697-12 for assessing the water sensitivity on compacted specimens, which is mandatory for every kind of bituminous mixture.*

In this paper, firstly a comparison between the European method and the old Spanish method described in the NLT-162 is made, explaining the experimental conditions selected. The results of an interlaboratory study or 'Round Robin Test' conducted in ten Spanish laboratories are subsequently described and analyzed, in order to allow each laboratory to assess its technical performance, and also to determine quantitatively the precision of the new method in terms of repeatability and reproducibility.

Palabras clave: Mezcla bituminosa, Sensibilidad al agua, Diseño de mezclas, Ensayo interlaboratorios, Análisis de la varianza.

Keywords: Bituminous mixture, water sensitivity, mix design, round robin test, ANOVA.

1. ANTECEDENTES

El 30 de Julio de 2008, mediante la Orden Circular 24/2008 se modificaron los artículos 542 y 543 del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes (PG-3) relativos a las mezclas bituminosas en caliente, para adaptarlos a la nueva normativa europea, que había entrado en vigor en abril de ese mismo año.

Las novedades más destacables incluidas en esta revisión fueron las siguientes:

- Nueva nomenclatura de las mezclas para adaptarla a la normativa europea, si bien se mantuvieron los mismos tipos de mezclas y sus características fundamentales.
- Nuevos métodos de compactación de probetas y nuevos métodos de ensayo para evaluar la sensibilidad al agua y la resistencia a las deformaciones plásticas.
- Nuevos métodos de determinación de módulos y parámetros de fatiga para las mezclas de alto módulo.
- Mejora de las exigencias de calidad de los áridos empleados en capas de rodadura y para tráfico pesados.
- Utilización como ligantes de los betunes modificados por adición de polvo de neumáticos fuera de uso (NFU).

(*) Centro de Estudios del Transporte (CEDEX).

(**) EIFFAGE INFRAESTRUCTURAS, S.A.

(***) Centro de Investigación Elpidio Sánchez Marcos CIESM INTEVIA, S.A.).

- Inclusión de las mezclas drenantes en el artículo 543, que pasó a denominarse desde entonces “Mezclas bituminosas para capas de rodadura. Mezclas drenantes y discontinuas”.
- Mejora de las prestaciones exigidas para las capas de rodadura mediante el empleo de áridos con un coeficiente de pulimento acelerado (CPA) superior al exigido anteriormente, o bien mediante una mejor regularidad superficial respecto a la especificada previamente.

De estas novedades, una de las que su implantación ha supuesto un mayor esfuerzo conjunto por parte de la Administración, empresas fabricantes y laboratorios de control, ha sido sin duda el empleo de nuevos métodos de ensayo para diseñar, caracterizar y controlar la calidad de las mezclas bituminosas producidas, lo que ha llevado implícita la adopción de nuevos procedimientos de fabricación y compactación de las probetas de ensayo correspondientes.

Entre estos métodos, el ensayo UNE-EN 12697-12 de sensibilidad al agua es uno de los ensayos empíricos más importantes, y así lo recoge el PG-3. Este ensayo es obligatorio para el diseño y establecimiento de fórmula de trabajo de todos los tipos de mezclas bituminosas en caliente normalizadas en España, es decir, los hormigones bituminosos, las mezclas delgadas para capas de rodadura y las mezclas drenantes. Concretamente, este ensayo constituye una novedad en la evaluación de la resistencia a la acción del agua de las mezclas drenantes y de las mezclas discontinuas BBTM tipo B (antes M), propiedad que se evaluaba anteriormente mediante el ensayo cántabro tras inmersión en agua, considerándose hasta ese momento como un ensayo fundamental en la dosificación de estos dos tipos de mezclas bituminosas.

En definitiva, se trata de un nuevo procedimiento que hubo que poner a punto realizando ensayos experimentales con diferentes tipos de mezclas. Los fabricantes de mezclas bituminosas necesitan indicar este dato para el marcado CE y las Administraciones tuvieron que establecer los umbrales de resistencia conservada a tracción indirecta aplicables a este nuevo método europeo, e incluirlos en las especificaciones de los diferentes tipos de mezclas.

En este artículo, en primer lugar se realiza un análisis comparativo del ensayo europeo UNE-EN 12697-12 con respecto al antiguo ensayo de inmersión-compresión de uso en España hasta 2008 y descrito en la norma NLT-162, justificando la elección de las condiciones experimentales establecidas. Posteriormente se exponen y analizan los resultados de uno de los ensayos interlaboratorios organizados por el Centro de Estudios del Transporte del CEDEX en colaboración con ASEFMA, que tuvo por objeto determinar la precisión del método de ensayo de sensibilidad al agua, proporcionando datos a los laboratorios implicados para evaluar su capacidad técnica. Por último, se ha llevado a cabo un análisis de los datos con el fin de obtener también la precisión del método para la determinación de la densidad aparente por dimensiones UNE-EN 12697-6, método D, con las probetas bituminosas distribuidas entre los laboratorios participantes.

2. EL ENSAYO DE SENSIBILIDAD AL AGUA EN LA NORMATIVA EUROPEA DE MEZCLAS BITUMINOSAS

Los principales factores que afectan a la durabilidad de las mezclas bituminosas son la naturaleza y calidad de los materiales constituyentes y sus espesores en las capas del firme, la ejecución de los procesos de extendido y compactación, la capacidad soporte de las capas de base, así como la intensidad del tráfico y las condiciones ambientales a las que están

sometidas las mezclas. Entre estas últimas, la presencia de agua o humedad afecta decisivamente a la durabilidad de las mezclas bituminosas, ya que esta depende en gran parte de la adhesividad entre el ligante y los áridos.

El efecto perjudicial del agua en las mezclas bituminosas se produce a través de dos mecanismos. El primero de ellos provoca una pérdida de adhesividad entre el árido y el betún, que se acentúa cuando la superficie de los áridos tiene más afinidad por el agua que por el betún; en este caso el agua se introduce entre la superficie del árido y la película de betún, desplazando a esta última. El segundo mecanismo consiste en la interacción directa del agua con el betún, lo que reduce la cohesión interna de la película que recubre el árido, disminuyendo por tanto la resistencia mecánica de la mezcla bituminosa.

Las variables que influyen en la susceptibilidad de la mezcla al agua son numerosas, pero pueden agruparse en cuatro grupos principales:

- Características de la mezcla: Naturaleza mineralógica de los áridos, composición química del betún y tipo de mezcla. En general, los problemas de adhesividad en presencia de agua aumentan con el empleo de áridos hidrófilos (normalmente áridos silíceos, que presentan mayor afinidad por el agua que por el ligante), con ligantes con bajos contenidos de compuestos polares, con betunes poco viscosos y en mezclas con contenidos bajos de ligante.
- Método y grado de compactación: Será más fácil que aparezcan problemas si la construcción es deficiente o no se consigue una adecuada compactación.
- Condicionantes externos tras la construcción: La acción conjunta del agua y del tráfico disminuye la adhesividad del betún con el árido, lo que es especialmente importante cuando existen variaciones acusadas de temperatura, climas húmedos y tráficos pesados.
- Drenaje del firme: Un drenaje insuficiente acelera el deterioro del firme.

El ensayo para “Determinación de la sensibilidad al agua de las probetas de mezcla bituminosa”, descrito en el método A de la norma UNE-EN 12697-12, consiste en someter a dos grupos de probetas al ensayo de tracción indirecta, previo tratamiento de inmersión de uno de los grupos. Para ello se fabrican y compactan 6 probetas cilíndricas que se dividen en dos grupos iguales, uno de control, que se mantiene en seco a temperatura ambiente y otro que se sumerge en un baño de agua a 40°C durante un periodo de 68 a 72 h. Posteriormente, todas las probetas se ensayan a rotura a tracción indirecta a 15°C con una velocidad de deformación constante de (50±2) mm/min según UNE-EN 12697-23. Se determina la resistencia media de cada grupo y se obtiene la relación en porcentaje entre las resistencias de las probetas sumergidas y no sumergidas en agua.

El objetivo del ensayo es, por lo tanto, determinar la pérdida de cohesión que se produce por la saturación y acción del agua en las mezclas bituminosas, objetivo que coincide con el del antiguo ensayo español de inmersión-compresión, descrito en la norma NLT-162. Sin embargo, los procedimientos son diferentes, ya que difieren en el sistema de compactación de las probetas, en las dimensiones de las mismas, y en el procedimiento y condiciones de ensayo para evaluar su resistencia antes y después de la acción del agua. A continuación se señalan las características de este ensayo, tomando como término de comparación el método español de inmersión-compresión.

2.1. DIMENSIONES DE LAS PROBETAS

En la norma UNE-EN 12697-12 se admiten probetas de (100±3) mm para las mezclas con áridos de hasta 22 mm de tamaño máximo, y de 150, ó 160 mm de diámetro para tamaños superiores. La altura de las probetas en los tres casos deberá estar comprendida entre 35 y 75 mm. En la norma NLT las probetas generalmente utilizadas son de 101,6 mm de diámetro y altura, aunque se admiten con diámetros desde 50,8 a 203,2 mm, siempre que el diámetro sea igual a la altura.

2.2. COMPACTACIÓN DE LAS PROBETAS

En el método UNE-EN 12697-12 las probetas se deben compactar bien de forma que se obtenga un contenido de huecos en mezcla mayor o igual que el valor superior requerido en la aplicación local, o bien utilizando uno de los siguientes métodos de compactación:

- Impacto (según método UNE-EN 12697-30, aplicando 35 golpes por cara).
- Máquina giratoria (según UNE-EN 12697-31, aplicando 50 giros).
- Compactación vibratoria (según UNE-EN 12697-32, aplicando (80±5) s de tiempo de compactación).
- Testigos sobre probetas de placas fabricadas (UNE-EN 12697-33, aplicando 24 pasadas con compactación neumática).

Según la norma española NLT-162, las probetas se compactan por compresión con doble émbolo y por tanto este procedimiento no está recogido en la citada norma europea.

Teniendo en cuenta que nuestro país tiene una gran experiencia en el método Marshall, se estableció que el procedimiento de compactación más adecuado para fabricar las probetas es el compactador de impacto Marshall para las mezclas de tamaño máximo igual o inferior a 22 mm, y el compactador vibratorio para las de tamaño máximo superior a dicho valor.

Respecto a la energía de compactación, tanto en el caso de mezclas tipo hormigón bituminoso como en el de mezclas drenantes y discontinuas, el PG-3 especifica que el ensayo de sensibilidad al agua se debe realizar sobre probetas compactadas por impacto, con 50 golpes por cara, de acuerdo con lo indicado en la norma UNE-EN 13108-20 de ensayos de tipo, por lo que estableció este número de golpes por cara para la compactación.

2.3. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

- Equipamiento: Para el ensayo de las probetas, el equipamiento fundamental de ambos métodos es similar (prensa de compresión con control de la velocidad de desplazamiento), si bien el procedimiento europeo, además del dispositivo de rotura a tracción indirecta, requiere de un recipiente de vacío con su correspondiente bomba para saturar las probetas de agua, y además un baño termostático con dispositivo de enfriamiento para mantener la temperatura a 15°C, o bien una cámara climática capaz de mantener esta temperatura.
- Número de probetas: El método europeo exige al menos 3 probetas en seco + 3 probetas en húmedo, y el español 5+5.
- Saturación de las probetas en agua: El método UNE-EN 12697-12 exige que los huecos accesibles de las probetas de mezcla bituminosa se encuentren saturados de agua durante su acondicionamiento, por lo que es necesario aplicar vacío hasta una presión de (6,7±0.3) kPa en el recipiente, una vez sumergidas las probetas. El método NLT-162 no contempla esta saturación.
- Acondicionamiento de las probetas: La norma europea establece que, después de su saturación, las probetas deben

mantenerse sumergidas en agua a 40°C durante un periodo comprendido entre 68 y 72 horas. En el ensayo de inmersión-compresión se podían emplear indistintamente dos procedimientos: 4 días a 49°C ó 1 día a 60°C.

- Temperatura de ensayo: El método UNE-EN 12697-12 permite que la temperatura del ensayo de rotura de las probetas pueda estar comprendida entre 5 y 25°C, pero se realiza a 15°C porque así se especifica en la norma de ensayo de tipo UNE-EN 13108-20, anejo D.3.
- Rotura de las probetas: En el método A de la norma europea UNE-EN 12697-12, la evaluación de la resistencia de las probetas se realiza a tracción indirecta según UNE-EN 12697-23 (ensayo brasileño), con una velocidad de rotura de (50±2) mm, mientras que el de inmersión-compresión, recogido en la norma NLT-162, las probetas se ensayaban a compresión simple, a la velocidad de 5.08 mm/min. En el ensayo EN, las probetas deben romperse a una temperatura de 15°C antes de que transcurra 1 min después de su acondicionamiento. La resistencia a tracción indirecta RTI (ITS en inglés), se calcula aplicando:

$$ITS = \frac{2 \times P}{\pi \times d \times h}$$

donde,

P = Carga máxima de rotura, en kN.

d = Diámetro de la probeta, en mm.

h = Altura de la probeta, en mm.

Se calcula el Índice de resistencia conservada a tracción indirecta (ITSR, Indirect Tensile Strength Ratio), en %, con la fórmula siguiente:

$$ITSR = \frac{ITS_W}{ITS_D} \times 100$$

donde,

ITS_W = Porcentaje de resistencia a tracción indirecta del grupo de probetas sumergidas en agua, en kPa, redondeada a tres cifras significativas.

ITS_D = Porcentaje de resistencia a tracción indirecta del grupo de probetas sin sumergir, en kPa, redondeada a tres cifras significativas.

En el informe se debe añadir la siguiente información acerca de las características del ensayo:

- Identificación de la muestra.
- Valores medios de diámetro, longitud y densidad aparente de probetas para cada uno de los subconjuntos.
- La resistencia media a la tracción indirecta, en kPa, de cada uno de los subconjuntos de las probetas.
- La relación de resistencia a la tracción indirecta, en porcentaje.

En la Figura 1 se muestra una fotografía del dispositivo de saturación y otra de la rotura a tracción indirecta de las probetas.

- Expresión de resultados: La sensibilidad a la acción del agua en el método UNE-EN 12697-12 se evalúa mediante la ITSr de las probetas sumergidas y no sumergidas, que es equivalente a la resistencia conservada determinada en el ensayo de inmersión-compresión. En el artículo 542 del PG-3 se especifica que, para mezclas tipo hormigón bituminoso, la ITSr de las probetas después de inmersión en agua y las mantenidas al aire debe ser superior al 80% para las capas de base e intermedia y del 85% para las de rodadura; el artículo 543 especifica asimismo una ITSr mínima del 90% para mezclas discontinuas y del 85% para mezclas drenantes.



FIGURA 1. Dispositivos de saturación y rotura de las probetas.

3. PLANTEAMIENTO DEL ENSAYO INTERLABORATORIOS

Los ejercicios de intercomparación o ensayos interlaboratorios ('Round Robin Tests', en inglés), consisten en el estudio estadístico de los resultados de las medidas realizadas sobre uno o varios parámetros, desarrolladas independientemente por un cierto número de laboratorios sobre un material dado. Se trata de una herramienta muy utilizada hoy en día por los laboratorios como un modo de obtener información acerca de la capacidad técnica del propio laboratorio, al permitir comparar sus resultados analíticos en un determinado ensayo con el de otros laboratorios de similar ámbito, siendo complementarios con otras técnicas conocidas de aseguramiento de la calidad. Esto es especialmente necesario cuando no se dispone de materiales de referencia trazables, como es el caso de las mezclas bituminosas.

Por otra parte, un ensayo interlaboratorios permite la evaluación de la precisión del método de ensayo en términos cuantitativos, lo que posibilita una adecuada expresión del resultado en términos de incertidumbre asociada al mismo.

Actualmente, los ensayos de intercomparación se desarrollan en numerosas áreas dentro del ámbito de los ensayos físicos, químicos y biológicos. La Comisión Europea ha establecido una base de datos en línea, denominada EPTIS (European Proficiency Testing Information System), que recoge información de los ensayos de intercomparación desarrollados en Europa. Existen varios ensayos en curso sobre mezclas bituminosas, pero ninguno sobre sensibilidad al agua.

3.1. PARTICIPANTES

En este ensayo interlaboratorios han participado las siguientes empresas y centros de investigación: CAMPEZO, ELSAN, SORIGUE, INTROMAC, CEMOSA, CEDEX, REPSOL, JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN, PROAS y CIESM INTEVÍA. En las tablas y figuras aparecen con las denominaciones L1 a L10, que no se corresponden con el orden en que han sido citadas.

3.2. MUESTRAS

El ensayo intercomparación consistió en la determinación de la sensibilidad al agua de una mezcla drenante tipo PA16 fabricada por ELSAN, la cual se distribuyó a los participantes de la siguiente manera:

- Mezcla bituminosa sin compactar con la que cada laboratorio preparó sus probetas aplicando 50 golpes por cara en el compactador por impacto.

- Probetas de la mezcla anterior compactadas con 50 golpes por cara por uno de los laboratorios participantes (ELSAN).

La elección de una mezcla drenante para este estudio se justifica en su elevado contenido de huecos, lo que facilita la accesibilidad del agua. En las mezclas drenantes se determina el porcentaje de huecos en mezcla según UNE-EN 12697-8, para lo cual se precisa determinar previamente la densidad aparente de la mezcla por dimensiones, método descrito en el procedimiento D de la norma UNE-EN 12697-6. El porcentaje de huecos en mezcla se encuentra especificado en el PG-3 y en la serie de normas EN 13108, por lo que al disponer de los valores de densidad aparente por dimensiones (denominada normalmente densidad aparente geométrica), se decidió realizar sobre ellos el mismo estudio estadístico interlaboratorios.

Se repartieron a cada participante una serie de 3+3 probetas de mezcla ya compactada, y una cantidad de mezcla homogénea para la preparación en cada laboratorio de la otra serie de 3+3 probetas.

3.3. METODOLOGÍA

Cada laboratorio informó de los valores individuales de diámetro, longitud, densidad aparente geométrica y resistencias de cada probeta ensayada, y de los valores medios de densidad aparente e ITSr de cada serie de tres ensayos (de las dos series de probetas, en seco y en húmedo).

En resumen, para este estudio, y según la nomenclatura de la norma UNE 82009-2, el análisis se realiza para dos parámetros independientes (densidad aparente geométrica e ITSr), con $n = 3$ mediciones de cada nivel, en $q = 1$ nivel y en $p = 10$ laboratorios.

3.4. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE RESULTADOS

El análisis estadístico de resultados se realiza mediante análisis de la varianza (ANOVA) según las normas UNE 82009-2 y UNE 82009-6 (equivalentes a ISO 5725-2 e ISO 5725-6 respectivamente), referente al método básico para la determinación de la repetibilidad y reproducibilidad de un método de medición normalizado.

Este análisis de los resultados se inicia con un estudio estadístico de los datos aportados por todos los participantes, para determinar si existen valores aberrantes y, en su caso, eliminarlos. Con los valores considerados aceptables se calculan el

valor medio, la varianza de repetibilidad intralaboratorio, la varianza de reproducibilidad interlaboratorios y la reproducibilidad total asociada al método.

Por último, se compara el valor de reproducibilidad obtenido con el valor de referencia indicado en la norma, y se realiza una estimación de la calidad de los resultados de cada laboratorio clasificándolos en categorías.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. ENSAYO DE SENSIBILIDAD AL AGUA

Los resultados obtenidos de resistencia a tracción indirecta (RTI) y de ITSR, en %, se recogen en la Tabla 1.

Según la norma UNE 82009-2, a partir de todos los resultados de ensayo se debe realizar, en primer lugar, un examen de consistencia e incompatibilidad de los resultados mediante técnicas numéricas, basadas en el ensayo de Cochran, para detectar la variabilidad intra-laboratorios (a partir de las réplicas de cada laboratorio), y después el ensayo de Grubbs para la inter-laboratorios (con los valores medios).

En este caso, la variabilidad de los resultados intralaboratorios o repetibilidad no puede ser evaluada mediante el ensayo de Cochran, ya que cada laboratorio ha obtenido un solo resultado de ITSR para cada una de las series ensayadas (mezcla PA16 compactada por ELSAN y mezcla compactada por cada laboratorio). En todo caso, esta repetibilidad puede

considerarse en principio aceptable ya que la norma de ensayo UNE EN 12697-23 indica que el resultado es válido si la diferencia de los resultados individuales de RTI respecto al promedio de cada serie de tres ensayos es menor del 17%, condición que se cumple en todos los laboratorios, si bien este valor de referencia ha sido establecido a 10°C.

Para confirmar lo anterior, se decidió aplicar el ensayo de Cochran a los valores de RTI dentro de las series de tres probetas ensayadas, aplicando el criterio de la norma:

- Si el estadístico C del ensayo es menor o igual que el valor crítico tabulado para un nivel de confianza del 95%, el dato es correcto.
- Si el estadístico C del ensayo es mayor que el valor crítico al 95% y menor que el valor crítico al 99%, el dato se considera extraño y se indica por medio de un asterisco sencillo.
- Si el estadístico C es mayor que el valor crítico al 99%, el resultado es estadísticamente incompatible (aberrante) y se indica por un doble asterisco.

Como se indica en la Tabla 2, los valores de C de cada serie son inferiores al valor crítico de C para $p = 10$, $n = 3$ y 95% de probabilidad, por lo que las varianzas de repetibilidad de las series pueden considerarse como significativamente semejantes, lo que posibilita proseguir con el análisis estadístico de la varianza inter-laboratorios.

Laboratorio	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	Promedio	
Sensibilidad de la mezcla con probetas compactadas por ELSAN												
	prob. n°											
RTI seco, MPa	1	1,394	1,219	1,204	1,048	1,069	0,967	1,045	1,226	1,147	1,129	
	2	1,368	1,166	1,161	1,050	1,276	1,055	1,076	0,941	1,074	1,013	
	3	1,313	1,174	1,155	1,187	1,200	0,985	0,994	1,138	1,047	0,978	
	media	1,358	1,186	1,173	1,095	1,182	1,002	1,038	1,102	1,089	1,040	1,127
RTI húmedo, MPa	4	1,344	0,888	0,888	1,118	1,312	0,767	1,012	1,029	1,017	0,870	
	5	1,283	0,93	1,137	1,007	1,070	0,811	0,914	0,969	1,003	0,921	
	6	1,255	0,858	0,915	0,959	1,174	0,821	1,106	1,043	0,996	0,960	
	media	1,294	0,892	0,980	1,028	1,185	0,800	1,011	1,014	1,005	0,917	1,013
ITSR, %		95	75	84	94	100	80	97	92	92	88	90
Sensibilidad de la mezcla con probetas compactadas por cada laboratorio												
RTI seco, MPa	7	1,510	1,214	1,163	1,249	1,212	1,043	1,280	1,261	1,025	1,143	
	8	1,393	1,194	1,297	1,289	1,182	1,055	1,089	1,170	1,059	1,077	
	9	1,409	1,207	1,296	1,185	1,096	1,108	1,222	1,316	1,046	1,109	
	media	1,437	1,205	1,252	1,241	1,163	1,069	1,197	1,249	1,043	1,110	1,197
RTI húmedo, MPa	10	1,177	0,962	0,973	1,259	1,098	0,846	1,147	1,122	0,970	1,003	
	11	1,294	0,913	0,962	1,158	1,027	0,813	1,167	1,137	0,983	1,058	
	12	1,426	0,955	1,207	1,229	1,140	0,926	1,043	1,082	0,953	1,018	
	media	1,299	0,943	1,047	1,215	1,088	0,862	1,119	1,114	0,969	1,026	1,068
ITSR, %		90	78	84	98	94	81	94	89	93	92	89

TABLA 1. Resultados de resistencia a tracción indirecta e ITSR de cada laboratorio.

Laboratorio		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10
Sensibilidad de la mezcla en probetas compactadas por ELSAN											
Serie RTI seco	s, MPa	0,041	0,029	0,027	0,080	0,105	0,046	0,041	0,146	0,052	0,079
	s ²	0,002	0,001	0,001	0,006	0,011	0,002	0,002	0,021	0,003	0,006
	C	0.389									
	C crit. 95%	0.445									
Serie RTI húmedo	s, MPa	0,046	0,036	0,137	0,082	0,121	0,029	0,096	0,039	0,011	0,045
	s ²	0,002	0,001	0,019	0,007	0,015	0,001	0,009	0,002	0,000	0,002
	C	0.328									
	C crit. 95%	0.445									
Sensibilidad de la mezcla en probetas compactadas por cada laboratorio											
Serie RTI seco	s, MPa	0,063	0,010	0,077	0,052	0,060	0,035	0,098	0,074	0,017	0,033
	s ²	0,004	0,000	0,006	0,003	0,004	0,001	0,010	0,005	0,000	0,001
	C	0.282									
	C crit. 95%	0.445									
Serie RTI húmedo	s, MPa	0,125	0,027	0,138	0,052	0,057	0,058	0,067	0,028	0,015	0,028
	s ²	0,016	0,001	0,019	0,003	0,003	0,003	0,004	0,001	0,000	0,001
	C	0.373									
	C crit. 95%	0.445									

TABLA 2. Estudio de valores aberrantes en las series de RTI según Cochran.

En el ensayo de Grubbs simple se aplican, para el estadístico G, los mismos criterios antes enunciados sobre el C, para identificar resultados anómalos y aberrantes entre los valores de ITSR inter-laboratorios. Si no se determina en primera instancia la presencia de valores aberrantes mediante el ensayo de Grubbs simple, debe aplicarse entonces el ensayo doble de Grubbs, con criterios contrarios a los anteriores:

- Si el estadístico Gd del ensayo es mayor o igual que el valor crítico tabulado para un nivel de confianza del 95%, el dato es correcto.
- Si el estadístico Gd del ensayo es menor que el valor crítico al 95% y mayor que el valor crítico al 99%, el dato se considera extraño y se indica por medio de un asterisco sencillo.
- Si el estadístico Gd es menor que el valor crítico al 99%, el resultado es estadísticamente incompatible (aberrante) y se indica por un doble asterisco.

Los resultados de la aplicación del ensayo Grubbs simple y doble se muestran en la Tabla 3, que indica que todos los resultados de ITSR obtenidos por los laboratorios participantes en el ensayo pueden considerarse aceptables.

Aunque el estudio estadístico indica que no es necesario eliminar valores aberrantes, sí es cierto que existe una considerable dispersión de valores entre los diferentes laboratorios, como se muestra en la Figura 2. Haciendo un análisis de todos los datos se comprueba que el resultado más anómalo es, para el índice de resistencia conservada, el del laboratorio 2, al ser muy inferior al resto. En este caso el resultado en húmedo indica que la resistencia ha bajado de manera considerable con

respecto a su valor en seco. Sería importante analizar aquí, de manera detallada, el proceso llevado a cabo en la determinación de la resistencia en húmedo. Esta situación muestra por tanto la importancia que el desarrollo del ensayo tiene y que puede influir de manera considerable en el resultado final.

Respecto a la desviación estándar inter-laboratorios, la correspondiente a la serie de probetas compactadas por cada laboratorio es algo mejor que la de la serie fabricada por un mismo laboratorio, lo que indica que en este ensayo no influye tanto el proceso de compactación como los procesos de acondicionamiento y rotura de las probetas.

Para corroborar esta hipótesis, se realizó un análisis estadístico de la varianza ANOVA de un factor para tratar de determinar si la compactación realizada en cada laboratorio tiene una influencia significativa en el resultado del ensayo de sensibilidad al agua. Todos los laboratorios utilizan el mismo método y tipo de equipo (norma UNE EN 12697-30) para la compactación de las probetas.

La hipótesis que se pone a prueba en el ANOVA de un factor es que las medias poblacionales de ITSR de las series de probetas compactadas por ELSAN y compactadas por cada laboratorio, son significativamente iguales.

Las hipótesis empleadas para el análisis fueron:

- Hipótesis nula: Las ITSR medias de las dos series son iguales.
- Hipótesis alternativa: Las ITSR medias no son iguales y por tanto la compactación influye.

Cuando p-valor < 0,05, se rechaza la hipótesis nula, y cuando p-valor > 0,05, se acepta.

Laboratorio	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10
Sensibilidad de la mezcla en probetas compactadas por ELSAN										
ITSR, %	95	75	84	94	100	80	97	92	92	88
ITSR prom., %	90									
Desv.est., %	7.9									
G	1.860	1.227	0.721	0.215	0.291	0.291	0.544	0.671	0.924	0.130
G crit. 95%	2.290									
Gd sup.	0.316									
Gd inf.	0.648									
Gd crit. 95%	0.186									
Sensibilidad de la mezcla en probetas compactadas por cada laboratorio										
ITSR, %	90	78	84	98	94	81	94	89	93	92
ITSR prom., %	89									
Desv.est., %	6.4									
G	1.775	1.302	0.828	0.039	0.118	0.434	0.592	0.670	0.749	1.380
G crit. 95%	2.290									
Gd sup	0.330									
Gd inf.	0.662									
Gd crit. 95%	0.186									

TABLA 3. Estudio de valores aberrantes en los resultados de ITSR según Grubbs.

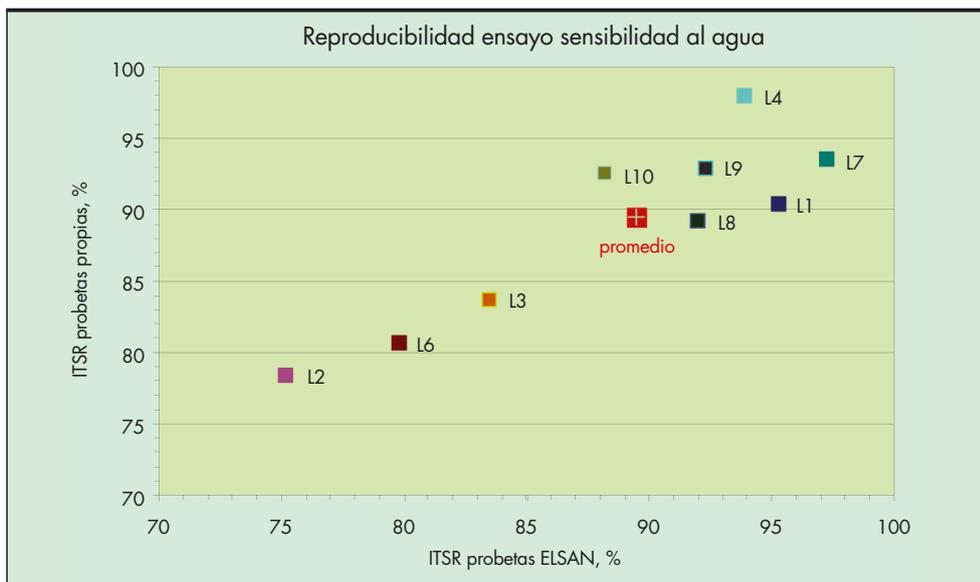


FIGURA 2. Reproducibilidad inter-laboratorios en ensayo de sensibilidad al agua.

TABLA 4. Desviación estándar inter-laboratorios y coeficiente de variación de las ITSR.

	Desv. Est. Inter-lab ejercicio, %	Desv. Est. Inter-lab UNE-EN 12697-12, %	C.V., %
Probetas compactadas por ELSAN	7.9	8	9
Probetas compactadas por cada laboratorio	6.4	8	7

	Suma de cuadrados	G.L.	Media cuadrática	F	F crit.	p-valor
Entre grupos	0.8	1	0.8	0.01	4.41	0.90
Intra grupos	928.2	18	51.6			
Total (corr.)	929.0	19	52.4			

TABLA 5. ANOVA simple para sensibilidad al agua de probetas ya compactadas y compactadas por cada laboratorio.

En la Tabla 5 se muestra el ANOVA realizado con EXCEL® donde se descompone la varianza de densidades propias en dos componentes: un componente entre grupos y un componente dentro de los grupos. El F-ratio, que en este caso es igual a 0,01, es el cociente de la estimación entre grupos y la estimación dentro de los grupos. Puesto que el p-valor del test F es superior a 0,05, se acepta la hipótesis nula y puede afirmarse que no hay diferencia estadísticamente significativa entre las densidades medias obtenidas en probetas ya compactadas y las compactadas por cada laboratorio, con un 95,0% de probabilidad.

Si consideramos, en base a lo anterior, que los dos grupos de probetas, las compactadas por ELSAN y las compactadas por cada laboratorio con compactadores distintos son iguales, se pueden determinar exactamente las desviaciones estándar de repetibilidad (s_r), interlaboratorios (s_L), y la combinación aditiva de ambas, que es la verdadera reproducibilidad (s_R). Los cálculos se han realizado mediante las expresiones indicadas en los apartados 7.4.4 y 7.4.5 de la norma UNE 82009-2, para $p = 10$, $n = 2$ y $q = 1$. Los valores obtenidos para ambas mezclas se presentan en la Tabla 6. También se incluyen en esta tabla los límites de repetibilidad (r) y reproducibilidad (R) del método con un nivel de probabilidad del 95%, según el apartado 4.1.2 de la norma UNE 82009-6.

Los límites de repetibilidad y reproducibilidad del método (r y R) se calculan según UNE 82009-6, multiplicando los valores de s_r y s_R por 2,8. R es el valor que debería acompañar como valor de incertidumbre de cualquier resultado individual realizado por un laboratorio de los participantes de este estudio, para poder asegurar con un 95% de probabilidad que el

valor verdadero se encuentra en ese intervalo. En este caso, los valores de r y R son inferiores a los valores de referencia indicados en la norma de ensayo UNE EN 12697-12 para un ensayo interlaboratorios realizado en Estados Unidos, y también muy inferiores a los de la antigua norma NLT-162 ($r = 17\%$ y $R = 51\%$).

Por último, la evaluación de la capacidad técnica de cada laboratorio se realiza normalmente por medio de la puntuación Z-score, que se calcula a partir de la fórmula: $Z = (x-m)/s_L$, donde x es el valor de ITSR, en %, obtenido por cada laboratorio participante, m es el valor asignado, en este caso el valor promedio, y s_L es la desviación estándar interlaboratorios. La interpretación que se da a Z es la siguiente: si el valor absoluto de Z es menor de 2, el resultado del laboratorio se considera satisfactorio, si se encuentra entre 2 y 3 se considera bajo sospecha y si excede el valor de 3 se considera insatisfactorio. Como se aprecia en la Tabla 6, puede considerarse que todos los laboratorios han obtenido resultados satisfactorios en la determinación de ITSR.

4.2. ENSAYO DE DENSIDAD APARENTE GEOMÉTRICA

Los resultados de la determinación de densidad aparente geométrica, según UNE-EN 12697-6, se muestran en la Tabla 7 y en la Figura 3. En primer lugar, se aplicó el criterio de Cochran a las series de seis probetas iguales, siendo precisa la eliminación de un valor aberrante del L1 en la serie correspondiente a probetas compactadas por cada laboratorio, que es la que presenta una menor repetibilidad.

Con los valores promedio de cada serie se aplicó el criterio de Grubbs de la forma indicada anteriormente, resultando to-

Laboratorio	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	
ITSR, %	Muestra 1	90	78	84	98	94	81	94	89	93	92
	Muestra 2	95	75	84	94	100	80	97	92	92	88
Promedio, %	93	77	84	96	97	81	96	91	93	90	
Z-score	0.4	1.9	0.9	0.9	1.0	1.3	0.9	0.1	0.4	0.0	
s_i , %	3,5	2,1	0,0	2,8	4,2	0,7	2,1	2,1	0,7	2,8	
Promedio ejercicio, %	90										
s_r , %	2.5										
s_L , %	7.0										
s_R , %	7.1										
	Ensayo interlaboratorio					Valor orientativo UNE-EN 12697-12					
r, %	7					15					
R, %	20					23					

TABLA 6. Estimación del límite de reproducibilidad del método UNE-EN 12697-12.

Laboratorio	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10
Densidad de la mezcla en probetas compactadas por ELSAN										
n	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Promedio, kg/m ³	2024	2011	2017	2025	2028	2012	2027	2012	2016	1988
si, kg/m ³	16.3	16.8	21.3	14.4	20.5	7.4	20.4	22.7	19.7	12.3
s ²	265	284	452	206	847	55	415	517	389	151
C	0.236									
C crit 95%	0.303									
Densidad de la mezcla en probetas compactadas por cada laboratorio										
n	5	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Promedio, kg/m ³	2030	2034	2001	2023	2000	2035	2025	2030	2003	1996
si, kg/m ³	20,7	20,5	13,4	7,8	3,5	8,5	4,1	10,3	9,5	18,3
s ²	427	417	179	60	12	71	16	105	90	336
C	0.249									
C crit 95%	0.303									

TABLA 7. Estudio de valores aberrantes en las series de densidad según Cochran.

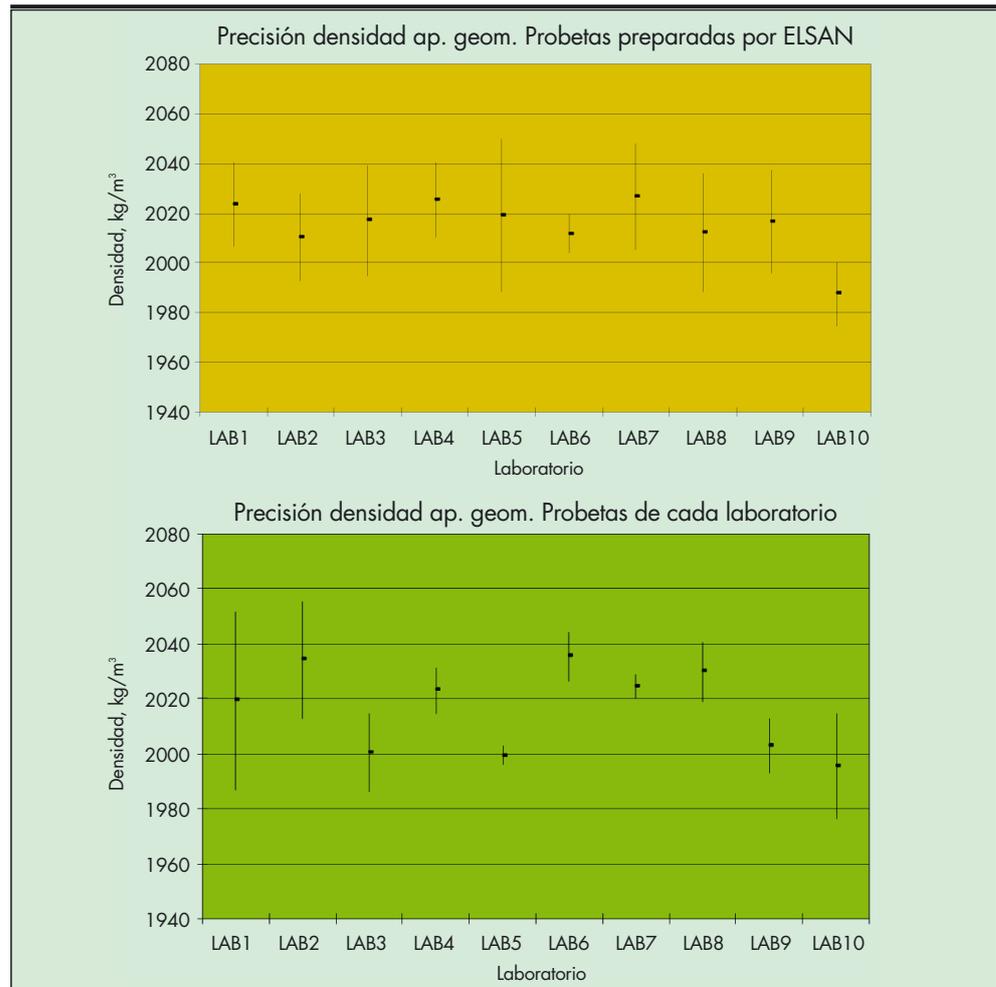


FIGURA 3. Densidad aparente geométrica según UNE-EN 12697-6.

EJERCICIO ESPAÑOL INTERLABORATORIOS SOBRE EL ENSAYO DE SENSIBILIDAD AL AGUA DE MEZCLAS BITUMINOSAS

Laboratorio	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10
Densidad de la mezcla en probetas compactadas por ELSAN										
Densidad, kg/m ³	2024	2011	2017	2025	2028	2012	2027	2012	2016	1988*
Prom.ejerc., kg/m ³	2016									
Desv.est, kg/m ³	11									
G	0.797	0.374	0.167	0.887	0.347	0.284	1.067	0.284	0.122	2.445
G crit 95%	2.290									
G crit 99%	2.482									
Gd sup	0.733									
Gd inf.	0.210									
Gd crit 95%	0.186									
Densidad de la mezcla en probetas compactadas por cada laboratorio										
Densidad, kg/m ³	2030	2034	2001	2023	2000	2035	2025	2030	2003	1996
Prom.ejerc., kg/m ³	2017									
Desv.est, kg/m ³	16									
G	0.781	1.031	1.060	0.345	1.122	1.112	0.438	0.781	0.904	1.403
G crit 95%	2.290									
G crit 99%	2.482									
Gd sup	0.553									
Gd inf.	0.680									
Gd crit 95%	0.186									

TABLA 8. Estudio de valores aberrantes en los resultados de densidad según Grubbs.

dos los valores aceptables, aunque el resultado del L10 habría de calificarlo como “extraño”, según se indica en la Tabla 8.

La reproducibilidad inter-laboratorios se representa en la Figura 4, donde se observa que los valores obtenidos por nueve

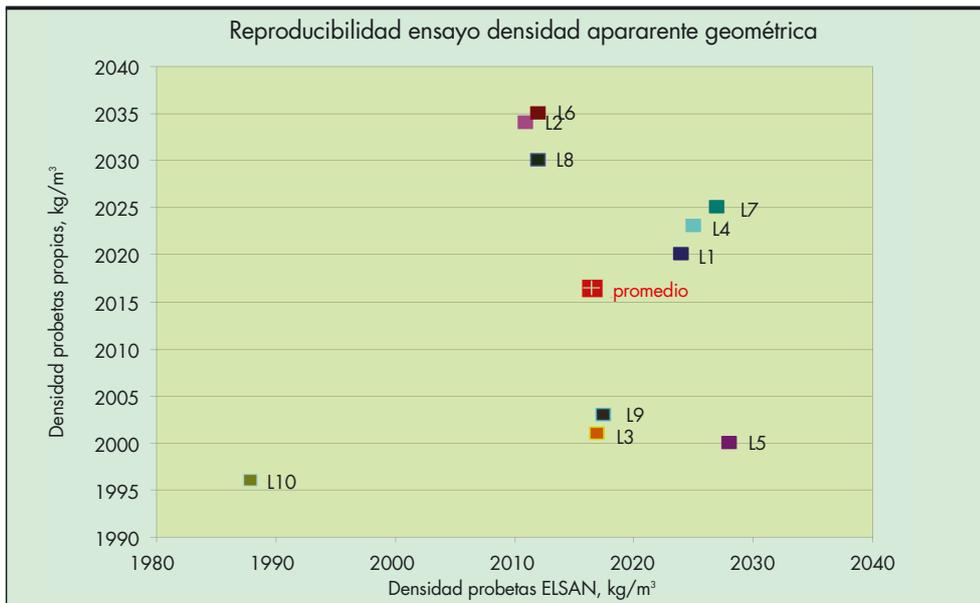


FIGURA 4. Reproducibilidad inter-laboratorios en el ensayo de densidad aparente geométrica.

Laboratorio	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10
Densidad de la mezcla en probetas compactadas por ELSAN										
Densidad, kg/m ³	2024	2011	2017	2025	2028	2012	2027	2012	2016	1988*
Prom.ejerc., kg/m ³	2016									
s _i , kg/m ³	16.3	16.8	21.3	14.4	20.5	7.4	20.4	22.7	19.7	12.3
Z-score	0.9	0.5	0.1	1.0	1.3	0.4	1.2	0.4	0.0	3.0
s _r , kg/m ³	17.7									
s _L , kg/m ³	9.3									
s _R , kg/m ³	20.0									
	Ensayo interlaboratorio					Valor informativo UNE-EN 12697-6*				
r, kg/m ³	50					25				
R, kg/m ³	56					39				
Densidad de la mezcla en probetas compactadas por cada laboratorio										
Densidad, kg/m ³	2030	2034	2001	2023	2000	2035	2025	2030	2003	1996
Prom.ejerc., kg/m ³	2017									
s _i , kg/m ³	20.7	20.5	13.4	7.8	3.5	8.5	4.1	10.3	9.5	18.3
Z-score	0.9	1.2	1.1	0.4	1.2	1.2	0.5	0.9	1.0	1.4
s _r , kg/m ³	12.9									
s _L , kg/m ³	14.8									
s _R , kg/m ³	19.6									
	Ensayo interlaboratorio					Valor informativo UNE-EN 12697-6*				
r, kg/m ³	36					24				
R, kg/m ³	55					39				
*: calculados según las expresiones indicadas en los apartados 11.1 y 11.2 de la norma UNE-EN 12697-6 para el método de superficie saturada seca, para una mezcla PA-16.										

TABLA 9. Estimación del límite de reproducibilidad del método de densidad aparente geométrica UNE-EN 12697-6, procedimiento D.

de los diez laboratorios se distribuyen alrededor del valor promedio, mientras que el valor correspondiente al L10, aunque no se considera aberrante estadísticamente, parece afectado de un sesgo importante.

Esto queda confirmado en la evaluación de la capacidad técnica de cada laboratorio mediante el factor Z, cuyo valor indica que los resultados del laboratorio L10 se encuentran bajo sospecha, como puede verse en la Tabla 9.

Los cálculos de los valores medios y desviaciones típicas de repetibilidad (s_r) y reproducibilidad (s_R) se realizan mediante las expresiones indicadas en los apartados 7.4.4 y 7.4.5 de la norma UNE 82009-2, para p = 10, n = 5 ó 6 y q = 1. Los valores obtenidos para ambas series de probetas se presentan en la Tabla 9.

A pesar de ser un método muy sencillo, los resultados de repetibilidad y reproducibilidad de la densidad aparente obtenida por el método geométrico resultan peores que los valores informativos indicados en la norma para el método de densidad por superficie saturada seca, que es más laborioso. Esto podría ser debido a la irregularidad de las dimensiones en altura y diámetro de las probetas, lo que podría requerir

de una medida más rigurosa de esas dimensiones en el laboratorio.

Es preciso señalar que, para las mezclas bituminosas en caliente, este valor de reproducibilidad en la densidad geométrica podría suponer unas diferencias entre laboratorios de hasta un 2% en el cálculo del porcentaje de huecos en mezcla.

Por último, se realizó un análisis estadístico de la varianza ANOVA de un factor para tratar de determinar si la compactación tiene una influencia significativa en el resultado del ensayo de densidad aparente geométrica. Este análisis se llevó a cabo en los mismos términos que el realizado para la ITSR.

En la Tabla 10 se descompone la varianza de densidades propias en dos componentes: un componente entre grupos y un componente dentro de los grupos. El p-valor resulta superior a 0,05, por lo que no hay diferencia estadísticamente significativa entre las densidades medias obtenidas en probetas ya compactadas y compactadas por cada laboratorio, con un 95,0% de probabilidad, lo que indica que la etapa de compactación no influye significativamente en el resultado.

TABLA 10. ANOVA simple para densidad de probetas ya compactadas y compactadas por cada laboratorio.

	Suma de cuadrados	G.L.	Media cuadrática	F	F crit.	p-valor
Entre grupos	14.45	1	14.45	0.07	4.41	0.79
Intra grupos	3480.1	18	193.34			
Total (corr.)	3494.55	19	207.79			

5. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados de los ensayos y del estudio estadístico realizado para evaluar la precisión de los ensayos de sensibilidad al agua y de densidad aparente geométrica exigidos en la nueva normativa de mezclas bituminosas, pueden establecerse las siguientes conclusiones:

1. El estudio estadístico de resultados de sensibilidad al agua muestra que no es necesaria la eliminación de ningún valor aberrante en los resultados de los diez laboratorios participantes, siendo la repetibilidad de los resultados de RTI mejor que la indicada en la norma de ensayo.
2. La reproducibilidad de los ensayos de ITSR es mejor en la serie de probetas compactadas por cada laboratorio que en la serie de probetas compactadas por ELSAN, lo que indica que en este ensayo no influye tanto el proceso de compactación como los de acondicionamiento y rotura de las probetas.
3. Aunque estadísticamente no se estima la necesidad de eliminar valores aberrantes en el ensayo de sensibilidad al agua, existe una notable dispersión de resultados entre los laboratorios, y al eliminar valores extremos no se observa gran variación en el valor promedio, lo que indica que el método es muy sensible a las particularidades de cada laboratorio.
4. En cualquier caso, los resultados de los límites de repetibilidad y reproducibilidad obtenidos son mejores que los valores de referencia indicados en la norma de ensayo, y también mejores que los de la antigua norma NLT-162.
5. En el ensayo de densidad aparente geométrica, los resultados de los diez laboratorios presentan una mayor dispersión en las probetas fabricadas por cada uno de ellos, lo que indica que en este ensayo, y como ya se ha puesto de manifiesto en otros ejercicios interlaboratorios, es importante la sistemática de la preparación y compactación de las probetas.
6. A pesar de ser un ensayo más sencillo, la repetibilidad y reproducibilidad obtenidas en el ensayo de densidad geométrica son peores que las indicadas en la norma para el método de densidad por superficie saturada seca.
7. Conviene señalar que la reproducibilidad obtenida en el ensayo de densidad geométrica podría traducirse en una variación del resultado de contenido de huecos en mezcla de hasta un $\pm 2\%$ entre los resultados de dos laboratorios distintos.
8. En definitiva, se demuestra que, al igual que en otros ensayos de mezclas bituminosas, los ensayos de sensibilidad al agua y densidad aparente geométrica resultan ser, en general, poco robustos, requiriendo de un control riguroso de todo el proceso y del equipamiento del ensayo. Es por ello muy conveniente seguir realizando ensayos interlaboratorios con carácter periódico.

6. BIBLIOGRAFÍA Y NORMAS PARA CONSULTA

Rubio, B. “Las nuevas normas de ensayo de mezclas UNE-EN 12697”. Jornada Mezclas bituminosas el Mercado CE, Zaragoza octubre 2007.

Marrón, J.O., Rubio B. y Pérez, F.J. “Ensayo español interlaboratorios de pista”. Ingeniería Civil, Vol. 154, Pág. 59-70, Junio 2009.

Wernimont, G.T. “Use of Statistics to Develop and Evaluate Analytical Methods” AOAC International, Arlington, Virginia (USA), 1993.

Perruchet C. y Priel, M. “Estimación de la incertidumbre. Medidas y ensayos” AENOR, 2000.

Orden Circular 24/2008 sobre el Pliegos de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes. Artículo 543: Mezclas bituminosas para capas de rodadura, mezclas drenantes y discontinuas. Ministerio de Fomento, 2008.

UNE-EN 13108-2. Mezclas bituminosas. Especificaciones de materiales. Parte 2: Mezclas bituminosas para capas delgadas.

UNE-EN 13108-7. Mezclas bituminosas. Especificaciones de materiales. Parte 7: Mezclas bituminosas drenantes.

UNE-EN 13108-20. Mezclas bituminosas. Especificaciones de materiales. Parte 20: Ensayos de tipo.

UNE-EN 12697-6. Mezclas bituminosas. Métodos de ensayo para mezclas bituminosas en caliente. Parte 6: Determinación de la densidad aparente de probetas bituminosas por el método hidrostático.

UNE-EN 12697-8. Mezclas bituminosas. Métodos de ensayo para mezclas bituminosas en caliente. Parte 6: Determinación del contenido de huecos en las probetas bituminosas.

UNE-EN 12697-12. Mezclas bituminosas. Métodos de ensayo para mezclas bituminosas en caliente. Parte 12: Determinación de la sensibilidad al agua de las probetas de mezcla bituminosa.

UNE-EN 12697-23. Mezclas bituminosas. Métodos de ensayo para mezclas bituminosas en caliente. Parte 23: Determinación de la resistencia a la tracción indirecta de probetas bituminosas.

UNE-EN 12697-30. Mezclas bituminosas. Métodos de ensayo para mezclas bituminosas en caliente. Parte 30: Preparación de la muestra con compactador de impactos.

UNE 82009. Exactitud (veracidad y precisión) de resultados y métodos de medición. Parte 2: Método básico para la determinación de la repetibilidad y reproducibilidad de un método de medición normalizado. Parte 6: Utilización en la práctica de los valores de exactitud.

Norma NLT-162/01 Efecto del agua sobre la cohesión de las mezclas bituminosas compactadas (ensayo de inmersión-compresión), CEDEX, Ministerio de Fomento.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su gratitud a las empresas y organismos participantes: CAMPEZO, CEDEX, CEMOSA, CIESM INTEVÍA, ELSAN, INTROMAC, JUNTA CASTILLA Y LEÓN, PROAS, REPSOL y SORIGUÉ.

La movilidad como factor territorial dominante en la emisión de gases de efecto invernadero

LAURA CRESPO GARCÍA (*), M^a MAR MONTANÉ LÓPEZ (**), ALBERTO GARCÍA CORTÉS (***)
y FERNANDO JIMÉNEZ ARROYO (****)

RESUMEN El transporte y la generación de energía son los dos sectores dominantes en el balance global de consumo de energía y por tanto de emisiones de gases de efecto invernadero.

La ubicación de instalaciones para la generación de energía obedece a razones estratégicas del suministro de energía del territorio español, mientras que el transporte es una actividad económica muy relacionada con el tejido productivo y con las diferentes características territoriales: densidad de población, situación geográfica en relación con el conjunto, organización espacial eficiente, etc.

El análisis de estos factores permite priorizar en orden de eficiencia energética las diferentes estrategias para conseguir una economía menos dependiente de los combustibles fósiles, centrada en actividades de mayor valor añadido, y que responda a las limitaciones y fortalezas de la realidad española.

MOBILITY AS A TERRITORIAL KEY FACTOR IN THE EMISSION OF GREENHOUSE GASES

ABSTRACT *Transport and energy generation are the two dominant sectors in the overall balance of energy consumption, and thus of greenhouse gases emissions.*

Placement of energy generation plants responds to strategic reasons related to energy supply in the Spanish territory, while transport is an economic activity tightly related to the productive structure and territorial characteristics: density of population, geographic situation, efficient space organization, etc.

The analysis of these factors enables to prioritize different strategies according to their energetic efficiency in order to pursue an economy less dependent of fossil fuels, focused in activities of higher added value and that keeps in mind limits and strengths of Spanish reality.

Palabras clave: Transporte por carretera, Renta per cápita/emisiones de gases de efecto invernadero, Renta per cápita/población, CO₂ eq /PIB, CO₂ eq del transporte/población, Organización del territorio.

Keywords: Road transport, Per capita income/greenhouse gases emission, Per capita income/population, CO₂ eq/GDP, Transport CO₂ eq/population, Territorial planning.

1. INTRODUCCIÓN

Ha de llegar un tiempo donde la actividad económica no se pueda evaluar con la estimación de las emisiones de gases de

efecto invernadero (GEI) porque la economía no tenga como soporte energías procedentes de combustibles fósiles. Sin embargo, las últimas décadas se han caracterizado por una dependencia absoluta de la economía del carbono y de otras

(*) Jefa de Área de Contaminación Atmosférica y Cambio Climático. Ingeniero Agrónomo. Área de Contaminación Atmosférica y Cambio Climático. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

(**) Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Área de Contaminación Atmosférica y Cambio Climático. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

(***) Contratado laboral temporal I+D. Licenciado en Ciencias Físicas. Área de Contaminación Atmosférica y Cambio Climático. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

(****) Contratado laboral temporal I+D. Licenciado en Ciencias Ambientales. Área de Contaminación Atmosférica y Cambio Climático. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

energías no renovables, como la nuclear. Seguir el rastro del carbono en los distintos pueblos o regiones permite desentrañar aspectos diferentes de su realidad territorial. Así, para evaluar esta huella la Unión Europea (UE) ha puesto en marcha metodologías de cuantificación de las emisiones de GEI y otros gases contaminantes conocidas como CORINE AIRE. Estos instrumentos responden a los compromisos europeos contraídos en materia de medio ambiente para comparar la evolución de las emisiones en el conjunto de Estados miembros de la UE. Esta herramienta hace un recorrido por todas las actividades productivas susceptibles de generar emisiones de GEI; lo que posibilita comparar, medir y valorar los comportamientos de los distintos territorios en el tiempo.

No obstante, de entre todas las actividades recogidas por CORINE AIRE, este documento reflexiona y valora sobre todo las actividades de generación de energía y del transporte, por tratarse de sectores económicos de mucho peso en el conjunto de las emisiones de GEI globales (60%) y con significación en los indicadores de renta. La generación de energía merece un apunte particular porque obedece a razones estratégicas definidas desde el propio Estado, Gobierno central, y responde a la necesidad de que todo Estado tiene de abastecer y cubrir las necesidades de suministro de energía en los diferentes territorios. Así, el suministro y abastecimiento en energía de los grandes núcleos de población ha de responder a soluciones de compromiso, puesto que, por un lado, los emplazamientos de las centrales de generación eléctrica no deben estar muy lejos de los grandes núcleos de población para evitar en todo lo posible las pérdidas que su transporte origina, y por otro lado, las instalaciones de generación energética no se deberían ubicar próximas a territorios densamente poblados, donde se aumentaría la presión sobre el territorio con la consiguiente pérdida de calidad de vida de sus habitantes.

Sin embargo, la movilidad en un territorio obedece a muchas razones: trabajo, ocio, acceso a los servicios, como soporte de diferentes actividades productivas, etc. El análisis de las emisiones procedentes del transporte permite investigar las relaciones de conexión existentes en una comunidad autónoma tanto entre sus núcleos territoriales como con el resto del territorio nacional, y en consecuencia entender la especialización del mismo en todo el entramado poblacional.

Cruzar la información de las variables vinculadas al sector del transporte posibilita no sólo asomarse a la realidad territorial, sino que permite también poner al descubierto las deficiencias de información que el sistema estadístico tiene sobre estos temas, en parte motivadas por las características de la distribución competencial que otorga la Constitución Española a las diferentes Administraciones territoriales: Estado Central, Comunidades Autónomas y Entidades Locales. En esta tarea de búsqueda de información y de interpretación de datos estadísticos, se observa como en los datos relativos a la movilidad tanto de personas como de mercancías existe un apagón informativo en lo que se refiere a las áreas urbanas, vacío que se suple con estimaciones procedentes de distintos modelos de movilidad, diseñados "ad hoc" por grupos de investigación y que al menos suponen un avance de aproximación a la realidad, que van acotando así las incertidumbres existentes.

España está integrada por un mosaico de comunidades autónomas que ha ido evolucionando hasta nuestros días, en función de diferentes comportamientos sociales, económicos, culturales, históricos... En lo que a movilidad se refiere, las comunidades autónomas (CC. AA.) han seguido diferentes tendencias, dentro de un marco de avance general común en todo el territorio nacional. En este documento se pretende relacionar diferentes macromagnitudes territoriales, relacionadas con el transporte y con las emisiones que éste genera, desde el

año considerado de referencia (1990) hasta 2006, para comprobar el grado de consistencia de las diferentes variables analizadas y evaluar el comportamiento experimentado en cada comunidad autónoma. El análisis recorrerá la España peninsular, dejando para otra ocasión la España insular, que se organiza por otro tipo de patrones (autoabastecimiento de energía, transporte multimodal en sus relaciones externas, y fuerte dependencia de su actividad principal, el turismo).

A lo largo del documento se irá valorando cómo influyen las variables de renta per cápita y población en el aumento de las emisiones de GEI. Para ello, se empieza primero a describir las tendencias seguidas en España en cuanto a crecimiento de renta y población, para continuar después relacionándolo con los comportamientos de las emisiones de GEI.

2. EVOLUCIÓN DE LA RENTA PER CÁPITA Y DE LA POBLACIÓN EN LAS DIFERENTES CC. AA. INCIDENCIA EN LA EMISIÓN DE GASES DE EFECTO INVERNADERO

El PIB/hab es un indicador que se utiliza en las sociedades modernas para medir el crecimiento económico de una organización territorial sin contemplar otras variables de interés para el ciudadano, como son las variables medioambientales, de bienestar social, etc. Este indicador es la medida del poder de generación de la renta por cada habitante, es decir, lo que le toca a cada ciudadano que pertenece a una unidad territorial. Para todo el período de referencia (1990 – 2006), en todas las comunidades autónomas se ha producido un aumento de renta, dándose además en la mayoría de ellas un aumento de población (véase la Tabla 1). La Tabla 2 muestra las comunidades autónomas ordenadas según diferentes parámetros relacionados con las emisiones a la atmósfera, la renta y la población. La comunidad con mayor nivel de renta por habitante ha sido Madrid, mientras que Extremadura se ha mantenido como la comunidad de menor nivel de renta por habitante. En general, en todas las comunidades que integran la España peninsular el crecimiento del PIB/hab ha sido semejante en los años de estudio, produciéndose algunas alteraciones de un año a otro en la secuencia de CC. AA. ordenadas según su PIB/hab (véase la Tabla 2).

En el conjunto del espectro de comunidades autónomas que cuentan con el PIB/hab más alto en el año 2006 están Madrid, País Vasco, Navarra y Cataluña, en el otro extremo se posicionan Asturias, Galicia, Murcia, Castilla - La Mancha, Andalucía y Extremadura. La Comunidad Valenciana en el año 1995, Castilla y León en 2006, y Cantabria en 1995 y 2006, son las comunidades que se disputan los valores de la mediana de la variable PIB/hab en el período mencionado. En el grupo de comunidades de cabeza, como se ha dicho está el País Vasco, que a lo largo de los últimos años ha ido mejorando la posición en cuanto a este indicador, llegando a superar a Navarra. En el grupo de comunidades con menor PIB/hab, se encuentra, como se ha comentado, Galicia, que ha mejorado en relación a Murcia y a Castilla - La Mancha.

En general, las comunidades con menor PIB/hab son las que mantienen mayores tendencias de crecimiento medio, con la excepción del País Vasco que mantiene una tendencia media de crecimiento muy alta, aunque su ratio PIB/hab es de los más altos. Por el contrario, Castilla - La Mancha integra el grupo de comunidades con los niveles más bajos de crecimiento medio, y con una tendencia de crecimiento de este indicador también baja.

En el caso español, la población es otro factor de importancia en la generación de emisiones de GEI. Por ello, se pasa a continuación a analizar la distribución y evolución de la población en el territorio español.



FIGURA 1. Densidad de población en las provincias españolas (censo a 1 de enero de 2006).
Fuente: Instituto Nacional de Estadística.

La Figura 1 muestra los datos de densidad de población en las provincias españolas según el Instituto Nacional de Estadística de 2006. La distribución espacial de la población española tiende a concentrarse en grandes aglomeraciones urbanas, localizadas principalmente en las zonas costeras, en los entornos próximos a grandes ciudades como Madrid, y en menor medida a lo largo del valle del Ebro y Guadalquivir. Asimismo se tiende al abandono de amplias zonas del territorio, como ocurre en buena parte de Castilla y León y en la Galicia interior.

Con la excepción de Madrid, todas las provincias encuadradas en el primer y segundo intervalo de mayor densidad de población de la Figura 1 se corresponden con regiones costeras. En el tercer intervalo se incluyen Álava, Asturias, Cantabria y gran parte del arco mediterráneo. En líneas generales las provincias de menor densidad de población se distribuyen en el interior peninsular y bordeando Madrid, a excepción de Toledo. Madrid durante mucho tiempo se ha comportado como un gran sumidero de población de las regiones colindantes, y, sin embargo, recientemente se comporta de forma contraria, expulsando parte de su población a provincias limítrofes, transformándolas en las nuevas ciudades dormitorio. También, se hallan en la primera fase del comportamiento descrito en la región de Madrid, territorios como Valladolid y Toledo, que al ser las capitales de Casti-

lla y León y de la Comunidad castellano manchega respectivamente, están absorbiendo población del territorio próximo.

Según datos del Instituto Nacional de Estadística del año 2006 (véase la Figura 2), en las distintas regiones del territorio peninsular en el periodo 1996-2006 se ha producido un crecimiento poco homogéneo, en comparación con el crecimiento poblacional registrado en décadas anteriores. Existen zonas, como Guadalajara y el Corredor del Henares, que han experimentado un fuerte incremento poblacional (superior al 30%), muy por encima de cualquier otro territorio, como consecuencia principalmente de los precios más asequibles de las viviendas y de las buenas redes de comunicación y transporte existentes con la capital (prolongación de la Red de Cercanías de la Comunidad de Madrid, que ha traspasado los límites de la región y se ha adentrado en la provincia de Guadalajara).

Existe otro gran eje de crecimiento poblacional, representado por el arco mediterráneo, con un crecimiento de población en el periodo 1996 - 2006 comprendido entre el 20 y el 30%. Este grupo de provincias estaría representado por las provincias costeras de Almería, Murcia, Alicante, Castellón, Tarragona y Gerona.

En otro orden de magnitud se encuentran provincias cuyo crecimiento de población ha oscilado en este período entre el



FIGURA 2. Incrementos de población en las provincias españolas desde 1996 a 2006.
Fuente: Instituto Nacional de Estadística.

COMUNIDAD AUTÓNOMA	INDICADOR														
	DENSIDAD (hab./km²)			t CO ₂ eq/hab (Todos los sectores productivos)			t CO ₂ eq/hab (Energía)			t CO ₂ eq/hab (Transportes)			t CO ₂ eq/hab (Carretera)		
	AÑO 1990	AÑO 2006	Crec. Med. anual	AÑO 1990	AÑO 2006	Crec. Med. anual	AÑO 1990	AÑO 2006	Crec. Med. anual	AÑO 1990	AÑO 2006	Crec. Med. anual	AÑO 1990	AÑO 2006	Crec. Med. anual
ANDALUCIA	81,06	91,1	0,84%	5,16	8,20	2,18%	1,40	2,80	2,85%	1,06	2,05	3,89%	0,96	1,93	4,20%
ARAGÓN	25,19	26,8	0,47%	13,46	17,73	2,20%	5,61	6,03	2,66%	1,79	2,93	3,70%	1,73	2,91	3,93%
ASTURIAS	106,34	101,5	-0,29%	24,27	28,45	0,70%	12,55	15,44	0,82%	1,11	2,19	3,80%	1,03	2,08	3,89%
CANTABRIA	101,80	108,2	0,44%	7,28	10,19	1,47%	1,14E+03	0,06	49,07%	1,28	2,80	3,59%	1,22	2,64	3,48%
CASTILLA Y LEÓN	27,70	26,8	-0,17%	13,62	17,30	1,12%	5,53	5,60	-0,24%	1,80	3,28	3,85%	1,76	3,22	3,91%
C. LA MANCHA	21,39	24,4	0,93%	10,83	14,49	1,50%	2,17	2,87	3,50%	2,01	3,74	3,60%	1,98	3,71	3,63%
CATALUÑA	192,13	222,3	0,99%	6,19	7,99	1,77%	0,65	1,15	4,80%	1,68	2,21	1,84%	1,54	2,00	1,83%
C. VALENCIANA	167,81	206,7	1,48%	4,60	6,94	1,86%	0,17	0,56	11,66%	1,35	2,33	2,64%	1,25	2,18	2,67%
EXTREMADURA	26,49	26,1	-0,09%	4,87	8,28	3,36%	1,11E+03	0,01	34,97%	1,12	2,26	3,72%	1,08	2,21	3,74%
GALICIA	99,54	94,5	-0,30%	9,84	12,50	1,17%	4,99	5,22	-0,04%	1,16	2,50	4,08%	1,08	2,36	4,15%
LA RIOJA	54,76	63,0	1,05%	6,04	13,51	5,44%	1,14E+03	5,41	339,85%	1,73	2,62	2,26%	1,66	2,53	2,14%
MADRID	626,81	749,0	1,20%	3,20	4,71	2,02%	1,13E+03	0,04	39,37%	1,22	2,01	3,08%	1,04	1,75	3,28%
NAVARRA	53,80	61,4	0,82%	8,39	13,11	3,13%	1,13E+03	1,91	173,07%	1,81	2,68	2,19%	1,74	2,58	2,15%
PAIS VASCO	298,51	294,9	-0,08%	7,71	11,50	2,42%	1,13	3,21	9,36%	1,54	2,19	2,61%	1,46	1,98	2,43%
MURCIA	93,88	121,1	1,73%	5,52	7,73	2,11%	0,94	2,35	10,99%	1,37	2,46	2,87%	1,31	2,41	3,08%

COMUNIDAD AUTÓNOMA	INDICADOR														
	PIB (mil €/hab)			t CO ₂ eq/PIB (Milli €) (Todos los sectores productivos)			t CO ₂ eq/PIB (Milli €) (Energía)			t CO ₂ eq/PIB (Milli €) (Transportes)			t CO ₂ eq/PIB (Milli €) (Carretera)		
	AÑO 1995	AÑO 2006	Crec. Med. anual	AÑO 1995	AÑO 2006	Crec. Med. anual	AÑO 1995	AÑO 2006	Crec. Med. anual	AÑO 1995	AÑO 2006	Crec. Med. anual	AÑO 1995	AÑO 2006	Crec. Med. anual
ANDALUCIA	9,3	13,1	2,52%	617	627	0,26%	192,0	214,3	2,43%	133	156	1,53%	124	145	1,44%
ARAGÓN	13,7	18,6	2,41%	1119	951	-1,12%	481,1	323,2	-1,30%	156	157	0,62%	153	156	0,70%
ASTURIAS	11,1	15,4	2,87%	2323	1853	-1,56%	1216,8	1005,6	-0,19%	128	143	1,01%	124	135	0,86%
CANTABRIA	12,0	16,8	2,63%	660	607	-0,65%	1,3	3,3	18,61%	137	166	1,97%	134	158	1,74%
CASTILLA Y LEÓN	12,0	16,7	2,93%	1205	1039	-1,09%	497,4	336,1	-1,55%	182	197	0,79%	179	193	0,77%
C. LA MANCHA	10,3	13,5	1,81%	1026	1069	0,45%	208,6	211,6	1,84%	227	276	1,87%	225	274	1,90%
CATALUÑA	15,8	20,2	1,84%	479	396	-1,67%	40,7	56,8	3,71%	121	109	-0,89%	113	99	-1,15%
C. VALENCIANA	12,1	15,5	1,32%	441	447	0,17%	19,2	35,9	11,24%	134	150	1,13%	128	141	0,95%
EXTREMADURA	8,0	12,0	3,60%	650	692	0,59%	1,9	1,2	-1,68%	156	189	1,87%	153	185	1,89%
GALICIA	10,2	14,2	3,00%	1080	879	-1,74%	536,0	367,0	-3,01%	146	176	1,81%	139	166	1,71%
LA RIOJA	14,7	18,8	3,51%	451	717	4,91%	1,14E+03	0,29	384,04%	0,13	0,14	0,89%	119	134	1,16%
MADRID	16,6	22,9	2,15%	211	206	-0,21%	1,0	1,7	6,42%	82	88	0,75%	73	77	0,54%
NAVARRA	16,1	22,0	2,42%	568	597	0,64%	1,0	86,7	174,37%	111	122	0,95%	107	118	0,97%
PAIS VASCO	15,3	22,3	3,08%	522	515	0,01%	96,2	143,5	6,70%	110	98	-0,83%	106	89	-1,38%
MURCIA	10,7	14,0	1,71%	516	553	0,89%	83,3	167,9	12,58%	149	176	1,58%	147	172	1,54%

Tabla 1. Valores absolutos y crecimientos medios anuales de diferentes macromagnitudes: densidad de población, PIB per cápita, emisiones procedentes de diferentes sectores productivos (energía, transporte y carretera), por unidad de habitante o de PIB, en las comunidades autónomas de la España peninsular, para los años 1990 ó 1995 (según el caso), y 2006. Fuente: Inventario Nacional de Emisiones a la Atmósfera del MARM e Instituto Nacional de Estadística.

INDICADOR	AÑO	VALOR MEDIO	ORDENACIÓN DE CC. AA. SEGÚN EL VALOR DEL INDICADOR (De mayor a menor valor)														
			1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º	10º	11º	12º	13º	14º	15º
PIB (Mil €/hab)	1995	12,53	MAD	NAV	CAT	P.VASC	RIO	ARAG	C.VAL	CANT	C.LEON	AST	MUR	C.MAN	GAL	AND	EXTR
	2006	17,07	MAD	P.VASC	NAV	CAT	ARAG	RIO	CANT	C.LEON	C.VAL	AST	GAL	MUR	C.MAN	AND	EXTR
	Crec. Med. anual	2,40%	EXTR	P.VASC	GAL	C.LEON	ARAG	AST	CANT	NAV	ARAG	MAD	CATA	C.MAN	RIOJA	MUR	C.VAL
Kt CO ₂ eq/hab	1990	8,73E-03	AST	C.LEON	ARAG	C.MAN	GAL	NAV	P.VASC	CANT	CAT	RIO	MUR	AND	EXTR	C.VAL	MAD
	2006	1,22E-02	AST	ARAG	C.LEON	C.MAN	RIO	NAV	GAL	P.VASC	CANT	EXTR	AND	CAT	MUR	C.VAL	MAD
	Crec. Med. anual	2,16%	RIO	EXTR	NAV	P.VAS	ARAG	AND	MUR	MAD	C.VAL	CAT	C.MAN	CANT	GAL	C.LEON	AST
Kt CO ₂ eq/hab (ENERGÍA)	1990	2,34E-03	AST	ARAG	C.LEON	GAL	C.MAN	AND	P.VASC	MUR	CATAL	C.VAL	RIO	CANT	NAV	MAD	EXTR
	2006	3,51E-03	AST	ARAG	RIO	C.LEON	GAL	C.MAN	AND	MUR	P.VASC	NAV	CAT	C.VAL	CANT	MAD	EXTR
	Crec. Med. anual	45,51%	RIO	NAV	CANT	MAD	EXTR	C.VAL	MUR	P.VASC	CAT	C.MAN	AND	ARAG	AST	GAL	C.LEON
Kt CO ₂ eq/hab (TRANSPORTES)	1990	1,47E-03	C.MAN	NAV	C.LEON	ARA	RIO	CAT	P.VAS	MUR	C.VAL	CANT	MAD	GAL	EXTR	AST	AND
	2006	2,55E-03	C.MAN	C.LEON	ARAG	CANT	NAV	RIO	GAL	MUR	C.VAL	EXTR	CAT	P.VASC	AST	AND	MAD
	Crec. Med. anual	3,18%	GAL	AND	C.LEON	AST	EXTR	ARA	C.MAN	CANT	MAD	MURC	C.VAL	P.VAS	RIO	NAV	CAT
Kt CO ₂ eq/hab (CARRETERA)	1990	1,39E-03	C.MAN	C.LEON	NAV	ARAG	RIO	CAT	P.VAS	MUR	C.VAL	CANT	GAL	EXTR	MAD	AST	AND
	2006	2,43E-03	C.MAN	C.LEON	ARAG	CANT	NAV	RIO	MUR	GAL	C.VAL	AST	CAT	EXTR	P.VASC	AND	MAD
	Crec. Med. anual	3,23%	AND	GAL	ARAG	C.LEON	AST	EXTR	C.MAN	CANT	MAD	MURC	C.VAL	P.VASC	NAV	RIO	CAT
Kt CO ₂ eq/PIB (Mil €)	1995	7,91E-04	AST	C.LEON	ARAG	GAL	C.MAN	CANT	EXTR	AND	NAV	P.VASC	MUR	CAT	RIO	C.VAL	MAD
	2006	7,43E-04	AST	C.LEON	C.MAN	ARAG	GAL	RIO	EXTR	AND	CANT	NAV	MUR	P.VASC	C.VAL	CAT	MAD
	Crec. Med. anual	-0,01%	RIO	MUR	NAV	EXTR	C.MAN	AND	C.VAL	P.VASC	MAD	CANT	ARAG	C.LEON	AST	CAT	GAL
Kt CO ₂ eq/PIB (Mil €) (ENERGÍA)	1995	2,25E-04	AST	GAL	C.LEON	ARAG	C.MAN	AND	P.VASC	MUR	CAT	C.VAL	EXTR	CANT	RIO	MAD	NAV
	2006	2,16E-04	AST	GAL	C.LEON	ARAG	RIO	AND	C.MAN	MUR	P.VASC	CAT	C.VAL	CANT	NAV	MAD	EXTR
	Crec. Med. anual	40,95%	RIO	NAV	CANT	MUR	C.VAL	P.VAS	MAD	CAT	AND	C.MAN	AST	EXTR	ARAG	C.LEON	GAL
Kt CO ₂ eq/PIB (Mil €) (TRANSPORTES)	1995	1,40E-04	C.MAN	C.LEON	EXTR	ARAG	MUR	GAL	CANT	C.VAL	AND	AST	RIO	CAT	NAV	P.VASC	MAD
	2006	1,56E-04	C.MAN	C.LEON	EXTR	GAL	MUR	CANT	ARAG	AND	C.VAL	AST	RIO	NAV	CAT	P.VAS	MAD
	Crec. Med. anual	1,00%	CANT	C.MAN	EXTR	GAL	MUR	AND	C.VAL	AST	NAV	RIO	C.LEON	MAD	ARAG	P.VAS	CAT
Kt CO ₂ eq/PIB (Mil €) (CARRETERA)	1995	1,35E-04	C.MAN	C.LEON	ARAG	EXTR	MUR	GAL	CANT	C.VAL	AND	AST	RIO	CAT	NAV	P.VASC	MAD
	2006	1,49E-04	C.MAN	C.LEON	EXTR	MUR	GAL	CANT	ARAG	AND	C.VAL	AST	RIO	NAV	CAT	P.VASC	MAD
	Crec. Med. anual	0,91%	C.MAN	EXTR	CANT	GAL	MUR	AND	RIO	NAV	C.VAL	AST	C.LEON	ARAG	MAD	CAT	P.VAS
DENSIDAD (hab/km ²)	1990	131,81	MAD	P.VASC	CAT	C.VAL	AST	CANT	GAL	MUR	AND	RIO	NAV	C.LEON	EXTR	ARAG	C.MAN
	2006	147,85	MAD	P.VASC	CAT	C.VAL	MURC	CANT	AST	GAL	AND	RIO	NAV	ARA	C.LEON	EXTR	C.MAN
	Crec. Med. anual	0,60%	MUR	C.VAL	MAD	RIO	CAT	C.MAN	AND	NAV	ARAG	CANT	P.VASC	EXTR	C.LEON	AST	GAL

AND = ANDALUCÍA	NAV = NAVARRA	GAL = GALICIA	CAT = CATALUÑA	CANT = CANTABRIA
C.LEON = CASTILLA Y LEON	ARAG = ARAGÓN	P.VASC = PAÍS VASCO	RIO = LA RIOJA	C.VAL = COMUNIDAD VALENCIANA
EXTR = EXTREMADURA	C.MAN = CASTILLA - LA MANCHA	AST = ASTURIAS	MUR = MURCIA	MAD = MADRID

Tabla 2. Relación de CC. AA. ordenadas de mayor a menor según los valores absolutos y crecimientos medios anuales de diferentes macromagnitudes: PIB per cápita, emisiones procedentes de diferentes sectores productivos (energía, transporte y carretera) por unidad de habitante o de PIB, y densidad de población; para los años 1990 ó 1995 (según el caso) y 2006. Fuente: INE. Inventario Nacional de Emisiones a la Atmósfera del MARM.

10 y el 20%. Son regiones con tradición histórica y económica, como Madrid y Barcelona, que se han convertido en espacios de proyección de crecimiento en su entorno más inmediato, y que, en muchos casos, por la dificultad de encontrar vivienda a un precio asequible ha expulsado a la población más joven hacia provincias colindantes. En este grupo de regiones también se encuentran las provincias de Navarra, La Rioja, Málaga, Valencia, Lleida y Toledo, con tradición económica, que han desarrollado un centro neurálgico importante tanto por su población como por su actividad industrial y de servicios.

Existe un cuarto espacio que ocupa gran parte de las zonas del noreste y del centro sur de la Península Ibérica, que abarca el este de Castilla y León, Cantabria, Aragón, Álava y Guipuzcoa, Castilla - La Mancha (excepto Toledo), Andalucía (excepto Málaga y Almería) y Badajoz. Estas regiones han seguido tendencias de crecimiento poblacional más moderadas que los grupos provinciales comentados anteriormente, con crecimientos en el entorno del 10%.

Por último, se encuentra otro grupo de provincias que han sufrido un despoblamiento, que en el período 1996 - 2006 alcanza pérdidas que llegan al 10%, y cuya tendencia futura parece seguir siendo la misma. Este grupo lo constituye el cuadrante noroeste del país, integrado por las provincias de Lugo, Orense, León, Asturias, Zamora, Palencia, Ávila, Salamanca, Cáceres y Vizcaya.

Con el fin de realizar una adecuada comparación entre las comunidades autónomas, las emisiones de GEI se han referenciado a la población como número de habitantes y al PIB de cada territorio. De esta forma, para el estudio de la evolución de las emisiones se han empleado dos indicadores, $\text{CO}_2 \text{ eq/hab}$ y $\text{CO}_2 \text{ eq/PIB}$. Se analizará la evolución de estos indicadores en todas las comunidades autónomas en el período de referencia (1990 - 2006), valorando el porcentaje de crecimiento medio anual (véanse las Tablas 1 y 2). Las primeras observaciones que se extraen de los datos obtenidos son:

- En el caso español el incremento de emisiones está mucho más relacionado con el PIB, que con la población. Como se verá a lo largo del documento, existen regiones con tendencia al despoblamiento y que sin embargo en todo el período (1990 - 2006) han seguido incrementando sus emisiones.
- El sector de generación de la energía tiene un fuerte peso en las emisiones de $\text{CO}_2 \text{ eq}$ (en torno al 32% del total en el año 2006), que no obedece sólo a razones de índole territorial, sino también a necesidades de abastecimiento y de planificación energética del Estado español. Por tanto, este indicador, $\text{CO}_2 \text{ eq}$ procedente del sector energético, no es apropiado para evaluar adecuadamente la eficiencia energética en emisiones GEI en el ámbito de las comunidades autónomas, pero sí lo es, cuando se compara este indicador a nivel nacional entre distintos Estados miembros de la UE. El consumo de energía es el resultado de múltiples variables económicas, entre ellas la eficiencia energética del conjunto de su sistema productivo. En el esquema español las comunidades con altas emisiones en el conjunto de los sectores productivos, son comunidades generadoras de energía eléctrica y que abastecen de este tipo de energía a otras que son netamente consumidoras. Existen otras comunidades exportadoras de energía con parte de su sistema de generación basado en la energía nuclear, como es el caso de Cataluña y Extremadura (véase la Figura 5), y que por tanto, no tienen emisiones de gases de efecto invernadero (GEI) en la proporción que cabría esperar.
- Existe un grupo de indicadores relacionados con la realidad territorial y su actividad económica, como son las

emisiones debidas al transporte, que se ven influenciadas por una componente territorial, definida por la extensión superficial de la comunidad autónoma y su densidad de población. En la eficiencia de una región también influyen otras variables como la organización y planificación territorial, que dotan al conjunto del territorio de una nueva dimensión que le permite optimizar energéticamente el uso de los servicios que demandan los ciudadanos. Esta nueva dimensión debe facilitar la conexión e interrelación entre núcleos de población, atendiendo a su situación geográfica, número de habitantes (población) y comportamientos históricos. Esta organización territorial debe también poner en valor las herramientas de planificación territorial ligadas al transporte para dotar al sistema de los mejores mecanismos de comunicación en términos de eficiencia; lo que conduce a analizar los comportamientos de los siguientes indicadores vinculados al transporte: $\text{CO}_2 \text{ eq}^{\text{transp}}/\text{hab}$, $\text{CO}_2 \text{ eq}^{\text{transp}}/\text{PIB}$, $\text{CO}_2 \text{ eq}^{\text{carret}}/\text{hab}$, $\text{CO}_2 \text{ eq}^{\text{carret}}/\text{PIB}$ y densidad de población.

Por tanto, se han de manejar varias actividades dominantes en la generación de GEI, por un lado la generación de energía y por otro las emisiones debidas al transporte. En los apartados siguientes se detallará la evolución de las emisiones (per cápita y por unidad de PIB) procedentes del sector de la generación de la energía, del transporte y en particular de la carretera.

3. LA GENERACIÓN DE ENERGÍA Y EL TRANSPORTE: DOS SECTORES DOMINANTES EN LA EMISIÓN DE GASES DE EFECTO INVERNADERO

En este apartado se analiza la evolución de las emisiones GEI procedentes de la generación de energía en relación al crecimiento de la renta (en el período 1995¹ - 2006) y de la población (en el período 1990 - 2006).

3.1. EVOLUCIÓN DE LAS EMISIONES DE $\text{CO}_2 \text{ eq}$ PROCEDENTES DEL SECTOR DE LA ENERGÍA RESPECTO AL PIB

El indicador $\text{CO}_2 \text{ eq}^{\text{energía}}/\text{PIB}$ es una medida del $\text{CO}_2 \text{ eq}$ que consume una unidad de PIB procedente de la generación de energía, y está muy relacionado con las necesidades de abastecimiento energético de un territorio, y en menor medida con las actividades productivas específicas de cada región (véase la Figura 3). Las diferencias en renta per cápita entre las CC. AA., que se refleja en la Tabla 2, para cualquiera de los años estudiados difiere ligeramente del orden secuencial que ocupan las comunidades autónomas cuando se ordenan según el valor del indicador, $\text{CO}_2 \text{ eq}^{\text{energía}}/\text{PIB}$. Un valor alto de este indicador, como se ha dicho, corresponde a comunidades generadoras de energía; y a la inversa, valores bajos de $\text{CO}_2 \text{ eq}^{\text{energía}}/\text{PIB}$ se dan en comunidades que importan gran parte de la energía que consumen. Este último caso se produce en comunidades como Madrid y Extremadura, que presentan los valores más bajos de este parámetro. El comportamiento de Extremadura obedece a que, aunque es una región netamente exportadora de energía, el 70% de su energía es de origen nuclear. El caso de Madrid responde a las evidentes carencias que tiene la provincia en generación eléctrica unido al elevado nivel de renta, si bien, esta comunidad a lo largo del período de referencia ha corregido en una mínima parte sus deficiencias en generación con la puesta en marcha de centrales de cogeneración asociadas a los procesos industriales y al sector de servicios. La Comunidad Valenciana, en lo que a este indica-

(1): El INE sólo da una serie homogénea del PIB por CC. AA. desde el año 1995.

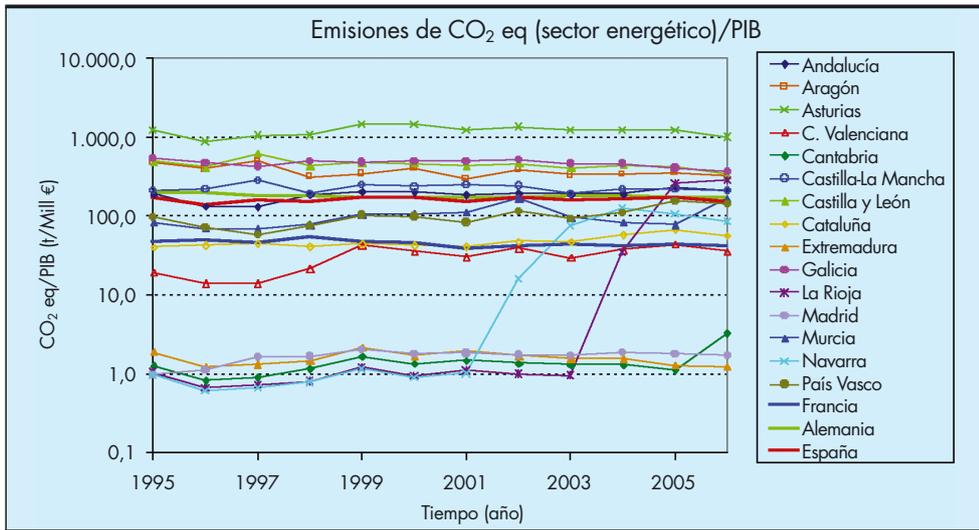


FIGURA 3. Evolución de las emisiones de CO₂ eq procedentes del sector de la energía por unidad de PIB en las CC. AA. para el período de referencia. Comparación con otras regiones europeas. Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Inventario Nacional de Emisiones a la Atmósfera, MARM. European Environmental Agency (EEA) Data Service. European Commission, Economic and Financial Affairs (AMECO).

dor se refiere, mantiene una posición media-baja en el conjunto del territorio peninsular.

Por tanto, las comunidades tradicionalmente generadoras de energía han mantenido el nivel de emisiones GEI por unidad de PIB asociadas a este sector, habiéndose estabilizado éste. Por el contrario, han crecido las emisiones GEI/PIB en el sector energético en aquellas CC. AA. que inicialmente contaban con baja potencia instalada de origen fósil: La Rioja y Navarra, y en menor medida Cantabria y Madrid.

Si comparamos el comportamiento español con respecto a este indicador con los de países como Alemania y Francia observamos que la intensidad energética (CO₂ eq por cada unidad de PIB) de España es muy similar a la de Alemania, pero mantiene niveles más altos que los de Francia. Este hecho se debe a que alrededor de tres cuartas partes de la energía que alimenta el sistema eléctrico francés es de origen nuclear. La evolución temporal de estos dos países es aproximadamente paralela a la de España².

(2): Hay que señalar que, aunque la escala logarítmica no permita apreciarlo, Alemania ha conseguido la mayor disminución en intensidad energética en el período 1995 – 2006 (13%).

3.2. EVOLUCIÓN DE LAS EMISIONES DE CO₂ EQ PROCEDENTES DEL SECTOR DE LA ENERGÍA RESPECTO A LA POBLACIÓN

Otro indicador objeto de análisis es el CO₂ eq^{energía}/hab procedente de la generación de energía. Para el año 2006, este indicador mantiene valores altos o muy altos en las comunidades generadoras de energía, que además suelen coincidir con territorios de baja densidad de población (según las Figuras 1 y 4). Este es el caso de Asturias, Aragón, Castilla y León, La Rioja, Galicia y Castilla - La Mancha. En el extremo contrario, el nivel más bajo de emisiones per cápita, se encuentran Madrid y Extremadura. El comportamiento de Extremadura obedece a la razón descrita en el punto anterior para esta comunidad. En el caso de Madrid responde a sus carencias en generación eléctrica, como ya se ha explicado, unido a la elevada población que concentra. Valencia a pesar de ser considerada como una región generadora de energía, tiene un valor relativamente bajo de este indicador, porque abarca, como todo el arco mediterráneo, un territorio densamente poblado. Cataluña, presenta unos valores de CO₂ eq^{energía}/hab en los años analizados muy similares a los de la Comunidad Valenciana, pero se diferencia de ésta en

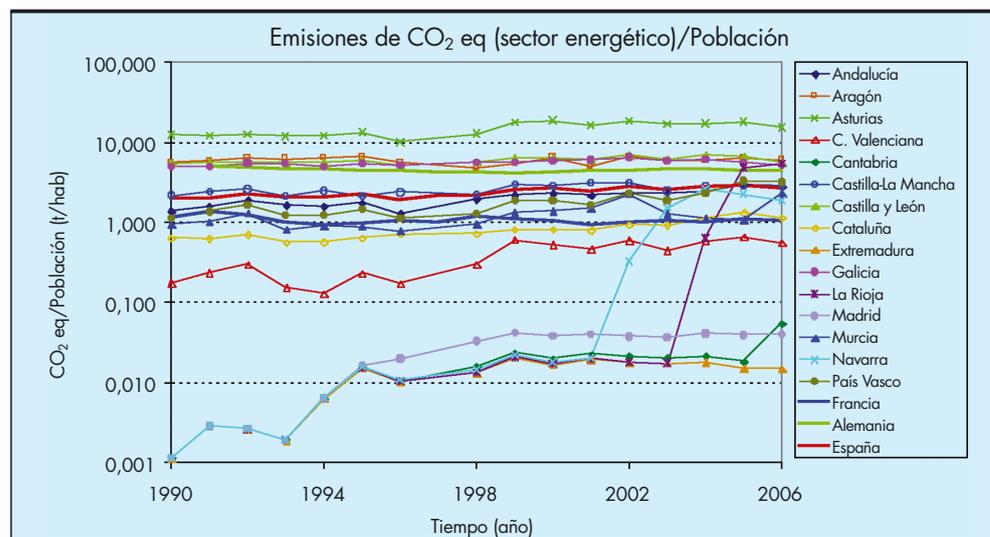


FIGURA 4. Evolución de las emisiones de CO₂ eq procedentes del sector de la energía por habitante en las CC. AA. para el período de referencia. Comparación con otras regiones europeas. Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Inventario Nacional de Emisiones a la Atmósfera (MARM). European Environmental Agency (EEA) Data Service. European Commission, Economic and Financial Affairs (AMECO).

que su volumen de generación eléctrica es muy superior, si bien más de la mitad de ésta es de origen nuclear (véase la Figura 5). Andalucía, Murcia y el País Vasco aunque son comunidades generadoras de energía, como además son comunidades de alta población, ocupan una posición intermedia en la ordenación secuencial de comunidades según este indicador.

En este caso Alemania y Francia tienen un comportamiento muy parecido al apartado anterior. Las emisiones GEI per cápita procedentes de la generación de energía se mantienen prácticamente constantes pero con tendencias diferentes, en Alemania van decreciendo, mientras que en España siguen una tendencia de crecimiento. También se observa como Alemania presenta un ratio de emisiones más elevado por habitante que España, nada comparable al caso francés en el que una gran parte de su energía es de origen nuclear.

Las comunidades con mayor extensión y baja densidad de población, como las dos Castillas y Aragón, cuentan con valores altos en este indicador ($CO_2 eq^{energía}/hab$), y, por el contrario, las densamente pobladas como Madrid presentan valores muy bajos. Esto obedece a estrategias de planificación que condicionan la ubicación de la generación de energía eléctrica en zonas de menor densidad de población y próximas a los grandes centros de gravedad del consumo energético, como es el caso de Madrid.

Si exceptuamos el caso particular de La Rioja y Navarra, los mayores crecimientos medios de este indicador se han correspondido con Cantabria, Madrid y Extremadura, que tradicionalmente han contado con los ratios más bajos de emisiones por habitante. El resto de comunidades que le siguen en el orden secuencial, con un crecimiento medio alto son comunidades prósperas y que en este período han seguido tendencias altas en generación de renta. Hay otro grupo de comunidades con emisiones per cápita muy altas como Castilla y León, Asturias, Aragón y Galicia que han mantenido estable el indicador en todo el período, por lo que los crecimientos medios han sido muy bajos.

Un dato a destacar, es la tendencia media de crecimiento de las emisiones de GEI procedentes del sector de la energía en

La Rioja y Navarra. La Rioja parte en el año de referencia, 1990, de una situación de muy bajas emisiones de GEI procedentes del sector energético, las cuales representaban en ese año sólo un 0,3% del total de sus emisiones de $CO_2 eq$, pasando a suponer un 40% en el 2006. Este aumento tan desproporcionado se explica, en La Rioja, por la carencia de instalaciones de generación eléctrica, que ha sido fuertemente compensado con la instalación en 2004 de la Central Térmica de Ciclo Combinado de Arrubal, y en Navarra porque su sistema de generación eléctrica basado tradicionalmente en Centrales hidráulicas ha sufrido una redistribución tras la puesta en funcionamiento de los tres grupos de la Central Térmica de Ciclo Combinado de Castejón. Teniendo en cuenta que La Rioja es la Comunidad Autónoma que cuenta con la menor población de toda la España peninsular y que su PIB/hab es de valor medio en comparación con las restantes CC. AA., cualquier modificación en sus actividades productivas ocasionan fuertes cambios y justifica cualquier salto de emisiones.

4. INDICADORES DE LAS EMISIONES DE GEI Y OTRAS MACROMAGNITUDES RELACIONADOS CON EL TERRITORIO Y SU ORGANIZACIÓN Y EL TRANSPORTE

Los indicadores de emisiones debidas al **transporte** se ven muy influenciados por las características territoriales de cada región, permitiendo diferenciar las comunidades que cuentan con un territorio más extenso y con menor densidad de población de las comunidades con mayor concentración de población. También permiten observar el efecto que tiene la situación geográfica de ciertos núcleos poblacionales sobre la demanda del transporte. La Comunidad Autónoma de Madrid presenta un comportamiento particular, es una región céntrica y de paso, sede del Estado que cuenta con la más alta densidad de población de España, y que mantiene una fuerte conexión con el conjunto del territorio; de hecho participan de su dinámica muchos de los territorios más próximos a ella. La huella ecológica que genera Madrid como consecuencia de la

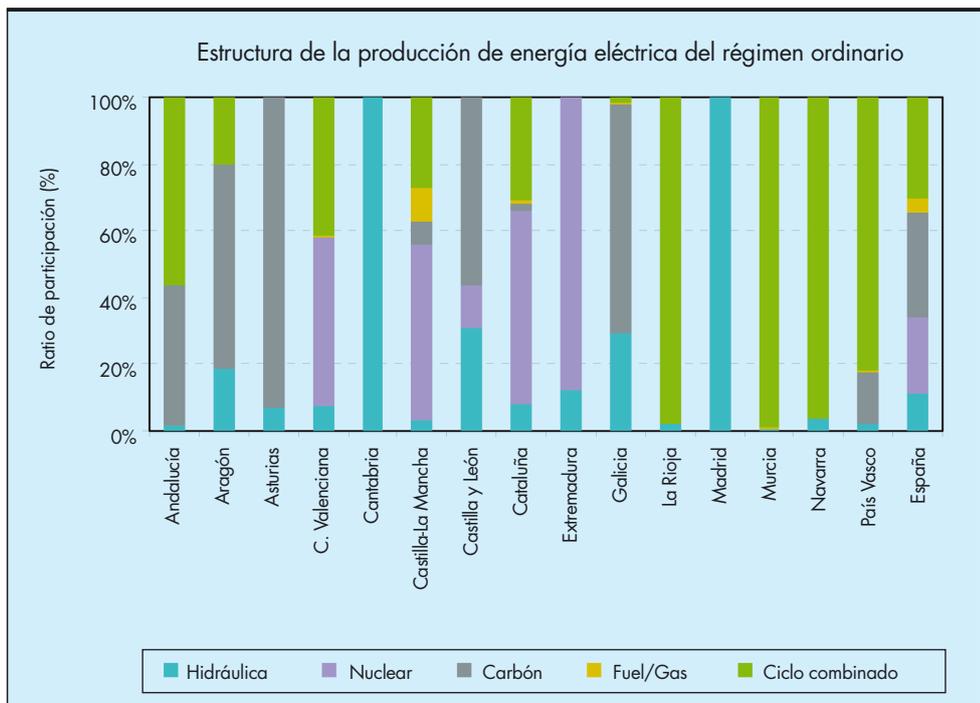


FIGURA 5. Estructura de la producción del régimen ordinario por tipo de central dado en porcentaje para el año 2007. Fuente: REE.

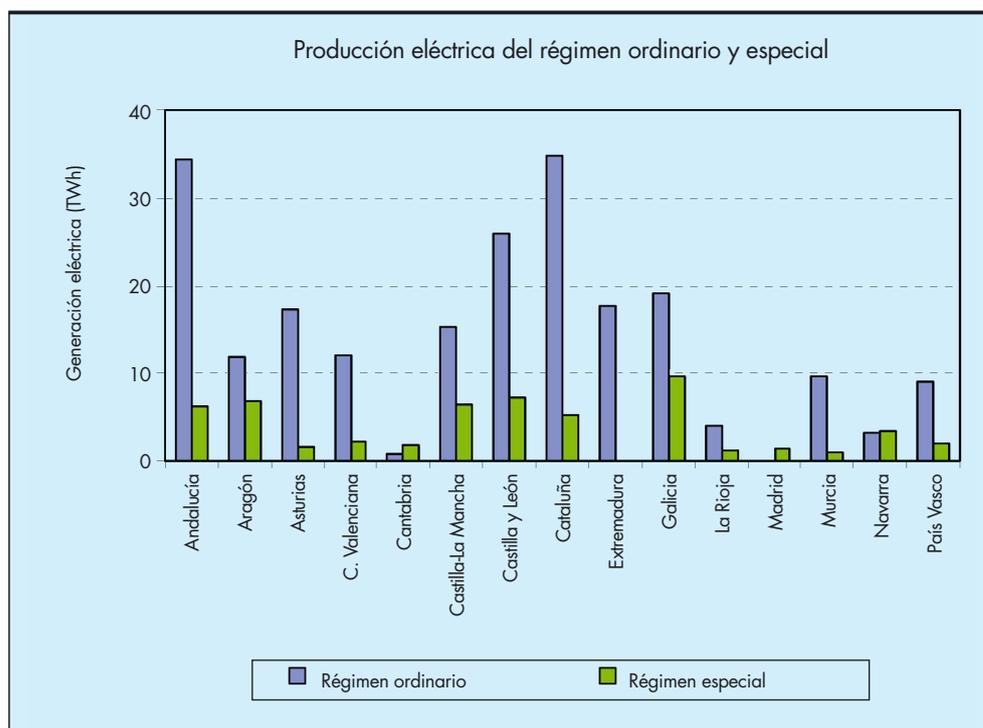


FIGURA 6. Producción del régimen ordinario y régimen especial en GWh. Año 2007. Fuente: REE.

expansión de su urbanismo alcanza hasta más de 100 km desde el centro de la región, e incluso es superior si se analizan otros indicadores de calidad ambiental.

Las emisiones de GEI del transporte en todo el período de referencia (1990 – 2006) han aumentado alrededor de un 90% y en este rango de crecimiento se han mantenido todas las comunidades autónomas. Por un lado es determinante en estas emisiones la extensión y densidad de población de cada comunidad autónoma y por otro lado, están condicionadas por la organización jerárquica y la eficiencia territorial que ofrecen los servicios públicos.

En este apartado se analiza y compara por comunidad autónoma dos indicadores para el sector del transporte: las emisiones por cada unidad de PIB y per cápita debidas a este sector; y también se estudian otros dos indicadores que reflejan la influencia del transporte por carretera en las emisiones del conjunto de los modos de transporte, en relación a cada unidad de renta y a la población. En el transporte están incluidos todos los modos: carretera, ferrocarril, aéreo, marítimo y otros. Hay que tener en cuenta que, en los datos de emisiones procedentes del transporte ferroviario que se ofrecen en este documento, sólo se consideran los correspondientes a desplazamientos producidos con tracción diésel, emisiones que suponen aproximadamente la tercera parte de las emisiones totales que emite este modo de transporte. Las otras dos terceras partes están asociadas a la generación de la energía (según datos de RENFE, para el año 2008, el 72% de su tracción es de origen eléctrico y el otro 28% diésel). Esta forma de ofrecer los datos es la recogida en la metodología CORINE AIRE en que se basan los Inventarios Nacionales de Emisiones.

4.1. EVOLUCIÓN DE LAS EMISIONES DE CO₂ EQ PROCEDENTES DEL SECTOR DEL TRANSPORTE RESPECTO AL PIB

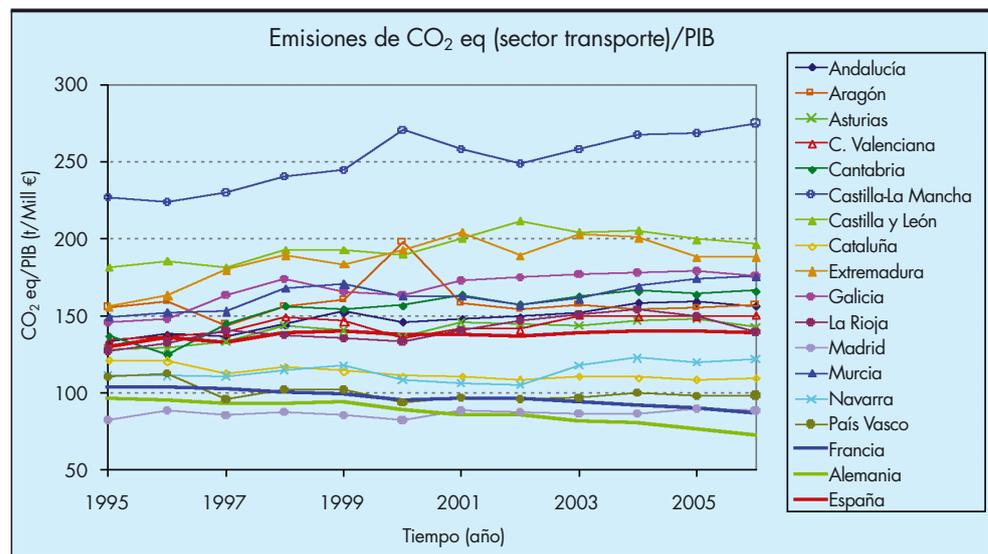
En términos generales, el indicador de emisiones del transporte en relación a la renta de la Figura 7 (CO₂ eq^{transp}/PIB) muestra una tendencia de crecimiento muy moderada. De he-

cho en la mayoría de las comunidades autónomas las emisiones de CO₂ eq procedentes del transporte crecen a un ritmo muy similar al del PIB, síntoma de una economía acoplada, en la que cada unidad de producto generada incrementa las emisiones en idéntica proporción, lo que supone que el sistema productivo no está mejorando en eficiencia energética. En la Figura 7 se puede observar cómo las tendencias seguidas en las comunidades autónomas, salvo en algún caso puntual, en cuanto a la dependencia que tienen las emisiones de CO₂ eq de la variable de renta, son muy parecidas entre sí, lo cual se refleja en la similitud de las pendientes de las flechas representadas en la Figura 10. Esto implica que, en líneas generales, las comunidades autónomas han experimentado un crecimiento parecido en cuanto a este indicador (CO₂ eq^{transp}/PIB), crecimiento que sin embargo no es tan evidente cuando se trata de relacionarlo con la evolución de la población (Figura 11), puesto que ésta en cada comunidad ha tenido su propia dinámica.

Castilla - La Mancha es la Comunidad Autónoma con mayores valores de CO₂ eq procedentes del transporte por cada unidad de PIB en todo el período de referencia (1990 – 2006) y además también es una de las regiones que más ha aumentado este parámetro en esos años (véase la Figura 7), incluso a pesar de que el crecimiento de su PIB haya sido de los más bajos entre las CC. AA. (Tabla 1). Cataluña ha bajado las emisiones GEI del transporte por unidad de PIB en un 0,83% de media anual, lo que la sitúa como la región con mejor comportamiento en cuanto a este indicador. En el lado opuesto, se encuentra Cantabria que ha experimentado el mayor incremento con un aumento anual medio del 2%.

Comparando el comportamiento de este indicador (CO₂ eq^{transp}/PIB) entre España y los países de nuestro entorno, se aprecia que nuestro país sigue un comportamiento de economía acoplada, en el que cada unidad de PIB se produce a costa de un incremento de emisiones. Por el contrario, Alemania y Francia siguen comportamientos más eficientes, como pone de

FIGURA 7. Evolución por CC. AA. de las emisiones de CO₂ eq procedentes del transporte en relación con el PIB. Comparación con otras regiones europeas. Fuente: Inventarios Nacionales de Emisiones a la atmósfera del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino e Instituto Nacional de Estadística. European Environmental Agency (EEA) Data Service. European Commission, Economic and Financial Affairs (AMECO).



manifiesto el hecho de que aumentan más su PIB que sus emisiones; tendencia ésta que es más acentuada en el caso de Alemania. Como se observa en la figura, Alemania ha mejorado notablemente su eficiencia en transporte, incluso se ha posicionado en ventaja respecto a comunidades autónomas españolas de alta densidad de población y que cuentan con un buen transporte público en sus áreas metropolitanas.

4.2. EVOLUCIÓN DE LAS EMISIONES DE CO₂ EQ PROCEDENTES DEL SECTOR DEL TRANSPORTE RESPECTO A LA POBLACIÓN

A grandes rasgos, en todo el período de referencia, las emisiones de CO₂ eq^{transp}/hab han aumentado en todas las CC. AA. objeto de estudio (Figura 8), lo que es un indicador claro de que se ha aumentado la movilidad tanto de mercancías como de personas. Este aumento de la movilidad se ha producido como consecuencia de la transformación experimentada en la actividad económica del país, lo que ha supuesto un aumento de las necesidades de interrelación entre los principales núcleos de población, e incluso en algunas comunidades autónomas esta transformación ha tenido lugar a costa de sistemas menos eficientes y con mayores dificultades de accesibilidad a los servicios. La comunidad que ha experimentado mayor aumento en emisiones per cápita en todo el período es Galicia, que ha crecido un 4,08% de media anual, y la que menos lo ha hecho ha sido Cataluña con un 1,84% (véase la Tabla 1). Analizando el comportamiento en emisiones per cápita de las comunidades debidas al transporte en todo el período de referencia, éstas obedecen a tres tipos de comportamientos. En un primer grupo, se encontrarían comunidades autónomas con emisiones de CO₂ eq por cápita de las más altas del territorio peninsular, y estaría integrado por las comunidades de Castilla y León, Castilla-La Mancha y Aragón (véase la Tabla 1), las cuales se corresponden con comunidades extensas, con baja densidad de población y que son “de paso” por su situación geográfica. Un segundo grupo lo constituirían comunidades autónomas como Andalucía, con densidad de población medio-baja, con un buen comportamiento en relación al nivel de emisiones per cápita originado por su situación periférica y no tanto por disponer de una buena planificación territorial en relación al transporte. En este segundo grupo también estarían CC. AA. con valores medios en emisiones procedentes del transporte, los cuales no se corresponden con zonas de paso ni son zonas densamente

pobladas. Un tercer grupo lo constituyen CC. AA. periféricas con emisiones bajas de CO₂ eq por habitante (Cataluña, País Vasco y Comunidad Valenciana), son comunidades periféricas, densamente pobladas, con un marcado carácter urbano y metropolitano, y con sistemas de transporte público que facilitan una movilidad eficiente desde el punto de vista de las emisiones ligadas al transporte. Este grupo de comunidades de mayor densidad de población tiene como ventaja, desde el punto de vista de la movilidad, que cuenta con un territorio que permite planificar y diseñar el transporte para responder a las necesidades de movilidad de la población, con criterios de calidad y rentabilidad. En el tercer grupo, con peculiaridades diferenciales y de emisiones medias, se encontrarían CC. AA. como Cantabria, Murcia, Galicia e incluso Extremadura. Galicia y Extremadura representan a los territorios con menor renta lo que condiciona las necesidades de movilidad. Navarra y Cantabria condicionadas por su carácter periférico limitan las emisiones de su tráfico de paso. Como caso particular se encuentra Madrid, que mantiene bajos ratios de emisiones per cápita, por su elevada densidad de población, está organizada con una de las más complejas redes de transporte público del territorio español y de Europa en torno a la almendra central de la ciudad.

Las emisiones medias españolas de GEI por habitante en el transporte al comienzo del período de referencia eran las más bajas entre los países referentes de la economía europea. España aumenta sus emisiones de GEI per cápita en todo el período de referencia. Sin embargo, Alemania invierte su tendencia de crecimiento en 1999, y Francia en 2002, con lo que en el año 2000 España supera a Alemania y en el 2004 a Francia.

Para visualizar el comportamiento seguido en cuanto a la relación densidad de población y emisiones de la España peninsular se ha elaborado la Figura 9. Esta figura muestra en la parte superior un par de mapas donde se representa la densidad poblacional en cada CC. AA. en los años 1990 y 2006. En la parte inferior de esta figura se recoge un segundo par de mapas que muestran las emisiones per cápita debidas al transporte para los mismos años. Los territorios con mayor densidad de población son los de menores emisiones per cápita, y al contrario, los más despoblados se corresponden con los de mayor ineficiencia en el transporte. Muchas de las comunidades han incrementado las emisiones per cápita en el período analizado en una proporción similar a la de la media nacional, 1 t CO₂ eq/hab. Como resultado puede visualizarse cómo la situación

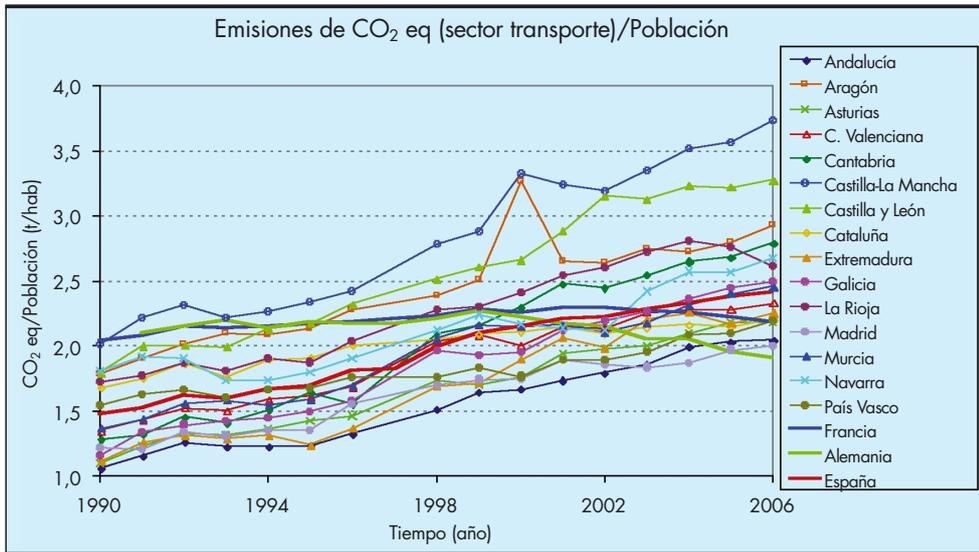


FIGURA 8. Evolución por CC. AA. de las emisiones de CO₂ eq procedentes del transporte por cada habitante. Comparación con otras regiones europeas. Fuente: Inventarios Nacionales de Emisiones a la Atmósfera. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. European Environmental Agency (EEA) Data Service. European Commission, Economic and Financial Affairs (AMECO).

para el año 2006 del conjunto de comunidades autónomas no ha variado demasiado a la de 1990, habiendo sido en este período tanto el crecimiento en densidad de población como el de emisiones per cápita muy similar en casi todas las comunidades autónomas. En Cataluña, Navarra, La Rioja y el País Vasco crecen menos sus emisiones per cápita que la media nacional,

mientras que en la Comunidad Valenciana, Murcia, Extremadura, Castilla y León y Galicia son ligeramente superiores a la media nacional. Se puede diferenciar en estos mapas un tercer grupo de comunidades, compuesto por Madrid, Castilla - La Mancha, Andalucía y Asturias, en las que han crecido sus emisiones per cápita en el entorno de la media nacional.

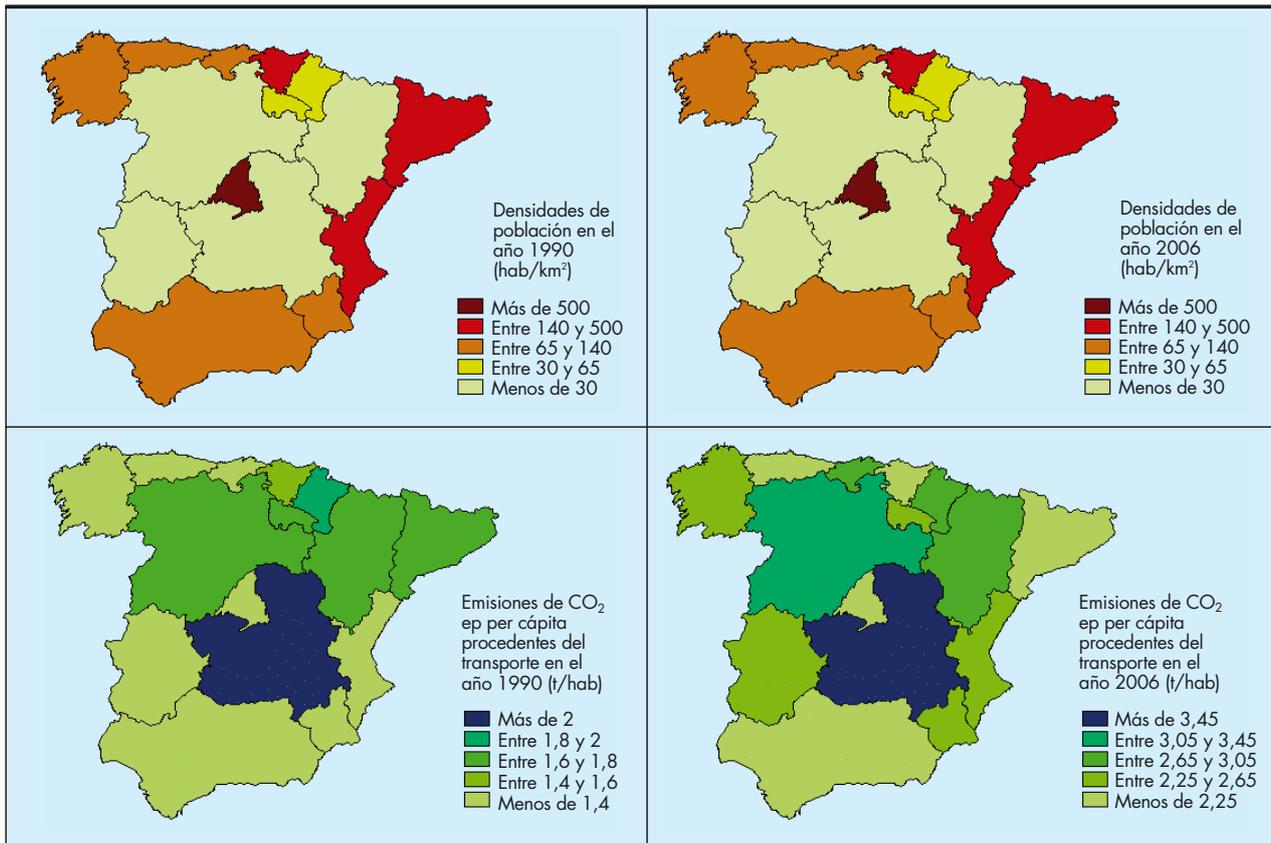


FIGURA 9. Comparación entre la densidad de población y las emisiones de CO₂ eq/hab procedentes del transporte en las comunidades autónomas para los años 1990 y 2006. Fuente: INE e Inventarios Nacionales de Emisiones a la Atmósfera. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.

4.3. COMPARATIVA ENTRE LA EVOLUCIÓN EN LAS CC. AA. DE LAS EMISIONES DE CO₂ EQ PROCEDENTES DEL SECTOR DEL TRANSPORTE RESPECTO AL PIB Y A LA POBLACIÓN

Comparando los dos indicadores anteriores, se aprecia que las emisiones de CO₂ eq ^{transp}/hab presentan una tendencia de crecimiento porcentual en el tiempo mayor que el experimentado por el indicador CO₂ eq ^{transp}/PIB, como consecuencia de que el crecimiento del PIB en este período ha sido superior al de la población. Además, se aprecian diferencias más significativas entre unas comunidades autónomas y otras si se relaciona el pa-

rámetro CO₂ eq ^{transp} con la población (Figuras 8 y 11) que si se hace con el PIB (Figuras 7 y 10). Existen comunidades que han perdido población durante el período de referencia (1990 – 2006), como es el caso de Asturias, Castilla y León, Extremadura y Galicia y que sin embargo en mayor o menor medida han seguido creciendo sus emisiones. La línea diagonal de las Figuras 10 y 11 (línea de trazo discontinuo) representa los puntos donde el ratio emisiones por PIB o por habitante respectivamente es igual al de la media nacional en el año 2006. Por tanto, para el año 2006, las comunidades situadas por encima o

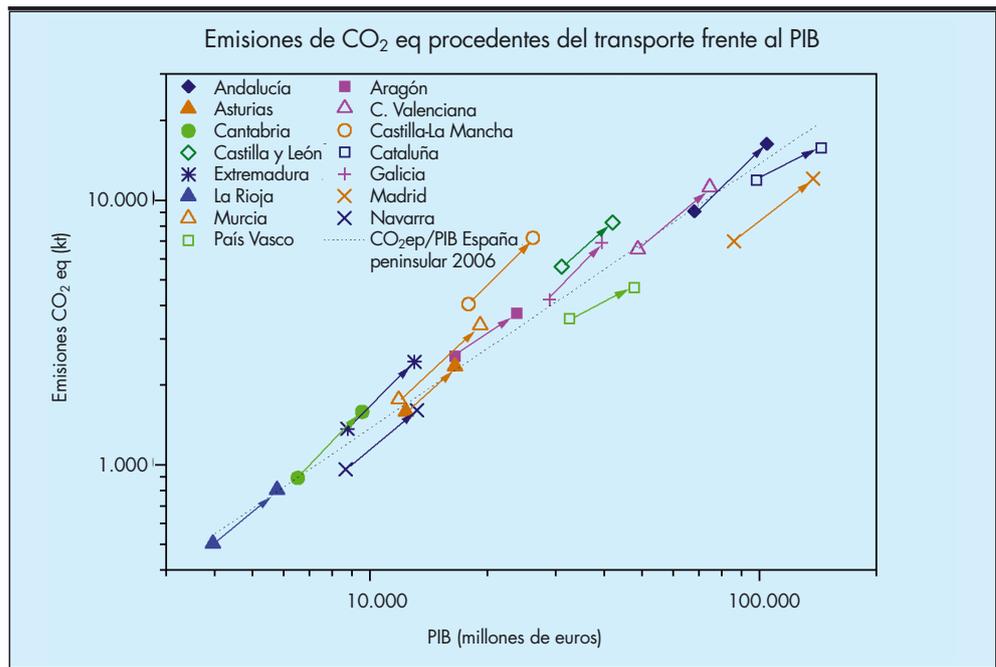


FIGURA 10. Tendencias entre los años 1995 y 2006 de las emisiones de CO₂ eq procedentes del transporte en relación al PIB en las CC. AA. Fuente: *Inventarios Nacionales de Emisiones a la Atmósfera del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino e Instituto Nacional de Estadística.*

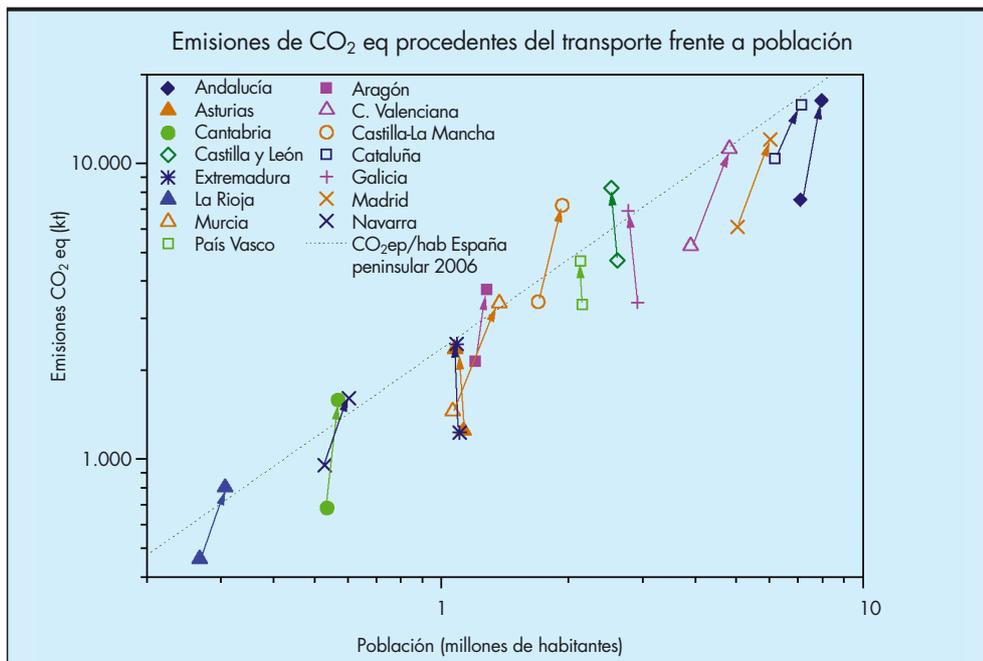


FIGURA 11. Tendencias entre los años 1990 y 2006 de las emisiones de CO₂ eq procedentes del transporte en relación a la población en las CC. AA. Fuente: *Inventarios Nacionales de Emisiones a la Atmósfera del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino e Instituto Nacional de Estadística.*

por debajo de las líneas diagonales en ambas gráficas son las que tienen mayores o menores emisiones en transporte respectivamente en relación a su PIB y en relación a su población que la media nacional. Comunidades autónomas como Aragón, la C. Valenciana e incluso Madrid, reflejan una evolución temporal en la que las emisiones de GEI del transporte aumentan en la misma proporción que lo hace el PIB, lo que es indicativo de una economía acoplada. El País Vasco y Cataluña no sólo están por debajo de la media de las emisiones del transporte por unidad de PIB generada, sino que además mejoran el ratio $CO_2 \text{ eq}_{\text{transp}}/\text{PIB}$ en todo el período de referencia.

4.4. LA CARRETERA COMO MODO DOMINANTE EN EL TRANSPORTE Y EN LAS EMISIONES DE CO₂ EQ EN EL CONJUNTO DEL TERRITORIO. LAS EMISIONES DE CO₂ EQ PROCEDENTES DEL TRANSPORTE POR CARRETERA RESPECTO AL PIB Y RESPECTO A LA POBLACIÓN

Como consecuencia de la utilización mayoritaria y creciente de la carretera como modo de transporte durante todo el período de referencia (1990 – 2006), este sector ha adquirido un gran protagonismo, que se ha traducido en que sus emisiones supongan aproximadamente un 90% de las emisiones totales del transporte. La evolución de las emisiones procedentes del transporte por carretera ha marcado las tendencias de evolución de GEI en el conjunto de modos de transporte; pudiéndose afirmar que las tendencias de emisiones del transporte han sido prácticamente idénticas a las de la carretera dado la preponderancia de este sector. Así, la carretera ha aumentado su presencia en las emisiones globales del conjunto de modos de transporte en todas las comunidades autónomas, en gran parte por el incremento del uso mayoritario del vehículo privado, que como se sabe, es el gran causante de las ineficiencias de las emisiones del transporte por cada viajero transportado. Madrid es la única comunidad autónoma en que las emisiones GEI procedentes del transporte por carretera en el año 2006 se situaron por debajo del 90% de las emisiones totales relativas al transporte, lo que es consecuencia del peso significativo que tienen en esta Comunidad las emisiones procedentes del Aeropuerto Internacional Madrid-Barajas así como su red de transporte público (Autobús, Metro, Metro-ligero, y Cerca-

nías). Este comportamiento se ha producido en Madrid incluso a pesar de haberse incrementado los desplazamientos por carretera en vehículo privado en un 4,5% en el período 1996-2004 (dato de las *Encuestas Domiciliarias de Madrid*, del Ministerio de Fomento), tendencia que también se muestra en el *2º Informe del Estado de la Movilidad de la Ciudad de Madrid 2009* elaborado por la Fundación Movilidad. Sin embargo, en Madrid el porcentaje de utilización del vehículo privado frente al resto de medios de transporte es mayor a otras provincias de similar densidad poblacional como Barcelona. Los viajes en transporte privado en Madrid han aumentado del 35% al 37% entre el año 2008 y el 2009, según el referido Informe de la Fundación Movilidad.

Al igual que ocurre en España, en Alemania y en Francia la carretera supone cerca del 90% de las emisiones debidas al transporte, esta es la razón de que los comportamientos de las diferentes regiones sean tan parecidos al apartado relacionado con emisiones GEI del transporte por su PIB. La carretera es el modo de transporte que marca la tendencia de este indicador en este sector.

En las Figuras 12 y 13 se observa la relación de emisiones procedentes del transporte por carretera en relación al PIB y a la población, respectivamente. La gran diferencia entre las dos gráficas vuelve a ser la pendiente de las líneas poligonales, que es más acentuada en el caso de la población y menos en relación al PIB, lo que indica que ha sido mayor el crecimiento del PIB que el de la población en todo el conjunto autonómico. Al tiempo se constata que la secuencia y las relaciones que muestran las dos figuras mantienen la misma prelación entre comunidades autónomas.

Es importante indicar que las tendencias decrecientes en emisiones del transporte por carretera por PIB y por habitante en países como Alemania y Francia se deben en parte a ciertas acciones como la mejora de la eficiencia del transporte de mercancías en Alemania o una mayor apuesta por el transporte de viajeros por ferrocarril en Francia³.

(3): Laura Crespo García et al, *Buenas Prácticas en la reducción de Emisiones de Efecto invernadero en el sector Transporte*, Ingeniería Civil, Nº 157, año 2010.

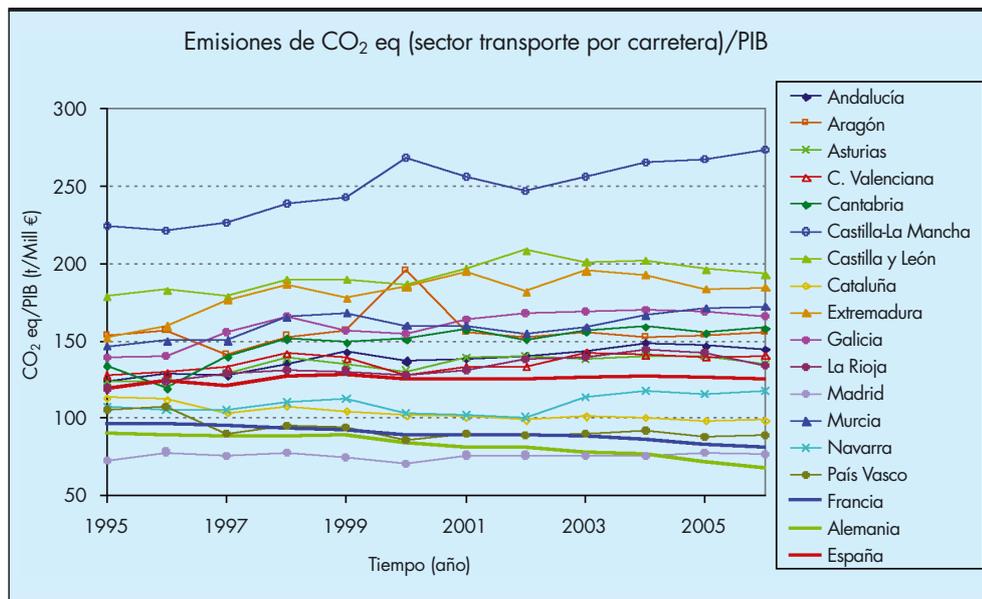


FIGURA 12. Evolución por CC. AA. de las emisiones de CO₂ eq procedentes del transporte por carretera en relación al PIB. Comparación con otras regiones europeas. Fuente: *Inventarios Nacionales de Emisiones a la Atmósfera del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino e Instituto Nacional de Estadística. European Environmental Agency (EEA) Data Service. European Commission, Economic and Financial Affairs (AMECO).*

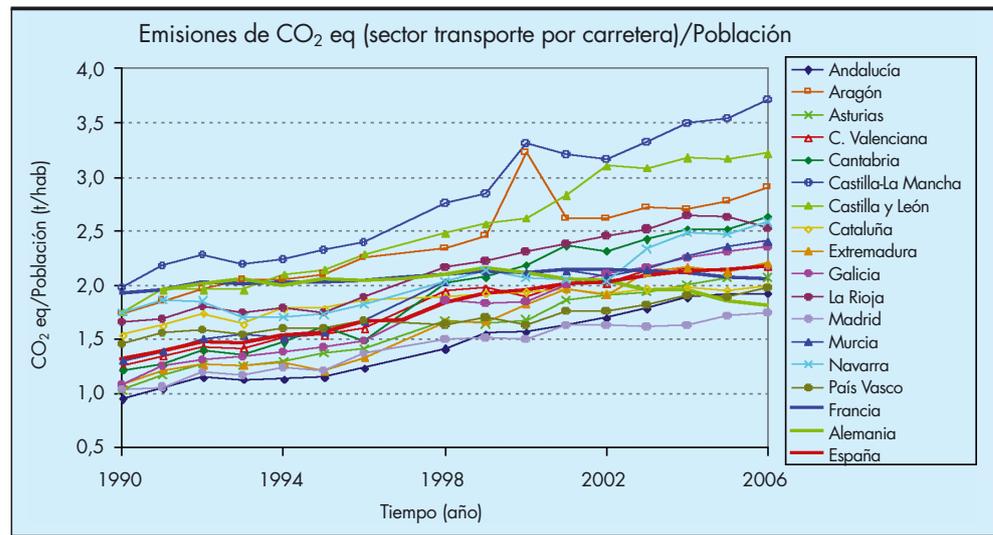


FIGURA 13. Evolución por CC. AA. de las emisiones de CO₂ eq procedentes de la carretera en relación con la población. Comparación con otras regiones europeas. Fuente: *Inventarios Nacionales de Emisiones a la Atmósfera del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino e Instituto Nacional de Estadística. European Environmental Agency (EEA) Data Service. European Commission, Economic and Financial Affairs (AMECO).*

5. CONCLUSIONES

- La geografía de la España peninsular es muy diversa, como lo es su densidad de población y su tejido productivo. En todo el período de referencia (1990 – 2006), caracterizado como de bonanza económica y con todas las deficiencias estructurales propias de este país, el PIB de las distintas regiones ha seguido comportamientos diferentes, desde regiones con elevado índice de renta y con un crecimiento medio moderado en el conjunto del abanico regional, hasta el extremo contrario, comunidades con menor renta y que en estos años han experimentado un profundo cambio y cuentan con los crecimientos más altos en PIB.
- Entre las diferentes macromagnitudes que influyen en las emisiones de GEI, interesa sobretodo emplear aquellas que se relacionan con el PIB y con la población, puesto que ambas variables son determinantes en la generación de emisiones. Toda la economía de la era industrial y de la posterior sociedad de servicios y del conocimiento está articulada sobre el consumo de combustibles fósiles, y ha estado en concordancia con el nivel de renta per cápita, lo que es síntoma inequívoco de una economía acoplada. De esta forma, en el aumento de las emisiones a la atmósfera, el PIB influye más que cualquier otro parámetro.
- Las emisiones del transporte en todo el período de referencia han aumentado alrededor de un 90% y en este rango de crecimiento se han mantenido todas las comunidades. Los indicadores ligados al transporte mantienen un marcado carácter territorial, permitiendo diferenciar comunidades que cuentan con un territorio más extenso y con menor densidad de población y comunidades con mayor número de habitantes y más densamente pobladas.
- Las diferencias de comportamientos cuando nos referimos a las emisiones per cápita o por cada unidad de PIB vienen motivadas por la extensión y densidad de cada comunidad autónoma y por la organización jerárquica más o menos eficiente de sus servicios públicos. Comparando los indicadores ligados al transporte, emisiones del transporte en relación a la renta y emisiones del transporte en

relación a la población, se constata menor dependencia de las emisiones en relación a la población que en relación al PIB. Esto se explica porque las emisiones de CO₂ eq crecen a un ritmo similar a del PIB, síntoma de una economía acoplada. Al tiempo se constata que el aumento que se ha producido en emisiones procedentes del transporte, ha sido proporcionalmente mucho mayor en relación a la población que en relación al PIB, lo cual es un indicio de que en este período el PIB ha crecido más que la población. Los comportamientos que han seguido las diferentes comunidades autónomas en el sector transporte, en cuanto a emisiones por unidad de renta se refiere, son más parecidos entre sí que los registrados en emisiones per cápita, dado que cada región ha seguido su propia dinámica de crecimiento poblacional. Las emisiones procedentes del transporte han seguido creciendo en todas las comunidades autónomas, incluso en las regiones que han perdido población.

- Cuando se comparan las emisiones de CO₂ eq procedentes de la generación de energía en los países de nuestro entorno, se constata que Francia es el país con un mejor comportamiento, tanto en relación al PIB como en relación a la población. Este hecho es consecuencia de que aproximadamente tres cuartas partes de la energía que alimenta su sistema eléctrico es de origen nuclear. Por otro lado Alemania también presenta una tendencia decreciente en las emisiones de CO₂ eq ^{energía}, tanto si se relacionan con PIB como con la población, mientras que en España estas tendencias son al alza.
- Analizando las emisiones generadas por el transporte se observa que España sigue un comportamiento de economía acoplada, en el que cada unidad de PIB se produce a costa de un incremento de emisiones. Sin embargo, Alemania y Francia siguen comportamientos más eficientes, ya que, proporcionalmente, aumentan más su PIB que sus emisiones. Esta tendencia se acentúa aún más en el caso de Alemania que incluso se ha posicionado en ventaja respecto a comunidades autónomas españolas de alta densidad de población y que cuentan con un buen transporte público en sus áreas metropolitanas.

6. REFERENCIAS

- Agencia Europea de Medio Ambiente. Disponible en www.eea.europa.eu/es. [último acceso el octubre de 2010].
- Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. 2009. Informe basado en el Sistema de Indicadores de Seguimiento del Transporte y su Impacto Ambiental. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Madrid.
- Comisión Europea para Asuntos Económicos y Financieros. Disponible en ec.europa.eu/economy_finance/ameco/user/serie/SelectSerie.cfm. [último acceso el octubre de 2010].
- Consorcio Regional de Transportes de Madrid. 1996 y 2004. Encuestas Domiciliarias de Movilidad. Consorcio Regional de Transportes de Madrid, Madrid.
- Fundación Movilidad. 2009. 2do Informe del Estado de la Movilidad de la Ciudad de Madrid, Madrid.
- Instituto Nacional de Estadística. Disponible en www.ine.es. [último acceso el octubre de 2010].
- Ministerio de Medio Ambiente. 2010. Inventarios Nacionales de Emisiones a la Atmósfera 1990-2008, volúmenes 7 y 8. Ministerio de Medio Ambiente, Madrid.
- Moselle B., Padilla J. y Schmalensse R. 2010. Electricidad verde: Energías renovables y sistema eléctrico, Marcial Pons Ediciones Jurídicas y Sociales S. A., Madrid.
- Red Eléctrica de España. 2009. Informe del Sistema Eléctrico Español en 2008. Red Eléctrica de España, Madrid.

BASF CC participó en el emisario submarino de Berria

En las Marismas, zona del litoral cantábrico, se ha desarrollado un proyecto de obra para recoger las aguas residuales producidas en los municipios afectados por el Plan de Saneamiento y una vez depuradas, enviarlas al mar a una distancia de la costa superior a 3 kilómetros

Donde finaliza el hinca, el emisario principal continúa con una tubería de

polietileno de diámetro 1.600 mm y longitud 2.720 m que descansa en una zanja hormigonada realizada en el lecho marino y cuando se abandona esta zanja se protege con escollera de peso entre 1 y 3 toneladas. Y es este hormigón submarino sobre el que descansa el emisario principal donde la división de aditivos de BASF Construction Chemicals ha participado. Este tipo de construcción es de gran dificultad técnica, debido a que el hormigón, sobre el que se tiende la tubería principal, tiene que presentar unas características muy particulares en cuanto a la resistencia y lavado inherentes al hecho de que no existe visibilidad del hormigón en el sitio, lo cual impide hacer un control efectivo que permita corregir los efectos que pudieran producirse. Esto unido al hecho que el hormigonado se produce desde una planta de hormigón colocada en una pontona nos obliga a seleccionar cuidadosamente los materiales.

Para confeccionar este hormigón submarino, se necesitan como características generales una alta fluidez y una consistencia muy cohesiva que aporte una enorme resistencia



al lavado. Para ello, se tiene que tener un número importante de finos, que viene dado tanto por el cemento, como por la arena. Para conseguir los efectos deseados, en esta obra se ha utilizado un aditivo **superplastificante** de nueva generación **GLENIUM® TC 1323** en una dosificación entre el 1,5 y el 1,8% s.p.c. como aditivo reductor de agua de alta actividad así como aditivo

cohesionante para evitar el lavado del hormigón. Para favorecer la capacidad de resistencia al lavado el **RHEOMAC® UW 450 E** que se presenta en líquido y fue finalmente el aditivo utilizado en una dosificación entre el 0,15 y el 1,5% s.p.c.

Para el cebado de la bomba, se utilizó el aditivo agente lubricante de mangueras: **MEYCO® LUBE 1**, se colocó la pelota de limpieza en el manguerón, se bombeó agua con **MEYCO® LUBE 1**, y cuando el agua con este producto desapareció de la tolva, se vertió el hormigón. Una vez lleno el tubo, se levantó unos 10 cm del fondo para permitir el escurrimiento del hormigón que lo llena, alimentando de manera constante, sin incorporación ni arrastre de aire y a nivel superior lo más constante posible. Siempre, el extremo inferior del tubo debe permanecer constantemente embebido en el hormigón depositado en el fondo hasta completar la cantidad prevista. A continuación, el tubo se desplaza a una nueva ubicación y se repite el proceso siempre y cuando no se haya podido desplazar con el manguerón embebido en el propio hormigón.



RodioKronsa
 Velázquez,50-7ª Planta / 28001 MADRID
 Tfno.: 91 781 71 69 / 91 562 46 10
 Fax: 91 561 30 13 - 91 564 14 40
 E-mail: rodioKronsa@rodioKronsa.es
www.rodioKronsa.es



INGENIERÍA DEL SUBSUELO

RodioKronsa nace de la fusión de dos de las compañías con más prestigio en el campo de la ingeniería del suelo. Con una trayectoria de más de 80 años en el sector de la geotecnia y las cimentaciones especiales, RodioKronsa ofrece soluciones expertas y a medida frente a los retos de la moderna Ingeniería Civil y los problemas de interacción suelo-estructura.

El compromiso ético de sostenibilidad en nuestro grupo, se fundamenta en garantizar la satisfacción de sus Clientes, el mantenimiento de la Calidad, la Seguridad y Prevención de Riesgos Laborales y el respeto al Medio Ambiente.

- ✗ Infraestructuras del transporte y aparcamientos
- ✗ Edificación, centros comerciales e industriales
- ✗ Tratamiento y estabilización del terreno
- ✗ Obras hidráulicas
- ✗ Restauración del Patrimonio
- ✗ Obras Marítimas
- ✗ Túneles y Colectores
- ✗ Medio Ambiente
- ✗ Instrumentación
- ✗ Tanques y depósitos de formentas y obras de saneamiento

Sede central: Madrid

Delegaciones en:

- ✗ Andalucía
- ✗ Cataluña
- ✗ Levante
- ✗ Norte
- ✗ Galicia-Asturias

Filiales Extranjeras

- ✗ Rodio Portugal
- ✗ Solsif Maroc
- ✗ Rodio Swissboring Centroamerica
- ✗ Rodio Swissboring Costa Rica
- ✗ Rodio Swissboring Honduras
- ✗ Rodio Swissboring El Salvador
- ✗ Rodio Swissboring Panamá
- ✗ Rodio Cimentaciones México



Ensayos para la caracterización de las bentonitas utilizadas en la fabricación de las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C)

ÁNGEL LEIRO (*), BEATRIZ MATEO (*), HELENA GARCÍA (*) y SILVIA LLORENTE (**)

RESUMEN Las bentonitas son arcillas compuestas esencialmente por minerales del grupo de las esmectitas. Se utilizan en la fabricación de las Barreras Geosintéticas Arcillosas (GBR-C), que son materiales geosintéticos de baja permeabilidad, formando parte del sistema de impermeabilización.

En el presente artículo se muestra una serie de ensayos para evaluar la calidad de las bentonitas para dicha utilización. Se han establecido también las correlaciones entre los mismos, con el fin de identificar los ensayos más idóneos para su caracterización.

TESTS FOR THE CHARACTERIZATION OF BENTONITES USED IN THE MANUFACTURE OF CLAY GEOSYNTHETIC BARRIERS (GBR-C)

ABSTRACT *Bentonites are clays essentially composed of the smectite minerals. They are used in the manufacture of Clay Geosynthetic Barriers (GBR-C), which are low-permeability geosynthetic materials, forming part of the lining technologies and construction waterproofing systems.*

This article shows a series of testing to evaluate the quality of the bentonites for such use. Correlation between different testing has also been established in order to identify the most suitable ones for their characterization.

Palabras clave: Ensayos de bentonitas, Barreras Geosintéticas Arcillosas (GBR-C).

Keywords: Bentonites tests, Clay Geosynthetic Barriers (GBR-C), Geosynthetic Clay Liners (GCL).

1. INTRODUCCIÓN

Las barreras geosintéticas (GBR) son materiales geosintéticos de baja permeabilidad, utilizados fundamentalmente en aplicaciones geotécnicas y de ingeniería civil, con el objeto de reducir o prevenir el paso de fluidos a través de ellos. Se utilizan en impermeabilización. Dentro de este grupo se pueden diferenciar tres tipos. Los tres consisten en una estructura ensamblada en fábrica, de materiales geosintéticos, en forma de lámina, que actúa como barrera. Se diferencian en el material que realiza la función de barrera:

- **Barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C).** La función de la barrera se realiza fundamentalmente por una arcilla. Su uso ha experimentado un incremento exponencial, tanto en obra civil como en edificación.
- **Barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P).** La función de barrera se realiza fundamentalmente por po-

límeros. Se las conoce tradicionalmente como geomembranas, y se utilizan ampliamente en España.

- **Barreras geosintéticas bituminosas (GBR-B).** La función de barrera se realiza fundamentalmente mediante productos bituminosos.

En la Figura 1 se presenta la ubicación de las barreras geosintéticas dentro de la clasificación de los geosintéticos de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 10318:2006.

2. BARRERAS GEOSINTÉTICAS ARCILLOSAS (GBR-C)

Existen muchas aplicaciones de las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C) en el mundo de la ingeniería civil y la edificación. Es un material de uso extendido formando parte del sistema de impermeabilización. Las aplicaciones recogidas en las normas armonizadas europeas son las relativas a:

- Construcción de Embalses y Presas (UNE-EN 13361 y modificaciones).
- Construcción de Canales (UNE-EN 13362).
- Construcción de Túneles y obras Subterráneas (UNE-EN 13491).

(*) Laboratorio Central de Estructuras y Materiales. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

(**) CETCO Iberia. S.L.U.

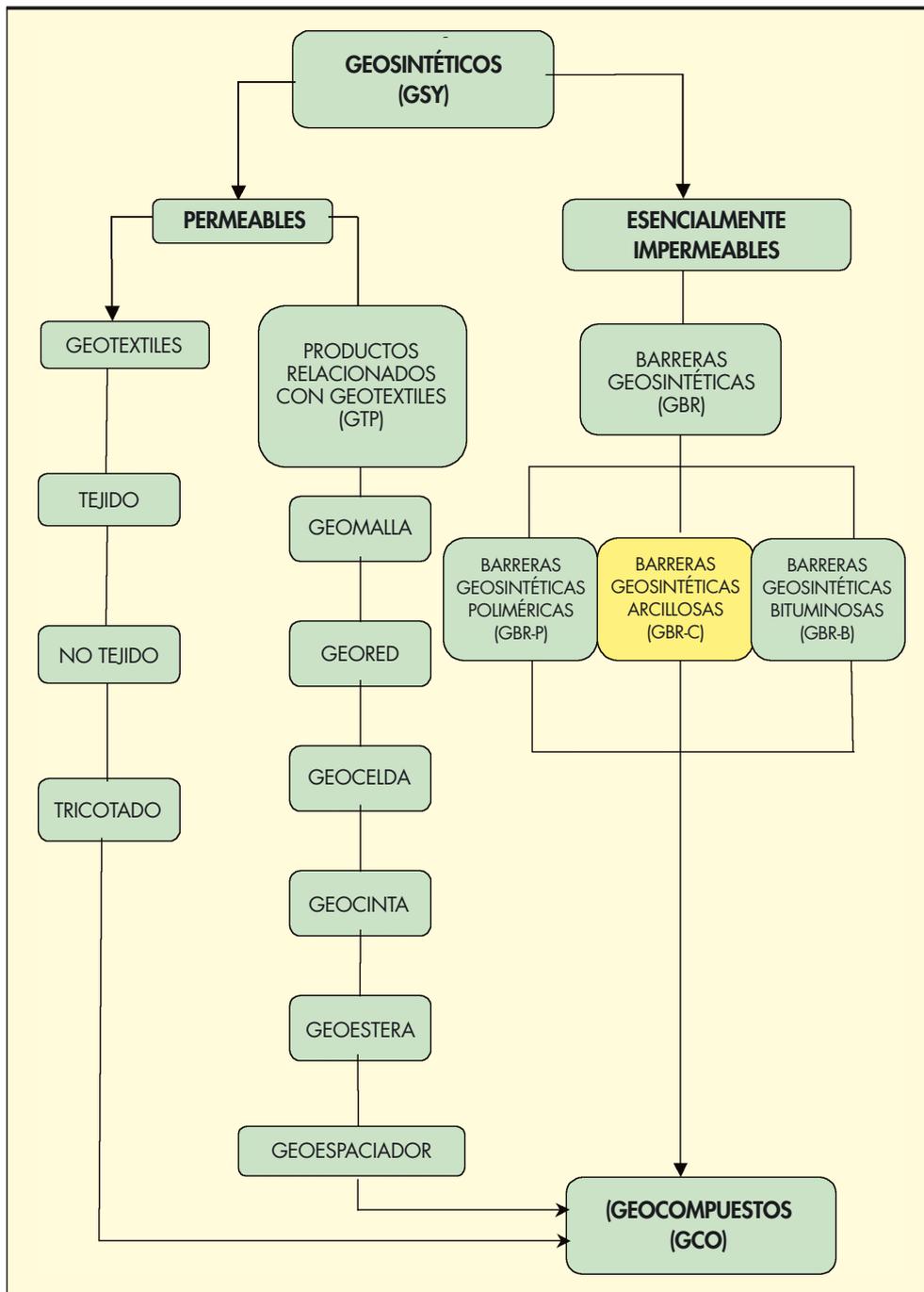


FIGURA 1.

- Construcción de Vertederos para residuos líquidos y sólidos (UNE-EN 13492 y UNE-EN 13493, respectivamente).
- Uso en Infraestructuras de Transporte (UNE-EN 15382).

En todos los casos la utilización de las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C) cumple la función de impermeabilización formando parte del sistema impermeabilizante, bien como impermeabilización principal o como impermeabilización secundaria, siendo la aplicación más importante la utilización para la construcción de embalses y presas, y en vertederos, tanto para líquidos como para sólidos. También se utilizan en túneles y falsos túneles.

En edificación las Barreras Geosintéticas Arcillosas (GBR-C) están contempladas en el CTE, Código Técnico de la Edificación, como “sub-base”, siendo sus aplicaciones más habituales en este campo la impermeabilización de soleras, muros y muros pantalla.

Las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C) se componen de bentonita de sodio granular encapsulada entre dos geotextiles por agujado de los mismos. Además pueden tener unida a una de sus caras una lámina de polietileno, siendo así un producto doblemente impermeable, haciendo que su uso sea más seguro.

La bentonita es una arcilla compuesta esencialmente por minerales del grupo de las esmectitas, que son filosilicatos

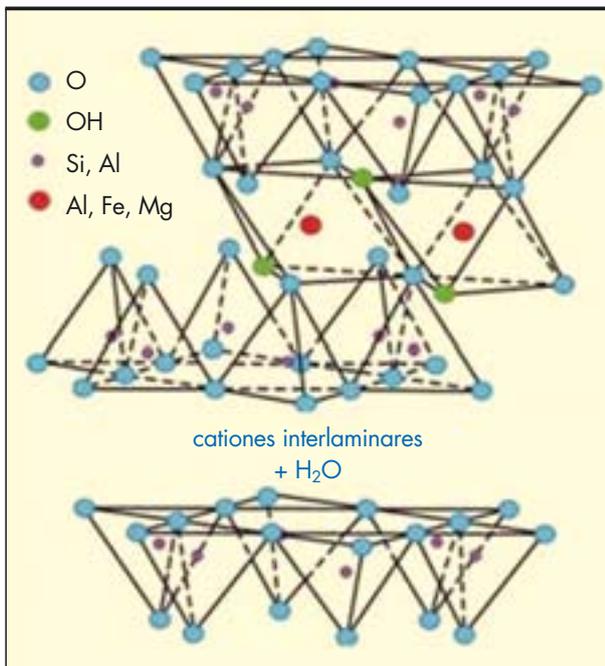


FIGURA 2. Estructura de las esmectitas.

con estructura 2:1, y presentan una gran diversidad de composición.

Una esmectita es un mineral con estructura estratificada, formada por capas de óxido de silicio tetraédrico y óxido de aluminio octaédrico (Figura 2). Estas láminas se encuentran separadas por cationes débilmente hidratados (fundamentalmente Ca^{2+} , Mg^{2+} y Na^+), que compensan las cargas negativas resultantes de las sustituciones isomórficas de cationes por otros con valencias diferentes. La presencia de la superficie interlaminares así como de una débil carga en la misma, son características esenciales de este grupo de minerales. Como consecuencia, son capaces de incluir en ella no sólo cationes hidratados, sino también agua u otros líquidos polares, dando lugar a una mayor separación de las capas (aumento de su espaciado reticular) y, por tanto, hinchamiento.

Los criterios de clasificación de las bentonitas utilizados por la industria se basan en su comportamiento y propiedades físico-químicas. Así la clasificación industrial más aceptada establece tipos de bentonitas en función de su capacidad de hinchamiento en agua:

- Bentonitas altamente hinchables o sódicas.
- Bentonitas moderadamente hinchables o intermedias.
- Bentonitas poco hinchables o cálcicas.

Las bentonitas más utilizadas en las barreras geosintéticas arcillosas son las sódicas, por tener mayor capacidad de hinchamiento.

La bentonita sódica está compuesta por minerales del grupo de las esmectitas con un elevado contenido en montmorillonita sódica. Su baja permeabilidad se basa en su elevada capacidad de absorción de agua en el espacio interlaminares, lo que hace que se hinche y forme una barrera al paso del agua.

Gracias a las características físicas de la bentonita (partículas laminares de pequeño tamaño, inferior a 2 micras, y su capacidad de expansión), puede emplearse con gran ventaja como material impermeabilizante. Las laminillas microscópicas de la bentonita sódica, al dispersarse en contacto con el

agua, forman un laberinto intrincado de canales sinuosos y de pequeño calibre que dificulta enormemente el paso del agua.

Si además impedimos de alguna forma la expansión libre de la bentonita, el agua de su interior estará a presión. Esta presión es la que deberá superar el agua para atravesar el GBR-C, dando lugar a una barrera impermeable.

Debido a su capacidad de expansión, es un material autosellante, capaz de taponar pequeños agujeros que puedan aparecer. Por lo tanto, puede rellenar pequeñas grietas, oquedades o fisuras que se puedan producir en las estructuras que esté protegiendo. Se puede utilizar bajo cualquier situación climatológica y no le afectan las variaciones de temperatura.

La bentonita es un mineral inerte formado en la naturaleza hace millones de años y por lo tanto su durabilidad está asegurada ya que no envejece. Es un material natural no tóxico, inocuo con el medio ambiente.

Las propiedades físico-químicas de la bentonita derivan principalmente de su tamaño de partícula (inferior a 2 μm), su morfología laminares (filosilicatos), las sustituciones isomórficas, que dan lugar a la aparición de carga en las láminas y a la presencia de cationes débilmente ligados en el espacio interlaminares. Las de mayor interés son la superficie específica, la capacidad de intercambio iónico y la hidratación e hinchamiento.

Las bentonitas poseen una elevada superficie específica (150-800 m^2/g), que resulta muy importante para ciertos usos industriales.

La capacidad de intercambio catiónico es una propiedad fundamentalmente de las esmectitas. Son capaces de cambiar fácilmente los iones fijados en la superficie exterior de sus cristales, en los espacios interlaminares, o en otros espacios interiores de las estructuras, por otros existentes en las soluciones acuosas en las que se encuentran. La capacidad de intercambio catiónico (CEC) se puede definir como la suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede absorber a un determinado pH. Es equivalente a la medida del total de cargas negativas del mineral, que pueden ser generadas fundamentalmente por sustituciones isomórficas dentro de la estructura.

La existencia de carga en las láminas se compensa, como ya se ha citado, con la entrada en el espacio interlaminares de cationes débilmente ligados y con estado variable de hidratación, que pueden ser intercambiados fácilmente mediante la puesta en contacto de la arcilla con una solución saturada en otros cationes. A esta propiedad se la conoce como capacidad de intercambio catiónico y es también la base de multitud de aplicaciones industriales de arcillas.

En el caso de las bentonitas la capacidad de intercambio catiónico varía entre 70 y 130 meq/100g (80-200 montmorillonita).

La hidratación y deshidratación de la superficie interlaminares son también propiedades únicas de las esmectitas, cuya importancia es crucial en los diferentes usos de la bentonita. Aunque hidratación y deshidratación ocurren con independencia del tipo de catión de cambio presente, el grado de hidratación sí está ligado a la naturaleza del catión interlaminares y a la carga de la lámina. La absorción de agua en el espacio interlaminares tiene como consecuencia la separación de las láminas dando lugar al hinchamiento. Este proceso depende del balance entre la atracción electrostática catión-lámina y la energía de hidratación del catión. Cuando el catión interlaminares es el Na^+ , las esmectitas tienen una gran capacidad de hinchamiento y, si por el contrario, son el Ca^{2+} o Mg^{2+} los cationes de cambio, su capacidad de hinchamiento será mucho más reducida. Por lo tanto, las bentonitas sódicas son altamente hinchables, mientras que las cálcicas son poco hinchables.

La mayor parte de la bentonita cálcica procede del golfo de México, y la bentonita sódica procede de Wyoming, dando nombre a este tipo de bentonita, como bentonita tipo Wyoming.

3. EXPERIMENTAL

En el presente artículo se muestra el estudio de seis arcillas bentoníticas, así como de tres mezclas obtenidas con diferentes porcentajes de algunas de ellas, buscando la optimización de su comportamiento.

Los ensayos realizados han sido:

- Caracterización mineralógica mediante Difracción de Rayos X.

- Absorción de agua (método del plato poroso).
- Coeficiente de hinchamiento.
- Pérdida por filtrado.
- Permeabilidad.

Con los resultados de dichos ensayos se ha realizado una evaluación del comportamiento de las bentonitas para su utilización formando parte de las barreras geosintéticas arcillosas y se ha establecido un orden de las mismas según su calidad.

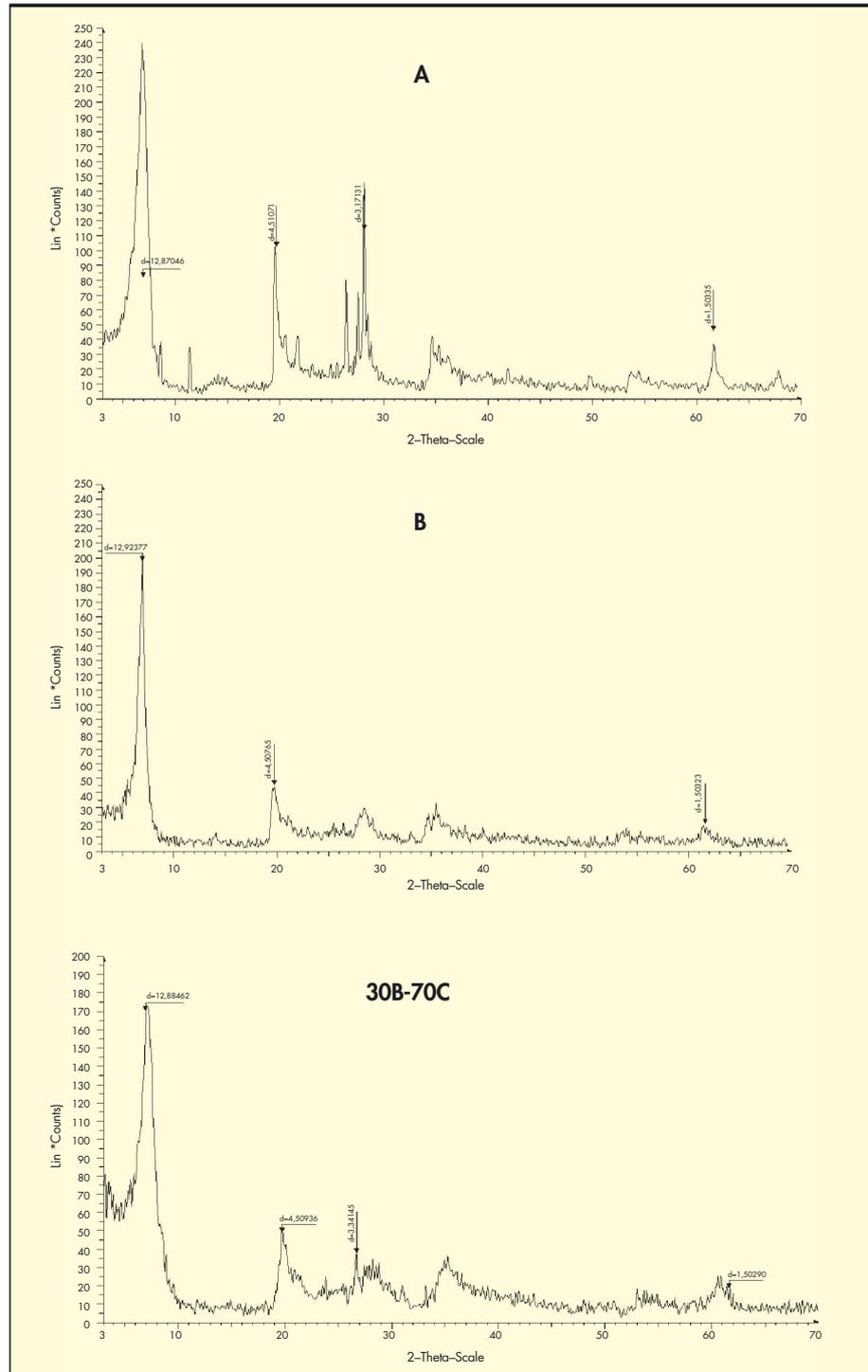


FIGURA 3. Difractogramas correspondientes a las muestras A, B y 30B-70C.

También se ha realizado un estudio mediante Difracción de Rayos X para evaluar el contenido de montmorillonita de cada una de las arcillas y sus mezclas.

Además, se han identificado los ensayos más significativos para valorar su comportamiento. Para ello, se han realizado una serie de correlaciones entre los resultados de los ensayos obtenidos mediante las diferentes técnicas aplicadas: Pérdida por Filtrado, Capacidad de Hinchamiento y Absorción de Agua.

3.1. MUESTRAS ENSAYADAS

Se han caracterizado seis bentonitas de diferentes procedencias y tres mezclas de éstas, nueve muestras en total identificadas como:

- **Bentonitas: A, B, C, D, E y F.**
- **Mezclas:**
 - **30B-70C:** Mezcla formada con un 30% de la bentonita B y un 70% de la bentonita C.

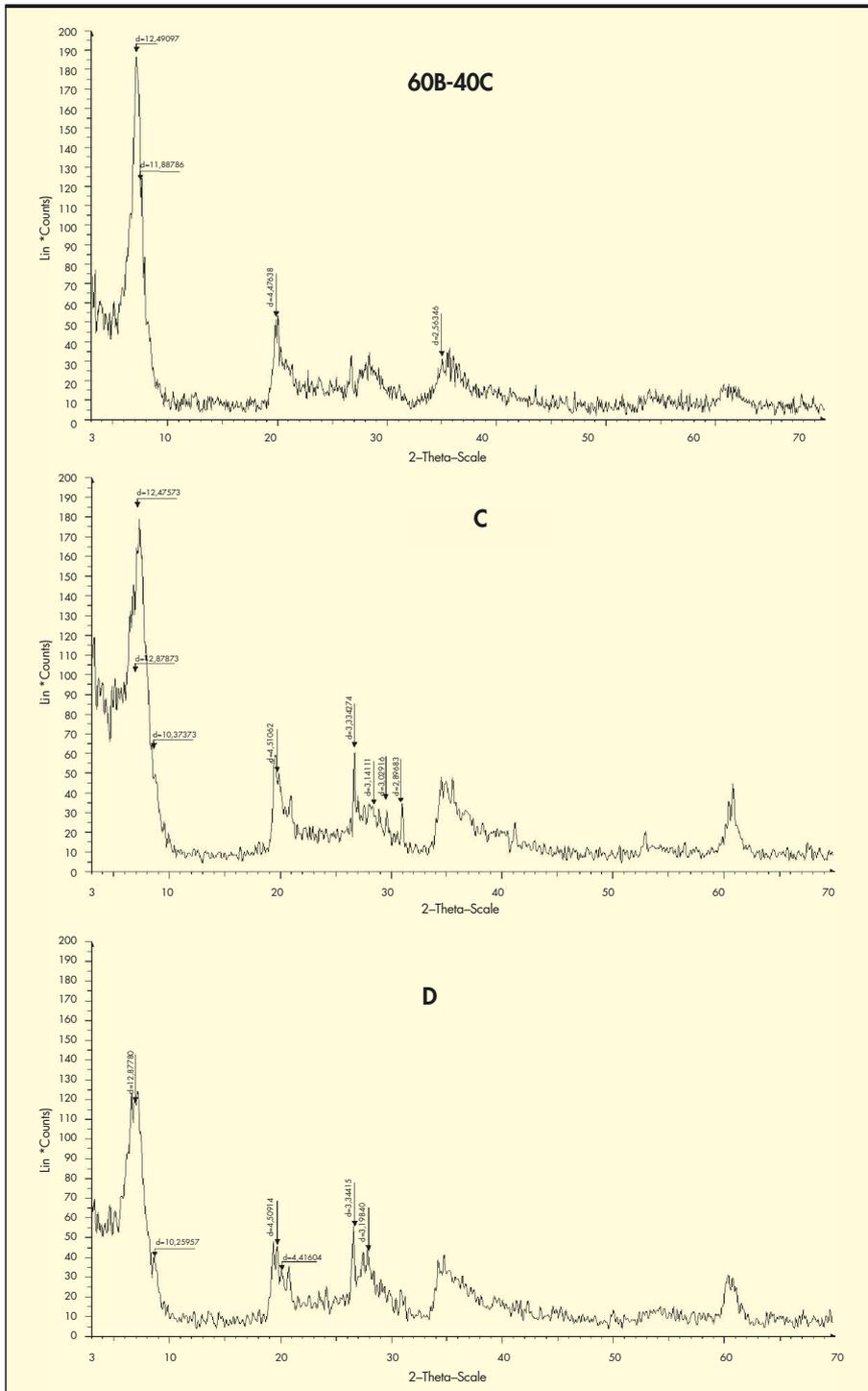


FIGURA 4. Difractogramas correspondientes a las muestras 60B-40C, C y D.

- **60B-40C:** Mezcla formada con un 60% de la bentonita B y un 40% de la bentonita C.
- **50B-50F:** Mezcla formada con un 50% de la bentonita B y un 50% de la bentonita F.

3.2. ENSAYOS REALIZADOS

3.2.1. Caracterización mineralógica mediante Difracción de Rayos X

Para el estudio de la composición mineralógica de las muestras, se utilizó la técnica de Difracción de Rayos X. Se realizó el análisis de las muestras en polvo, para lo cual se molieron en un molino de bolas hasta obtener un tamaño de partícula inferior a 0,074 mm. Los difractogramas obtenidos se encuentran en las Figuras 3, 4 y 5, identificándose filosilicatos en todas las muestras.

Para comprobar la presencia de esmectitas, que son los filosilicatos que confieren a las bentonitas su capacidad de

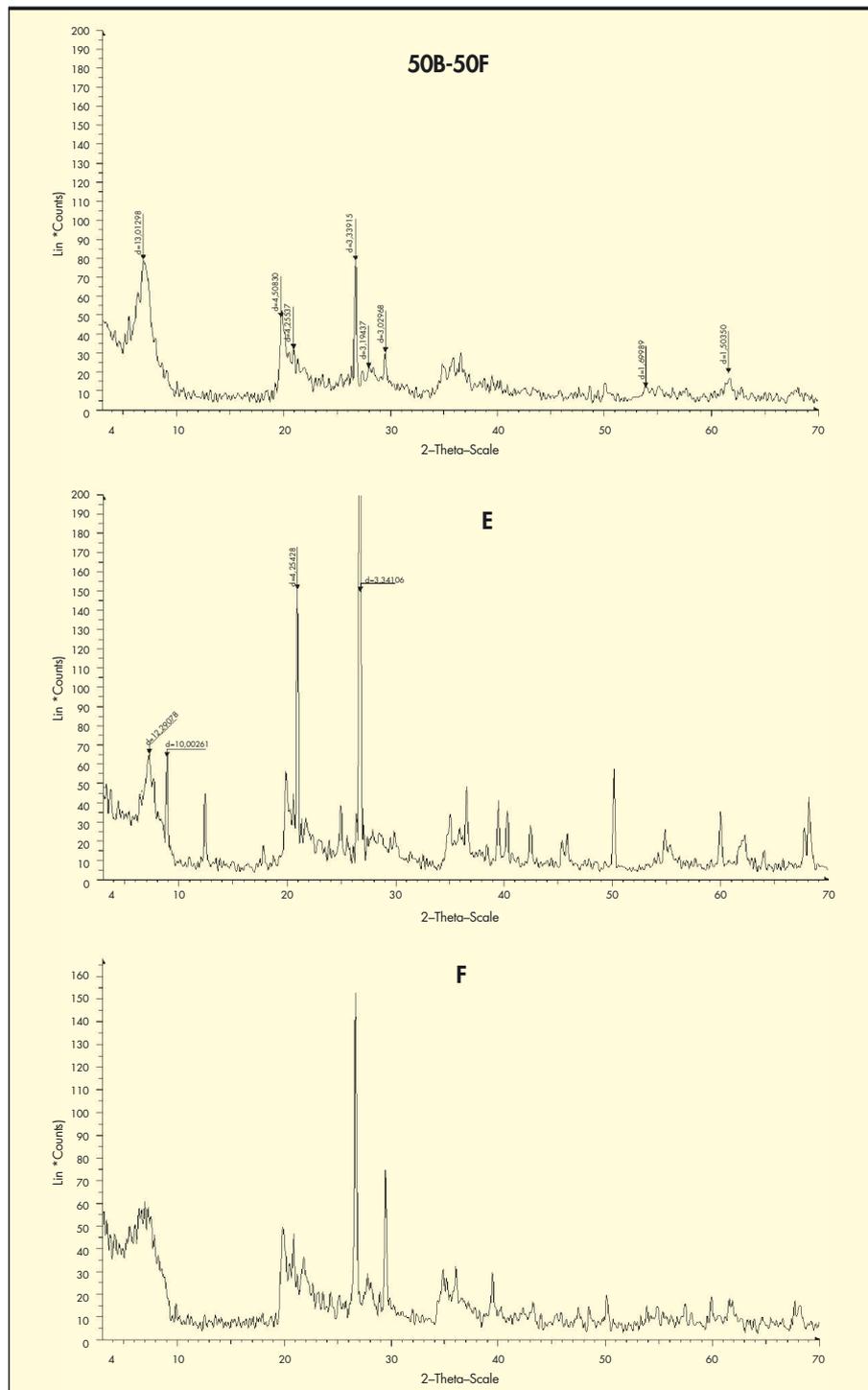


FIGURA 5. Difractogramas correspondientes a las muestras 50B-50F, E y F.

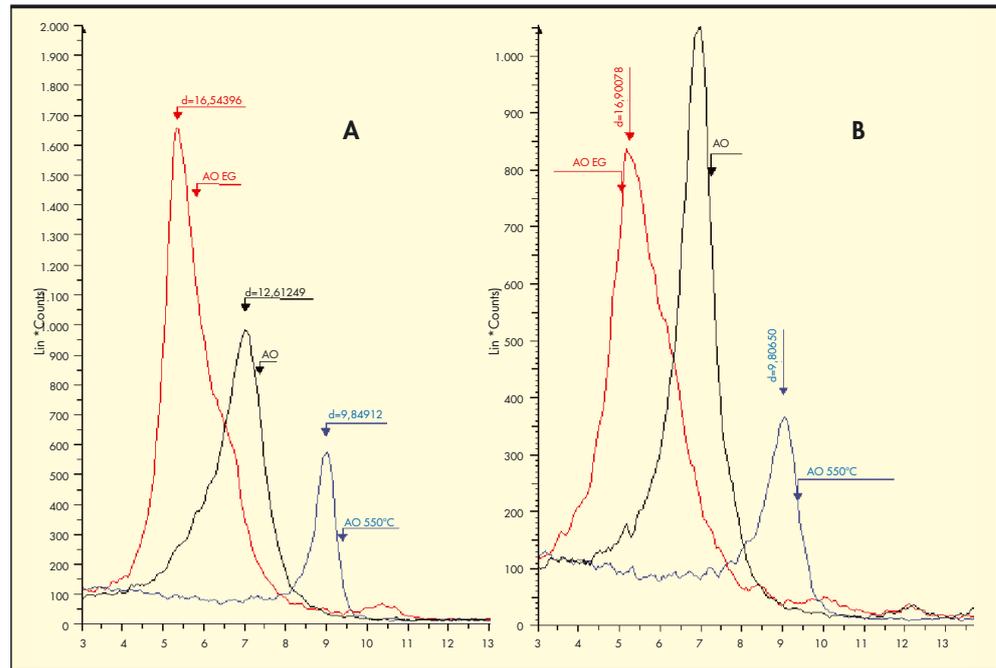


FIGURA 6. Difractogramas de los agregados orientados de las muestras A y B.

hinchamiento, se realizaron tres tipos de agregados orientados:

- Agregado orientado sin tratamiento (A.O.)
- Agregado orientado en atmósfera saturada con etilenglicol (E.G.), con el fin de detectar la existencia de minerales de la arcilla capaces de incorporar sustancias en su espaciado interlamilar, provocando con ello su hinchamiento. Este hinchamiento es visible por el aumento del espaciado interlamilar que queda reflejado en el difractograma.
- Agregado orientado tratado térmicamente a 550°C (A.O.+ 550°C), para detectar la presencia de minerales que contienen agua en la estructura y, por tanto, son susceptibles de colapsar al perderla a altas temperaturas. Este colapso de la estructura se refleja en un descenso del espaciado interlamilar.

Del estudio de los agregados orientados realizados se dedujo que las muestras contenían esmectitas, ya que se pro-

duce el colapso del pico correspondiente al agregado sin tratamiento, debido a la pérdida de agua al someter el mencionado agregado a una calcinación a 550°C y el hinchamiento y consiguiente desplazamiento del pico del agregado sin tratar cuando se solvata con etilenglicol. La Figura 6 corresponde a los difractogramas de los agregados orientados de las muestras A y B, donde se observa la mayor proporción de esmectitas.

En la Tabla 1 se encuentran los componentes identificados en las muestras.

3.2.2. Absorción de agua (método del plato poroso)

La absorción de agua se ha determinado de acuerdo con el procedimiento interno TP-1004 basado en norma ASTM E 946-92.

El procedimiento de ensayo consiste en depositar la bentonita en un papel de filtro que se coloca encima de una placa porosa (Figura 7) y tras 18 horas se pesa hidratada

MUESTRA	COMPUESTOS MAYORITARIOS IDENTIFICADOS
A	Filosilicatos (montmorillonita), albita, illita
B	Filosilicatos (montmorillonita)
C	Filosilicatos (montmorillonita), cuarzo, calcita
D	Filosilicatos (montmorillonita), sepiolita, illita, cuarzo
E	Filosilicatos, cuarzo, calcita
F	Filosilicatos, cuarzo, calcita
30B – 70C	Filosilicatos (montmorillonita), cuarzo
60B – 40C	Filosilicatos (montmorillonita), cuarzo
50B – 50F	Filosilicatos (montmorillonita), cuarzo, illita, calcita

TABLA 1. Composición mineralógica de las bentonitas.



FIGURA 7.



FIGURA 8.

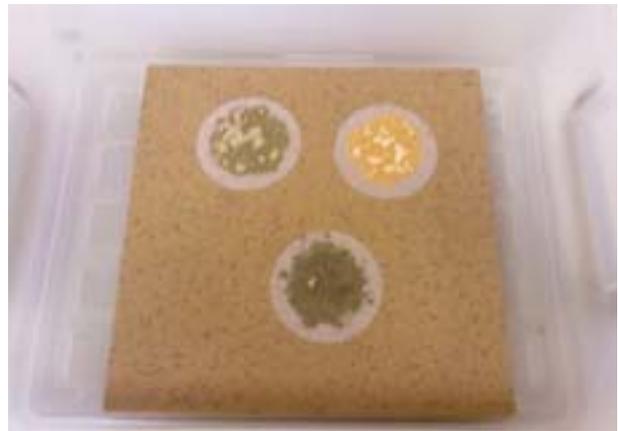


FIGURA 9.

(Figura 8). Hay que registrar la temperatura inicial y la final. Después de cada prueba el agua debe ser cambiada y la placa porosa y el recipiente limpiados.

La arcilla debe estar seca y molida de tal forma que el 100% pase por el tamiz de 150µm (100 mesh) y que como mínimo el 80% pase por un tamiz de 75 µm (200 mesh).

La absorción de agua se determina por diferencia de peso entre la bentonita hidratada y seca, teniendo en cuenta la corrección por la temperatura. Se expresa en tanto por ciento de absorción de agua.

$$\% \text{Absorción agua} = \frac{Ww - Wd}{Wd} \times 100 - K(Ta - Tr)$$

Donde:

Ww: peso neto de la bentonita hidratada, g.

Wd: peso neto de la bentonita seca, g.

Ta: promedio de la temperatura inicial y final del agua, °C.

Tr: temperatura = 20°C.

K: coeficiente de temperatura, 3.30%/°C.

Como se ve en la Figura 9 se pueden colocar varias muestras sobre la placa al mismo tiempo.

En la Figura 10 se muestran gráficamente los valores obtenidos.

3.2.3. Coeficiente de hinchamiento

El coeficiente de hinchamiento se ha determinado de acuerdo a la norma ASTM D 5890-06. Este método de ensayo permite la evaluación de las propiedades de hinchamiento de una arcilla en agua para la estimación de su permeabilidad o reducción de la conductividad hidráulica en barreras geosintéticas (GBR-C).

El procedimiento consiste en adicionar 2 g de arcilla con una espátula muy lentamente (no más de 0.1 g cada 10 minutos) en una probeta de 100 ml, de aproximadamente 180 mm de altura, con subdivisiones de 1 ml y tapón de cristal opalino (Figura 11), con 90 ml de agua para que hinche. La arcilla debe estar seca hasta peso constante a 105 ± 5°C, y molida de tal manera que el 100% pase por el tamiz de 150 µm (100

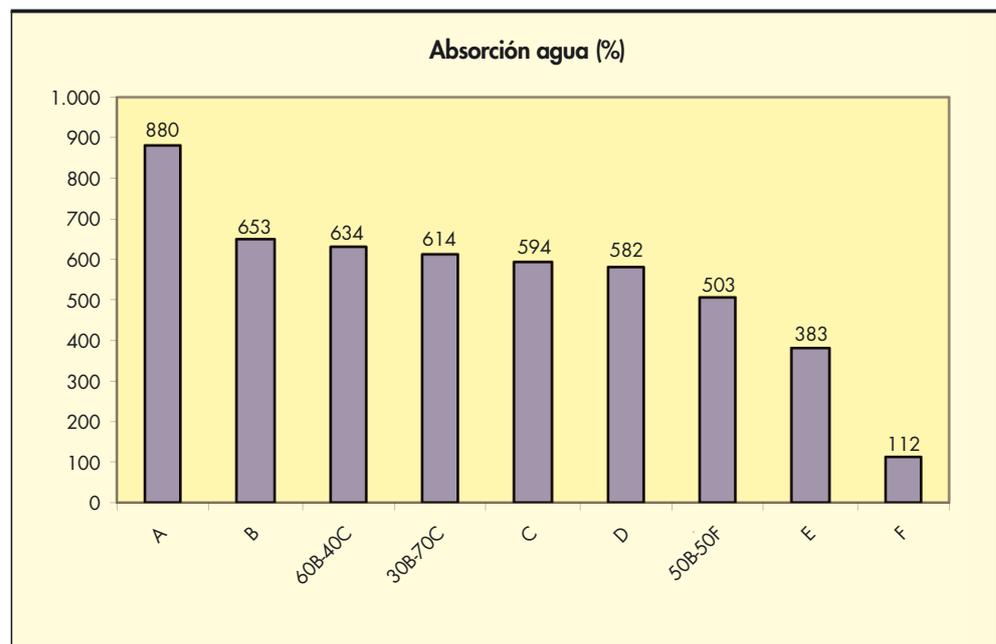


FIGURA 10. Valores de absorción de agua de las bentonitas.



FIGURA 11.

mesh) y un mínimo el 65% pase por un tamiz de 75µm (200 mesh). Tras añadir los 2 g de arcilla se completa con agua hasta 100 ml, procurando dispersar cualquier partícula adherida a las paredes de la probeta. Después de un periodo de hidratación mínimo de 16 horas se mide el volumen en la probeta, expresando el resultado en ml (Figura 12).

En la Figura 13 se muestran gráficamente los valores obtenidos.

3.2.4. Pérdida por filtrado

La pérdida de fluido por filtrado se ha determinado de acuerdo a la norma ASTM D 5891-02, que evalúa la utilidad de la arcilla para la reducción de la permeabilidad en las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C). Este método de ensayo está adaptado de las especificaciones de lodos de perforación para bentonitas del Instituto Americano del Petróleo.

La arcilla granular se debe moler de tal manera que el 100% pase por el tamiz de 150 µm (100 mesh) y como mínimo el 65% pase por un tamiz de 75 µm (200 mesh).



FIGURA 12.

Este método de ensayo permite la evaluación de la pérdida de fluidos de una mezcla de mineral arcilloso al 6% en agua. El ensayo consiste en adicionar lentamente 22.5 g de la bentonita molida en un vaso con 350 ml de agua. Tras 25 minutos de agitación con un agitador automático capaz de girar a 11000±300 rpm (Figura 14), se cierra el vaso y se deja en re-

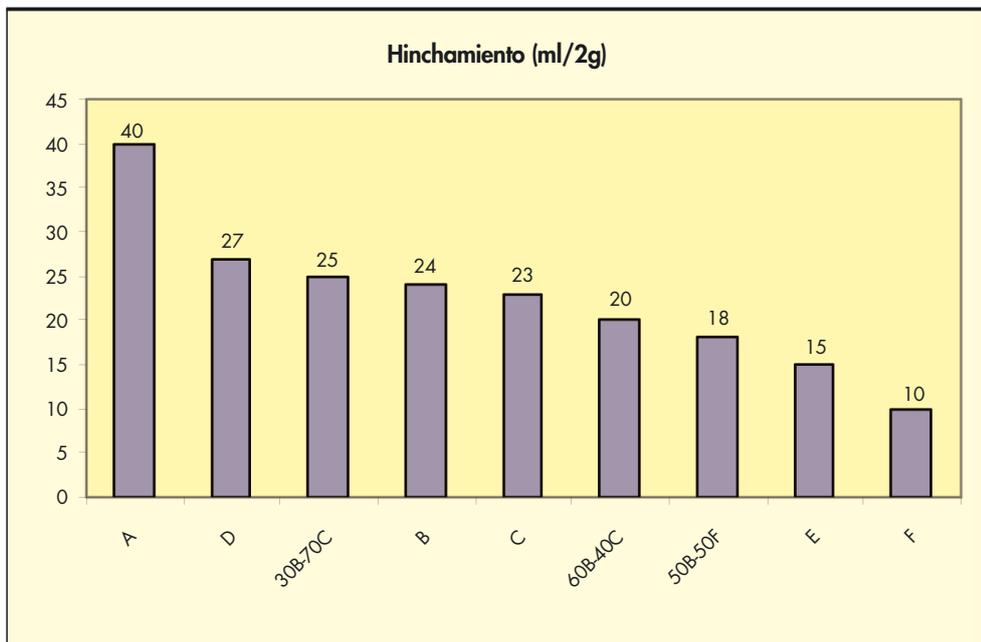


FIGURA 13. Valores del coeficiente de hinchamiento.

poso al menos 16 horas. Una vez mezclada la arcilla se vierte en un recipiente (Figura 15) en cuya base se ha dispuesto un papel de filtro (diámetro 90 mm, muy denso, libre de cenizas) y se somete el recipiente con la arcilla a una presión de 100 psi (kPa). El filtrado de los primeros 7,5 minutos se descarta y se recoge en una probeta el filtrado de los 22,5 minutos siguientes. La pérdida por filtrado, que se expresa en mililitros, se calcula de la siguiente forma:

$$\text{Pérdida por filtrado} = \text{Volumen filtrado (22.5 minutos)} \times 2$$

La Figura 16 muestra el aspecto general del equipo.

En la Figura 17 se muestran gráficamente los valores obtenidos.

3.2.5. Permeabilidad

El ensayo de permeabilidad se realizó de acuerdo con la norma ASTM D 5887 (Standard Test Method for Measurement of Index Flux Through Saturated Geosynthetic Clay



FIGURA 15.



FIGURA 14.



FIGURA 16.

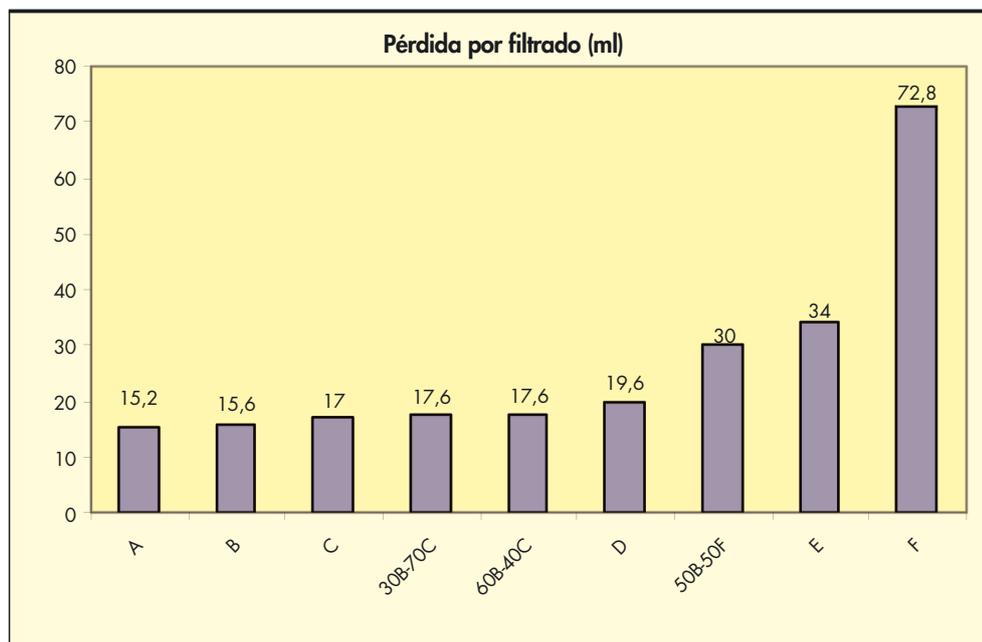


FIGURA 17. Valores de la pérdida por filtrado.



FIGURA 18. Equipo para la determinación de la permeabilidad.

Liner Specimen Using a Flexible Wall Permeameter). El ensayo se llevó a cabo con agua destilada de-aireada en un equipo de celdas triaxiales provisto de pared de membrana flexible y con presión constante. La muestra se sometió a una presión de 550 kPa y a un flujo de agua a su través, aplicando un gradiente de presión entre la entrada y la salida de 530 kPa y 515 kPa, respectivamente. La monitorización de la variación de volumen en la entrada y la salida permite calcular el flujo de agua (q) en el estado de equilibrio según la siguiente fórmula:

$$q = \frac{V}{A \times t}$$

Donde:

- q: Flujo ($m^3/m^2/s$).
- V: Caudal medio de entrada y salida, m^3 .
- A: Área transversal de diámetro nominal de la pieza final porosa, $0,00785 m^2$.
- t: Intervalo de tiempo, s.

Para la determinación de la permeabilidad, según el Anexo X2 de la norma, se mide el espesor final de la muestra y se aplica la siguiente fórmula, que proviene de la Ley de Darcy.

$$k = \frac{Q \times T}{A \times t \times h}$$

Donde:

- k: Conductividad hidráulica, m/s.
- Q: Caudal medio de entrada y salida, m^3 .
- T: Espesor de la muestra, m.
- A: Área transversal del componente arcilloso.
- t: Intervalo de tiempo, s.
- h: Diferencia en la carga hidráulica a través de la muestra de agua, m.

En la Figura 18, se presenta equipo para la determinación de la permeabilidad con el que se realizaron los ensayos.

En la Figura 19 se presentan los resultados obtenidos para el ensayo de permeabilidad, para todas las bentonitas excepto las muestras D y E, que no fueron ensayadas.

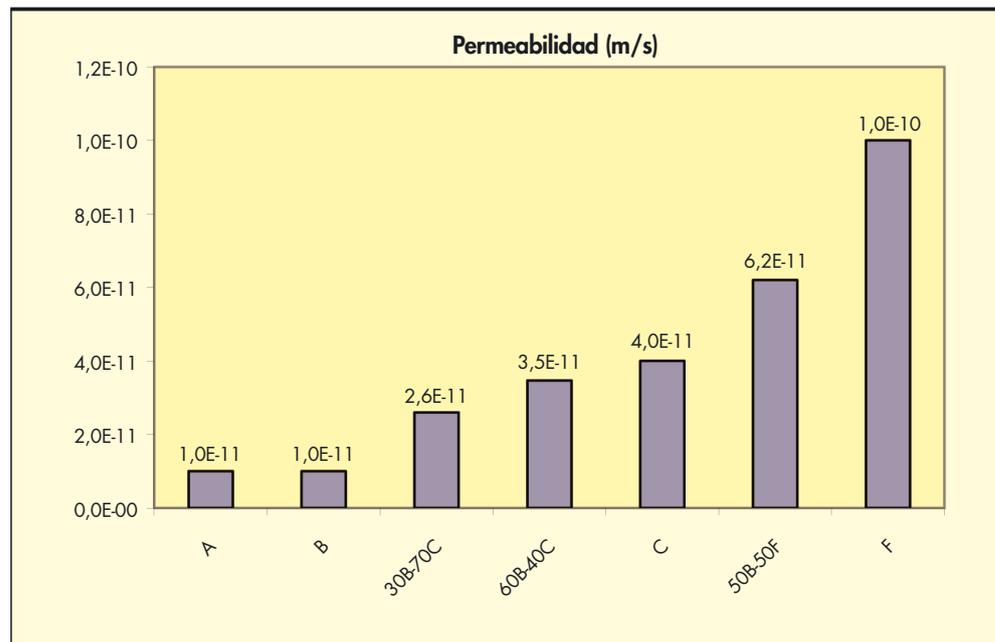


FIGURA 19. Valores del ensayo de la permeabilidad.

4. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LAS BENTONITAS

4.1. EVALUACIÓN DE LOS ENSAYOS DE ABSORCIÓN DE AGUA, HINCHAMIENTO Y PÉRDIDA POR FILTRADO

Con el fin de evaluar el comportamiento de las bentonitas, inicialmente se ordenaron en función de los valores medios obtenidos en cada uno de los ensayos de absorción de agua, hinchamiento y pérdida por filtrado (Figuras 10, 13 y 17 respectivamente). Con estos valores se realizó una puntuación de las bentonitas para cada una de las características, así como una puntuación total, que queda reflejada en la Tabla 2 y en la Figura 20.

Según estos resultados, la calidad global de las bentonitas con respecto a los ensayos de absorción de agua, hinchamiento y pérdida por filtrado, se ordenaría de la siguiente forma: A, B, 30B-70C, 60B-40C, C, D, 50B-50F, E y F.

4.2. EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD

Se ha comparado el orden obtenido en la valoración global de las bentonitas con el orden obtenido en función de valores de permeabilidad (Figura 19).

Como se observa en la Figura 19, el orden obtenido de los resultados del ensayo de permeabilidad coincide con la valoración global obtenida con los ensayos de absorción de agua, hinchamiento y pérdida por filtrado (teniendo en cuenta que a las bentonitas D y E no se les ha hecho ensayo de permeabilidad): A, B, 30B-70C, 60B-40C, C, 50B-50F y F.

4.3. EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DE DIFRACCIÓN DE RAYOS X

Para estudiar la correlación entre la proporción de la montmorillonita (filosilicatos) y la calidad de las bentonitas, se ha llevado a cabo un estudio comparativo de la zona del difractograma donde aparecen los picos correspondientes a los filosilicatos, como muestran las Figuras 21, 22 y 23 en donde los picos señalados con líneas rojas corresponden a la montmorillonita.

En las figuras puede observarse como la intensidad y definición del pico principal de la montmorillonita ($d=12,88$) varía de una muestra a otras. Así, podemos hacer las siguientes diferenciaciiones:

En las muestras A y B (Figura 21), el pico está muy definido y tiene una gran intensidad, lo que indica que la mont-

Valoración	Bentonita	Pérdida filtrado	Hinchamiento	Absorción agua	Total puntos
1	A	9	9	9	27
2	B	8	6	8	22
3	30B-70C	6	7	6	19
4	60B-40C	6	4	7	17
4	C	7	5	5	17
4	D	5	8	4	17
5	50B-50F	4	3	3	10
6	E	3	2	2	7
7	F	2	1	1	4

TABLA 2. Puntuación de las bentonitas.

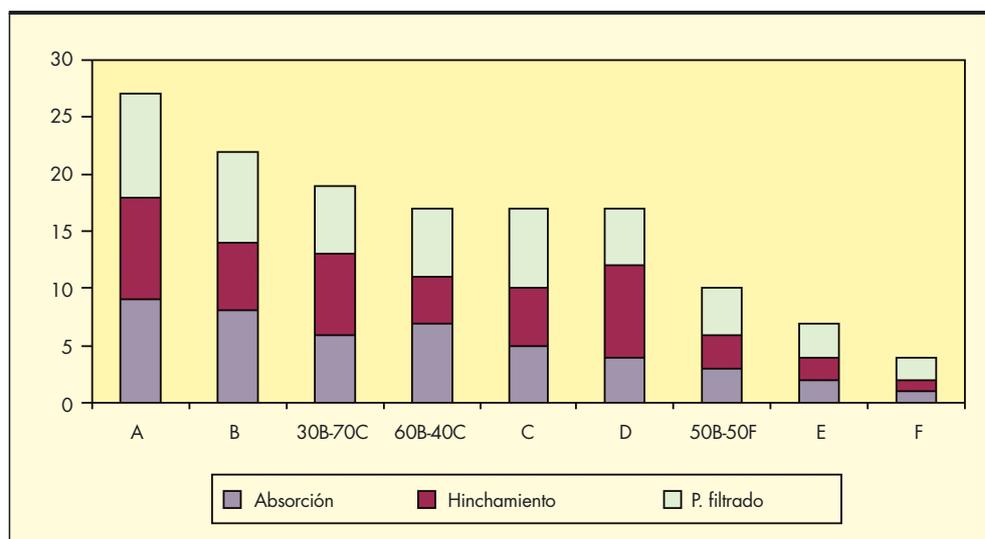


FIGURA 20. Gráfico correspondiente a la puntuación total de las bentonitas.

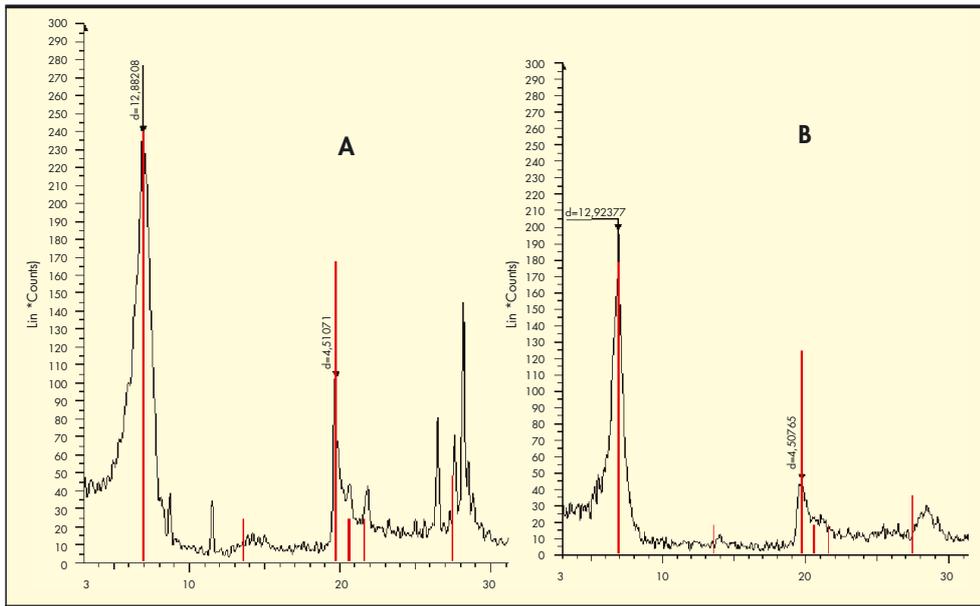


FIGURA 21. Muestras A y B.

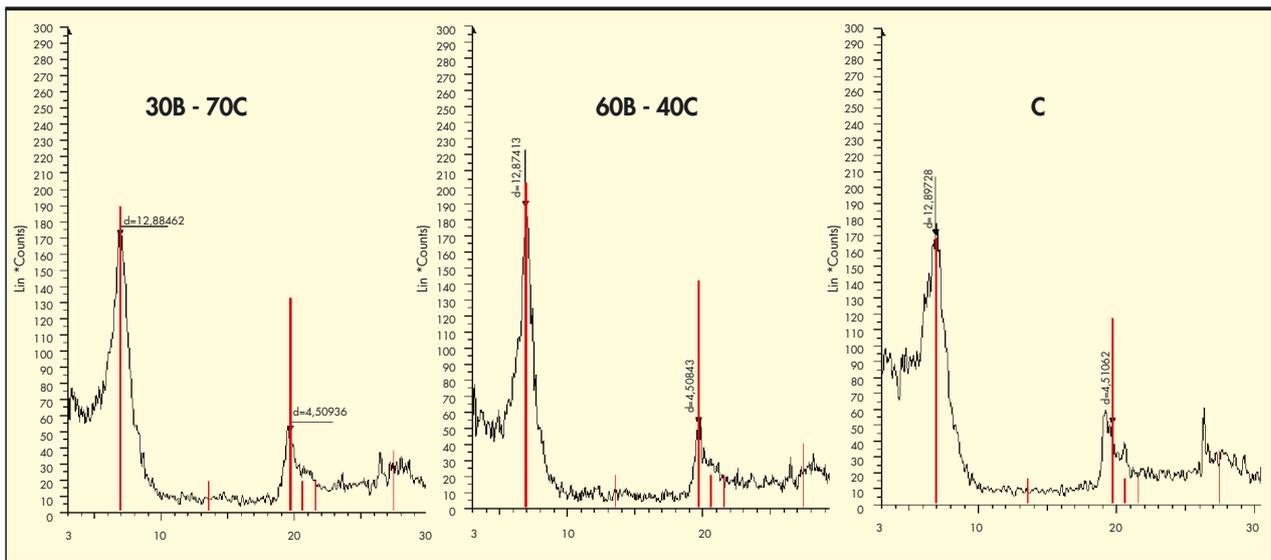


FIGURA 22. Muestras 30B-70C, 60B-40C y C.

morillonita es el filosilicato mayoritario, con lo cual es de esperar una gran capacidad de intercambio iónico e hinchamiento en estas bentonitas. Esta circunstancia las hace muy adecuadas para su empleo en la fabricación de las GBR-C.

En las muestras 30B-70C, 60B-40C y C (Figura 22), se observa progresivamente la aparición de otros picos junto al de la montmorillonita, que indican la presencia de otros filosilicatos. Además en la muestra C, la intensidad del pico disminuye ligeramente, por lo que en esta muestra la presencia de montmorillonita es menor. Es de esperar, por tanto, una capacidad de intercambio iónico e hinchamiento más limitado en estas bentonitas.

En las muestras D, 50B-50F, E y F (Figura 23), se observa, progresivamente en el orden citado, una disminución de la intensidad del pico así como un ensanchamiento del mismo. Esto

indica la presencia de otros filosilicatos distintos a la montmorillonita, y por tanto una disminución progresiva de la proporción de ésta. Hay que destacar también que en las muestras 50B-50F, E y F se detecta también calcita, principalmente en la muestra F. Estas circunstancias hacen que sea de esperar que la capacidad de intercambio e hinchamiento de estas bentonitas sea escasa.

La Figura 24 corresponde a los difractogramas de las bentonitas colocados según la intensidad del pico de los filosilicatos (montmorillonita), en orden decreciente.

De esta manera, el orden obtenido ha sido: A, B, 30B-70C, 60B-40C, C, D, 50B-50F, E y F.

Se observa que este orden coincide con el obtenido en la valoración global de las bentonitas (Tabla 2), lo que pone de manifiesto la correlación existente entre la proporción de montmorillonita y el comportamiento de la muestra.

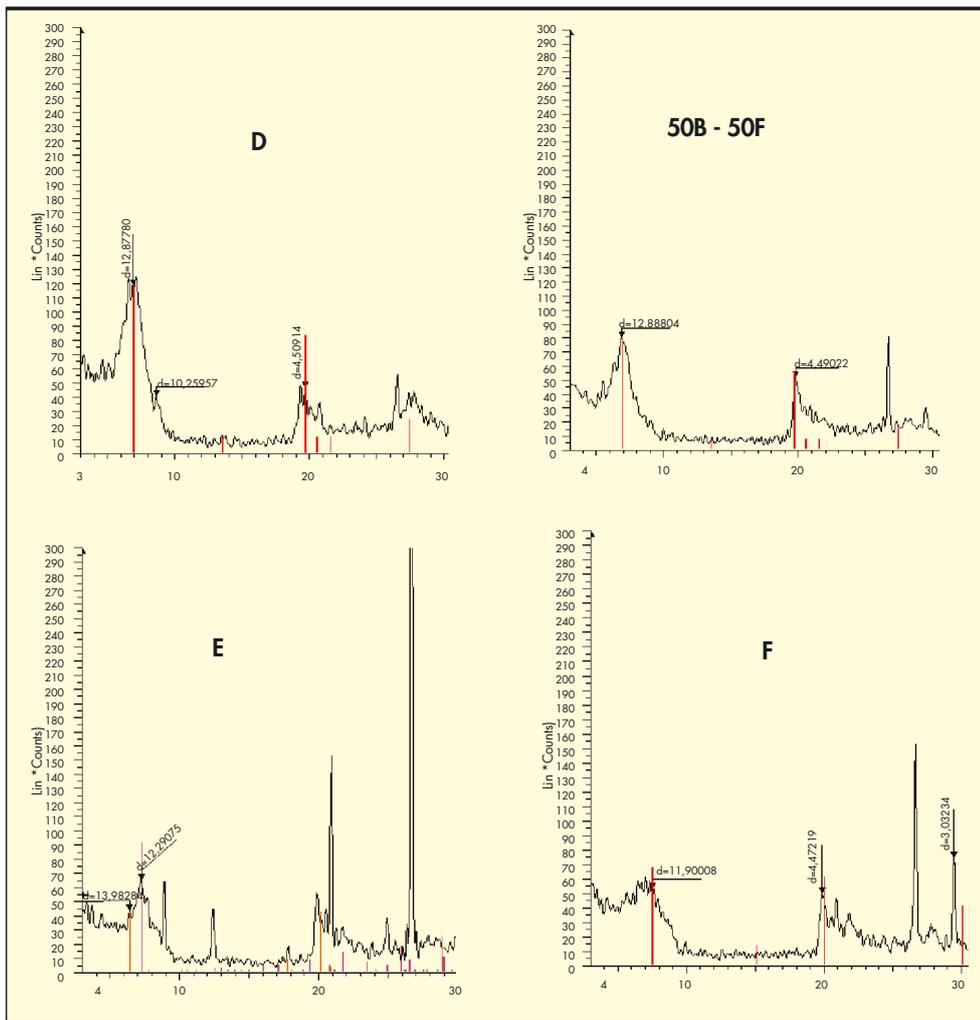


FIGURA 23. Muestras D, 50B-50F, E y F.

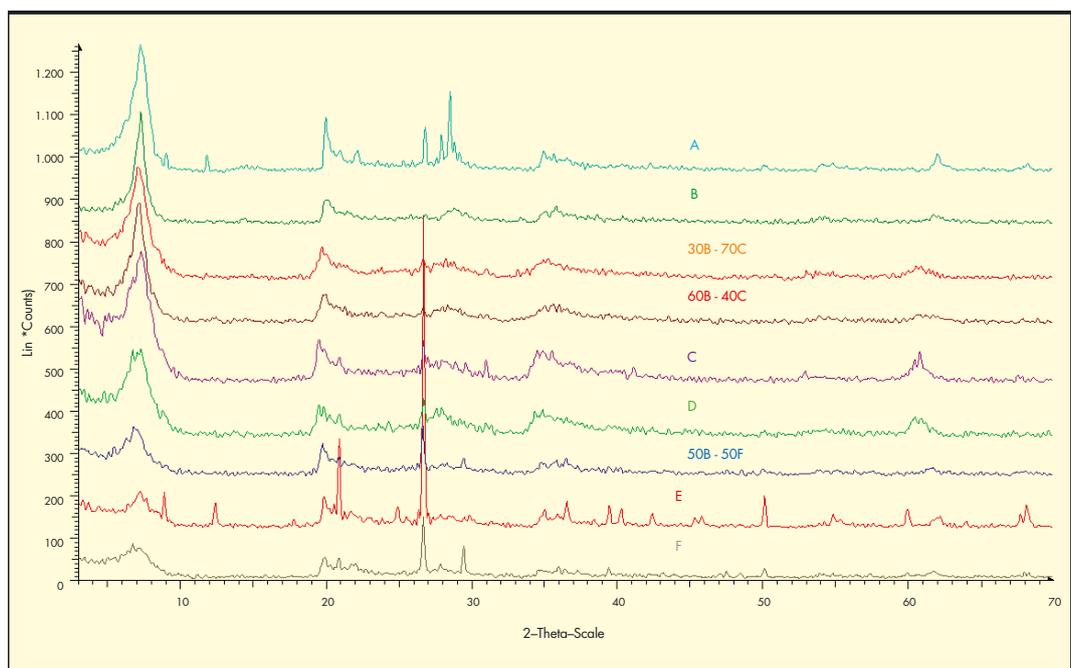


FIGURA 24. Difractogramas de las bentonitas según la intensidad del pico de los filossilicatos (montmorillonita).

5. IDENTIFICACIÓN DE LOS ENSAYOS MÁS REPRESENTATIVOS PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LAS BENTONITAS

Con el fin de optimizar el procedimiento para la caracterización de las bentonitas, se ha estudiado la correlación existente entre todos los resultados de los ensayos realizados.

5.1. CORRELACIÓN ENTRE ABSORCIÓN DE AGUA E HINCHAMIENTO

En primer lugar se estudió la correlación entre la absorción de agua y el hinchamiento. En la Figura 25 se presenta la recta de regresión resultante de la que se obtiene un coeficiente de correlación de 0,85 lo que indica una aceptable correlación entre los ensayos.

En la Figura 26 se muestra cómo el resultado del coeficiente de correlación mejora a 0,96 suprimiendo los resultados de las muestras F y 60B-40C, obteniéndose una correlación significativa.

5.2. CORRELACIÓN ENTRE HINCHAMIENTO Y PÉRDIDA POR FILTRADO

En segundo lugar se estudió la correlación entre el hinchamiento y la pérdida por filtrado. La Figura 27 presenta la recta de regresión resultante de la que se obtiene un coeficiente de correlación de $-0,70$ lo que indica una menor correlación entre estos ensayos.

En la Figura 28 se muestra como el resultado del coeficiente de correlación mejora a $-0,88$ suprimiendo el resultado de la muestra A. El comportamiento distinto de esta arcilla se puede justificar debido a que se trata de una bentonita sódica altamente hinchable, de las conocidas como tipo Wyoming.

5.3. CORRELACIÓN ENTRE ABSORCIÓN DE AGUA Y PÉRDIDA POR FILTRADO

En cuanto a la correlación entre absorción de agua y pérdida por filtrado, en la Figura 29 se presenta la recta de regresión resultante de la que se obtiene un coeficiente de correlación de $-0,95$ lo que indica una muy buena correlación entre los dos ensayos.

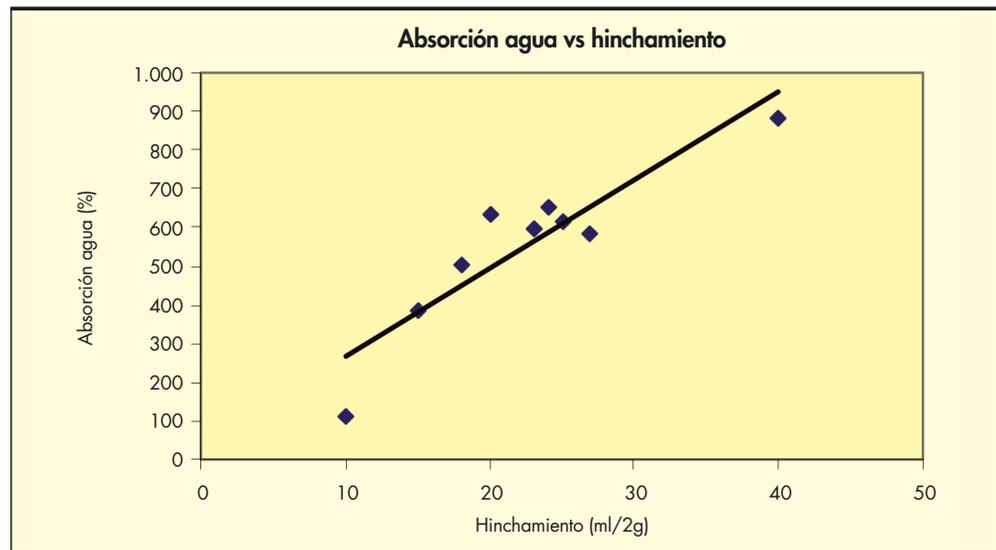


FIGURA 25. Absorción agua vs hinchamiento.

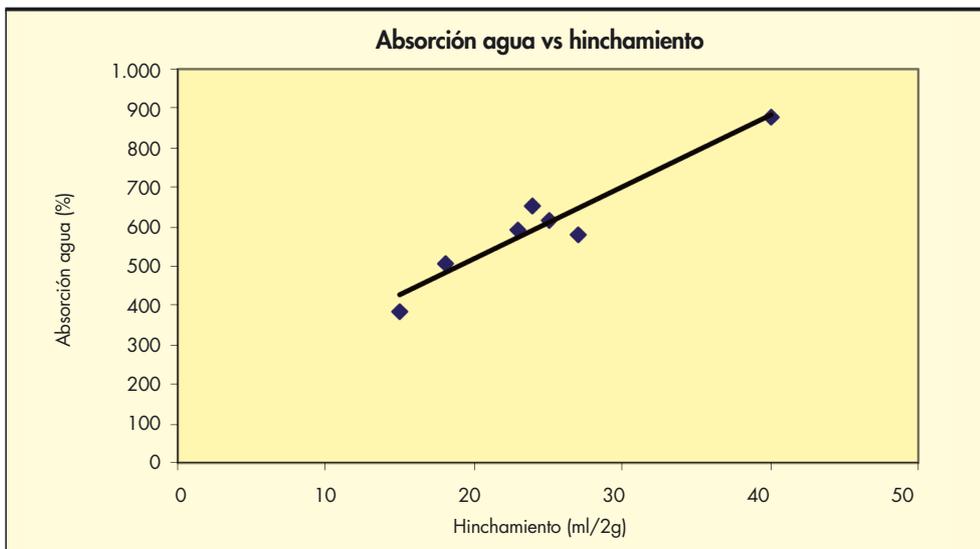


FIGURA 26. Absorción agua vs hinchamiento.

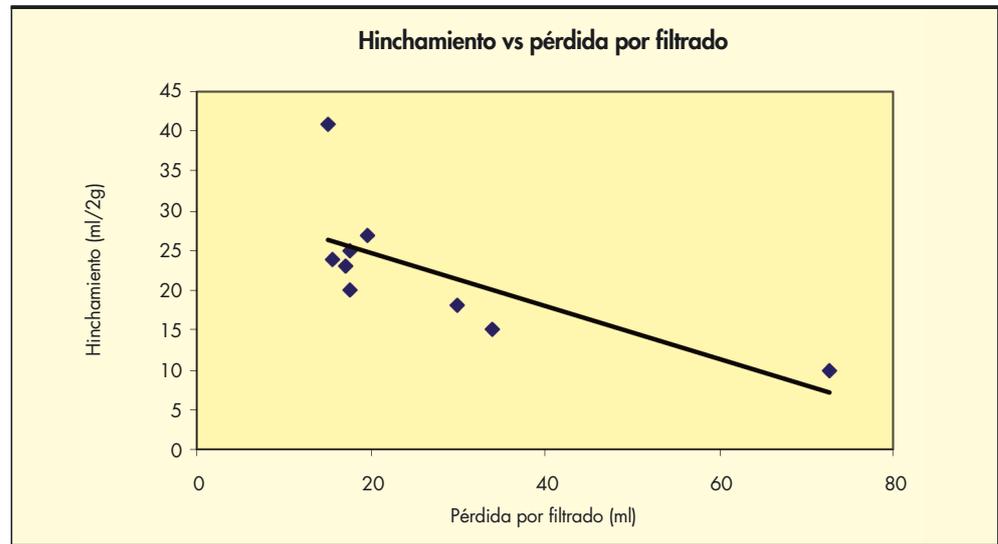


FIGURA 27. Hinchamiento vs pérdida por filtrado.

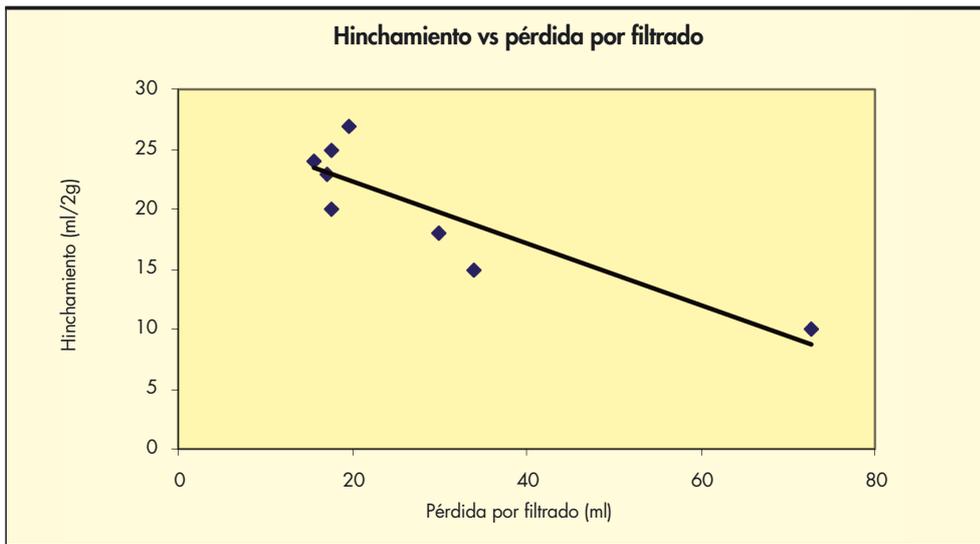


FIGURA 28. Hinchamiento vs pérdida por filtrado.

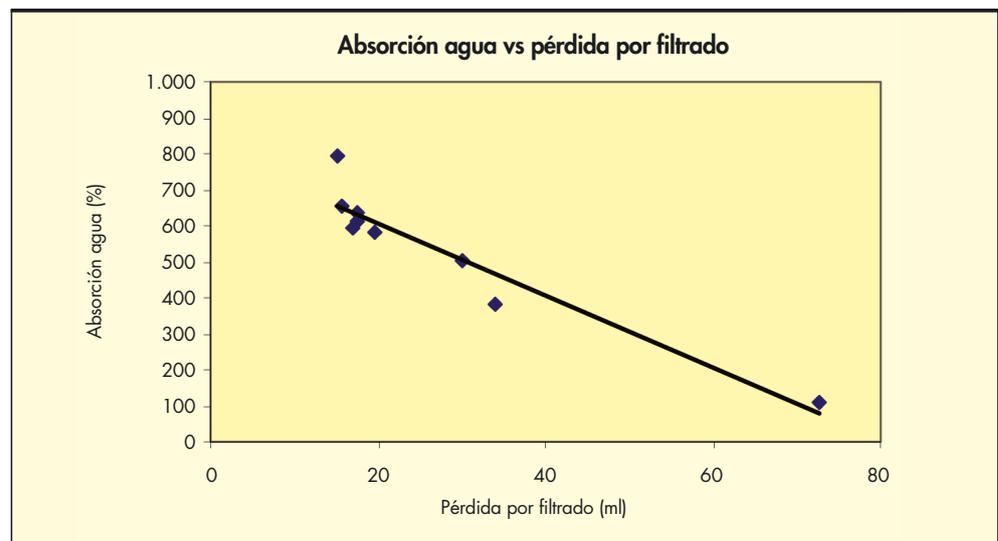


FIGURA 29. Absorción de agua vs pérdida por filtrado.

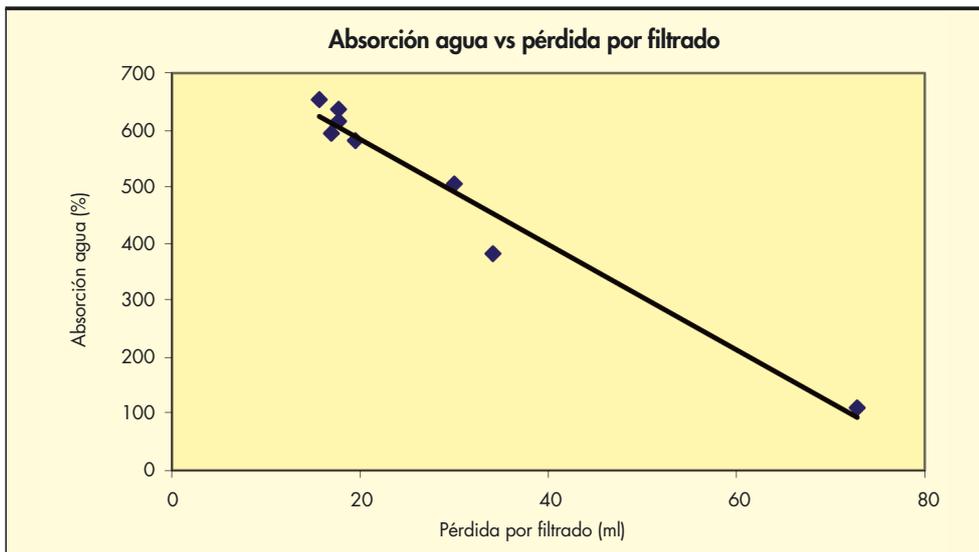


FIGURA 30. Absorción de agua vs pérdida por filtrado.

La Figura 30 muestra como el resultado del coeficiente de correlación mejora a $-0,98$ suprimiendo el resultado de la muestra A, lo que se puede justificar, como en el caso de la correlación entre hinchamiento y pérdida por filtrado, por un distinto comportamiento debido a que A es una bentonita sódica de gran calidad, altamente hinchable, lo cual hace que su comportamiento se desvíe sobre el de las demás bentonitas.

De estas tres correlaciones se deduce que, para optimizar estos ensayos, lo más conveniente es realizar la absorción de agua, por su buena correlación tanto con hinchamiento ($0,96$) como con pérdida por filtrado ($-0,98$).

En todo caso y como segunda opción, se puede realizar el ensayo de pérdida por filtrado, el cual requiere de poca manipulación y se obtiene una buena información sobre el comportamiento de las bentonitas.

6. CONCLUSIONES

- Mediante los ensayos realizados se ha podido establecer el orden de las bentonitas en función de su calidad como materia prima para la fabricación de Barreras Geosintéticas Arcillosas (GBR-C).
- A partir de los resultados de los ensayos de absorción de agua, hinchamiento y pérdida por filtrado, las bentonitas se ordenan de la siguiente forma: A, B, 30B-70C, 60B-40C, C, D, 50B-50F, E y F. Este orden nos indica la calidad de las bentonitas.
- El orden obtenido en función de los resultados del ensayo de permeabilidad coincide con el establecido mediante los resultados de los ensayos de absorción de agua, hinchamiento y pérdida por filtrado.
- El estudio de las muestras mediante Difracción de Rayos X indica que todas las bentonitas contienen filosilicatos. Se identifica la presencia de montmorillonita en todas, excepto en las muestras E y F. Los difractogramas obtenidos de las muestras en polvo se han ordenado según la intensidad del pico correspondiente a la montmorillonita, que es proporcional al contenido de ésta. El orden obtenido coincide con el establecido mediante los resultados de los ensayos de absorción de agua, hinchamiento y pérdida por filtrado. Asimismo, el orden se mantiene con respecto al obtenido con los valores de permeabilidad.

- De los valores de las correlaciones obtenidas en los ensayos de absorción de agua vs hinchamiento, hinchamiento vs pérdida por filtrado y absorción de agua vs pérdida por filtrado, se puede concluir que, para optimizar los ensayos de caracterización de las bentonitas, lo más conveniente es realizar la absorción de agua, por su buena correlación tanto con hinchamiento ($0,96$) como con pérdida por filtrado ($-0,98$). En todo caso y como segunda opción, se puede realizar el ensayo de pérdida por filtrado, el cual requiere de poca manipulación obteniéndose, además, una buena información sobre el comportamiento de las bentonitas, ya que presenta muy buena correlación con el ensayo de absorción de agua, y una aceptable correlación con el ensayo de hinchamiento y el de permeabilidad.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a Francisco García González y Juan Carlos Vega Rico por su participación en la realización de los ensayos correspondientes a la parte experimental de este trabajo.

8. BIBLIOGRAFÍA

- Leiro, A. Geosintéticos. Geotextiles y productos relacionados con geotextiles. Rutas, n° 132, 2009.
- Estudio sobre Barreras Geosintéticas bentoníticas. Informe técnico para CETCO IBERIA SLU. 2010.
- Higueras, P y Oyarzun, R. Curso de mineralogía y geoquímica ambiental.
- UNE-EN ISO 10318. Geosintéticos. Términos y definiciones.
- ASTM D5887-08. Standard test method for measurement of index flux through saturated geosynthetic clay liner specimens using a flexible wall permeameter.
- ASTM D5890-06 Standard test method for swell index of clay mineral component of Geosynthetic Clay Liners.
- ASTM D5891-02. Standard test method for fluid loss of clay component of Geosynthetic Clay Liners.
- ASTM E946-92. Withdrawn Standard: ASTM E946-92 Test method for water absorption of bentonite by the porous plate method (withdrawn 1997).



grandes proyectos, nuevas fronteras

En Ineco la calidad, la innovación, la tecnología y el talento se unen para desarrollar grandes proyectos que contribuyen a la proyección internacional de la tecnología española.

ineco

Referente en ingeniería y consultoría de transporte

Aeronáutico - Ferroviario - Transporte urbano - Carreteras
Visítanos en www.ineco.es

Las playas y la historia

JOSÉ M. DE LA PEÑA OLIVAS (*)

RESUMEN En ocasiones nos suponemos que el fenómeno del veraneo y de los usos que hoy en día se le dan a las playas es muy reciente; pero esta idea está bastante lejos de la realidad. En este artículo se muestra una visión rápida de los usos lúdicos que se le han dado a las playas a lo largo de la historia.

BEACH AND HISTORY

ABSTRACT *Sometimes we assume that the phenomenon of the summering and the uses that nowadays occur him to beaches is very recent; but this idea is enough far from the reality. In this article is a fast vision of the playful uses that have occurred him to beaches throughout history.*

Palabras clave: Historia de las playas.

Keywords: History of the beaches.

1. INTRODUCCIÓN

Cuando, para el Congreso Internacional de Ingeniería de Costas de 1996 que se celebró en Orlando en Estados Unidos de América, se realizó una publicación, sobre la historia: “Coastal Engineering History”, publicado por el ASCE. (“American Society of Civil Engineers”), escrita por las más importantes celebridades, todas ellas, inevitablemente, se sesgaron al aspecto portuario o de clima marítimo. A los autores y a los que nos dedicamos, de una forma u otra, al mundo de la ingeniería costera, si alguien nos preguntara desde cuando se utiliza la playa para los usos que hoy en día se le asigna, la respuesta seguramente sería que no muchos años atrás, no más allá del siglo XIX: antes eran lugares olvidados, salvo para el uso portuario o pesca; Pero, ¿eso es cierto?

Cuando en la actualidad se tiene un control exhaustivo de la evolución de la playa; sus zonas erosivas y acumulativas; de los usos de la franja costera; de las leyes que rigen sus formas... Resulta chocante esa respuesta tácita, y que nadie haya tenido la curiosidad de indagarlo. Pero, cuando se lee a los clásicos griegos y romanos, y se imbuje uno en el mundo antiguo, se tiene grandes dudas sobre esa afirmación. En este artículo doy unas breves pinceladas a la historia de la playa y sus usos, para que cuando lleguemos con la sombrilla y bañador a colocar nuestro chiringuito particular en la arena y nos zambullamos en el mar, nos demos cuenta que esa costumbre, como muchas otras, es mucho más antigua de lo que nos creemos.

2. FUNCIONES DE LA PLAYA EN LA HISTORIA

Las funciones que hoy en día se le asignan a una playa son harto conocidas; pudiéndose reproducir lo que sobre ellas se

vierte en las “Directrices sobre actuaciones en playas” de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, en la que tuve la oportunidad de participar en su elaboración técnica (Peña y Sánchez, 2008):

“...La playa como franja que delimita la tierra del mar y está sometida a los dos medios, tiene tres funciones básicas en el territorio:

1. Defensa de costa.
2. Hábitat para la flora y fauna silvestres.
3. Zona de esparcimiento y uso público social.

Como defensa de costa, se espera de la playa que ante los embates del mar, se modele de tal forma que absorba la energía del oleaje sin llegar a alcanzar nunca los bienes existentes en su trasdós.

Como hábitat para la flora y fauna, la playa en sus diferentes zonas, seca, húmeda y sumergida, posee un importante valor ecológico que hay que preservar y, en su caso, recuperar.

Como zona de esparcimiento y uso público, la playa debe formar un área para el disfrute y bienestar de la población, tanto en estaciones estivales y vacaciones como diariamente, especialmente en zonas urbanas...”

Pero podríamos preguntarnos: ¿siempre ha tenido estas tres funciones? La respuesta no es difícil; pudiéndose analizar una a una las funciones actuales e indagar si tenían este mismo cometido o se le asignaba alguna función más. Si comenzamos por la función dada a la playa como “defensa de costas”, desde un punto de vista aséptico es invariable lo largo del tiempo; pero a ello habría que añadir que la apreciación y riesgo humano de vivir junto al mar eran distintos: ellos no concebían la erosión o acreción de la costa como un riesgo o catástrofe; lo entendían como hechos naturales y solamente lo tenían en cuenta para las dificultades de sus acciones, como la navegación, ejemplo de ello es el comentario de Polibio (IV, 13, 5) sobre el delta del río Danubio:

(*) Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Coordinador Técnico Científico del área de Estudios de Costas del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, Ministerio de Fomento.



FIGURA 1. Funciones asignadas a una playa en la actualidad (Peña y Sánchez, 2008).

“...Pues la desembocadura desde Europa el Danubio por muchas bocas en el Ponto [*mar Negro*], ha formado al frente un banco de casi mil estadios [*1 estadio = 184 m; 184 km*], distantes de tierra un día de camino. Este cúmulo crece diariamente con el cieno [*sedimento*] que arrojan las bocas de los ríos, contra el cual suelen varar [*encastrar*] de noche los navegantes estando en alta mar y cuando menos lo piensan...”.

Por tanto, el estado acumulativo o erosivo de una costa lo admitían como una situación y evolución natural; además; y salvo en situaciones puntuales, como en Tiro o Cartago, no habían intervenido sobre el medio para alterar las transformaciones naturales, como hoy en día se hace y ha hecho con bastante frecuencia. Pero, además, vivir o asentarse en el litoral conllevaba un riesgo añadido al natural y era el pirateo, como así nos lo ha transmitido Tucídides (I, 7):

“...pero las antiguas [*ciudades*] a causa de la piratería, ya de las islas, ya las del continente, fueron edificadas tierra adentro, lejos del mar...”.

Tanto antes como ahora, las playas han sido la casa de multitud de especies, manteniendo casi inalterable la función de la playa como hábitat de flora y fauna. Entonces no existía tanta presión sobre el medio litoral como para alterarlo tan significativamente como hoy en día existe. Por tanto puede suponerse la función de hábitat de la playa como inalterable con el tiempo.

La playa, entonces como hoy, se usó como zona de varada de embarcaciones; como la utilizaron los aqueos dirigidos por Menelao contra Troya; pero, además, servía para implantar una instalación portuaria, como así lo podemos leer en Vitruvio (V, 13,4) al hablar de los puertos:

“...Pero si no hubiera un lugar naturalmente apropiado para proteger los navíos durante las borrascas, parece que



FIGURA 2. Representación de la costa y de un puerto en un fresco procedente de Pompeya, casa de la Fontana Piccola, fotografiado por Isaac Moreno (ver faro a la derecha de la bocana).



FIGURA 3. Puerto y playa romano, en un fresco hallado en Estabía (Museo Arqueológico Nacional de Nápoles).

debe procederse de este modo: si no hubiese en aquel lugar un pico que constituyera un abrigo contra las tempestades, sino que sólo por una parte hubiera una playa apropiada, entonces es preciso levantar del otro lado con ayuda de mampostería, espolones [*pilotes*] o escolleras que lleguen a formar un puerto cerrado...”.

La tercera de las funciones asignadas a una playa, uso lúdico, de recreo y esparcimiento, parece, o da la sensación, que es muy reciente, al menos de la forma que hoy en día se le da. Pero cabría preguntarse, como en la introducción hemos hecho, si ¿ha sido siempre así? o en realidad el fenómeno de veraneo playero es muy reciente. La respuesta a esta pregunta es el motivo fundamental, o tal vez la excusa, de este artículo y que intentaré ir respondiendo párrafo a párrafo en los apartados siguientes.

3. USO DE LA PLAYA EN LA HISTORIA

Cuando se inicia el verano, una vorágine de personas toman, sombrilla en ristre, el camino de la playa. Esa emigración estival, hoy en día masiva y casi obligada si queremos decir que hemos veraneado como “Dios manda”, cada día dura menos: Hoy, en muchas ocasiones, una semana; el más afortunado, quince días; y, ya casi impensable, un mes. Pero no hace muchos años, siempre en nuestro propio recuerdo, el veraneo era de un mes. Esta monótona costumbre de veraneantes invadiendo y disfrutando de las playas en una espiral que ha ido en aumento a lo largo de los años. En realidad el “boom” turístico y la ocupación del litoral de la manera masiva que conocemos hoy en día, comenzaron en este país en los años 50 del pasado siglo.

En aquel tiempo se acababa de salir del racionamiento y la gente volvía a respirar. Entonces el “recatamiento moral” obligaba en algunas playas, como en la de Baños del Carmen en Málaga, a crear barreras artificiales que separasen a hombres y mujeres en el uso y disfrute de la playa y hoy en día en un estado lamentable, en espera de su remodelación y rehabilitación.



FIGURA 4. Benidorm en los años 90 del pasado siglo.



FIGURA 5. Playa de Baños del Carmen en Málaga en su estado actual, donde en los años 1960s todavía existía en la playa barrera para separar a mujeres y hombres.

Todavía, en aquellos momentos se conservaban restos de las antiguas tradiciones del veraneo antes de la Guerra Civil Española; solamente apto para las clases acomodadas y media altas. Entonces los centros de veraneo, también diferentes, eran las plazas del norte como San Sebastián, Santander o Gijón y algunas del litoral mediterráneo como Alicante, otras que obedecían a un turismo más local como la Malvarrosa en Valencia, Boenidorn o las Villas de Benicásim. En el sur eran muy esporádicas, destacando Cádiz que poseía el precioso balneario de la Caleta, o Málaga con la Malagueta.

Fue en aquellas ciudades donde se hicieron las primeras infraestructuras costeras: como los paseos marítimos de Gijón, Santander o San Sebastián y se realizaron las primeras obras de acondicionamiento de playas, como las del barrio de Gross en San Sebastián.



FIGURA 6. Guía turística de Santander de la época de la II República Española.



FIGURA 7. Plano turístico de Santander de 1933.



FIGURA 8. Playa de Benidorm en 1930 (postal de la época).



FIGURA 9. Construcción del paseo marítimo del Sardinero (postal de la época).

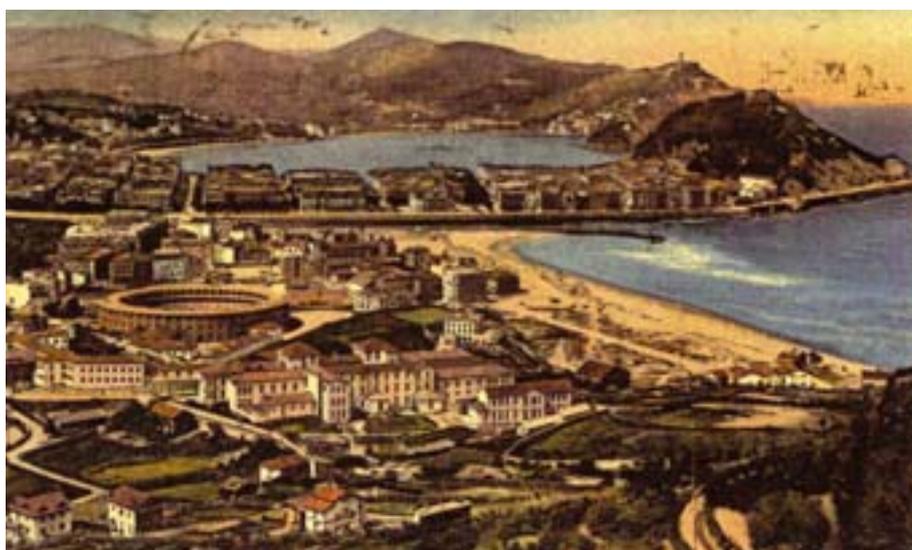


FIGURA 10. Playa de la Zurriola en el barrio de Gross en San Sebastián, tras la construcción del primer espigón curvo que se construyó en ella (postal de la época).



FIGURA 11. Pintura de 1925 de mi tío Juan, de una playa junto a Bilbao.

Entonces, solamente la población acomodada del interior y costa iban a veranear a la playa; especialmente en núcleos cercanos a las grandes ciudades como Plenzia, junto a Bilbao, donde Galdós escribe que veraneaba Jacinta, y él mismo lo hacía en la cercana Santander, donde tenía una casa en el paseo que lleva su nombre, o las Villas de Benicásim, donde lo hacía Blasco Ibáñez, Fuenterrabía, hoy Hondarribia, o Suanes. También la gente que vivía en núcleos cercanos a la costa disfrutaba de la playa, construyéndose transportes públicos para llegar hasta ella como el famoso “tranvía de la Malvarrosa” en Valencia.

Los reyes también veraneaban en la playa. Así lo hizo Alfonso XIII que tanto pasó su temporada estival en San Sebastián como, posteriormente, en Santander, donde el cabildo le construyó un suntuoso palacio en la península de la Magdalena para atraer a la corte en el verano a la capital cántabra, en la que había veraneado también Amadeo I, el año de su



FIGURA 12. Playa de Suanes en la primera mitad del siglo XX (postal de la época).



FIGURA 13. Playa de La Concha de San Sebastián a comienzos del siglo XX, donde estaba la residencia veraniega de Isabel II (postal de la época).



FIGURA 14. Gran playa de Biarritz a comienzos del siglo XX, donde veraneaba Napoleón III y Eugenia de Montijo (postal de la época).

reinado, acondicionándole unas estancias en Aduanas, y según Galdós relata: "... de la caseta real al lado de Piquio, salió Su Majestad con dos amigos al recreo de su baño..." (*Episodios Nacionales, serie final, Amadeo I*).

Pero el primer monarca, más bien la primera monarca, en elegir la costa y playa para pasar su temporada veraniega fue Isabel II que optó por San Sebastián para trasladar su residencia en el periodo estival y fue entonces, probablemente, cuando se generalizó el veraneo en la costa de la aristocracia y las clases acomodadas. Y así, en la revolución de septiembre de 1868, conocida como la "Gloriosa", Isabel II que había prorrogado su estancia en la capital donostiarra, solamente tuvo que cruzar el río Bidasoa, y trasladarse a Biarritz donde Napoleón III y Eugenia de Montijo la acogieron en su residencia veraniega.

Isabel II había nacido en Madrid en 1830 y entonces la familia real veraneaba en el campo, concretamente en el Palacio de La Granja, donde el 29 de septiembre de 1833 murió Fernando VII, siendo éste el lugar de descanso estival de sus antecesores, como así escriben Breñosa y Castellarnau (1884) en el inicio de su "Guía y descripción del sitio de San Ildefonso":

"Los Reyes de Castilla... solían habitar el palacio construido en el pueblecillo de igual nombre [*Valsain*] durante ciertas temporadas de verano, para entregarse aquel higiénico y honesto ejercicio, libre el ánimo de los cuidados y preocupaciones que lleva consigo la gobernación del Estado..."

Podríamos suponer que la aventura del turismo veraniego en la costa se diluye en el tiempo anterior a la segunda



FIGURA 15. Palacio de La Magdalena en Santander, construido por el Ayuntamiento de la ciudad para que veranease allí Alfonso XIII.

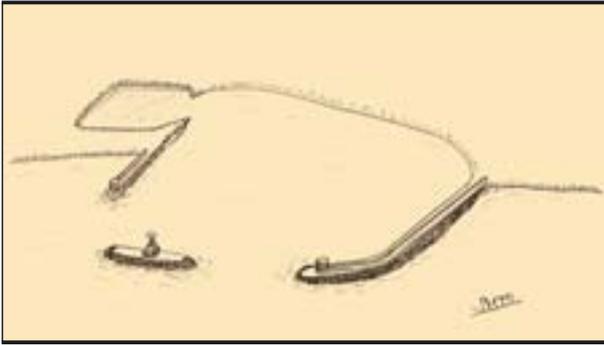


FIGURA 16. Dibujo de las obras exteriores del puerto de Centum Cellae, comenzado a construir por Trajano y finalizado por Antonino Pío.

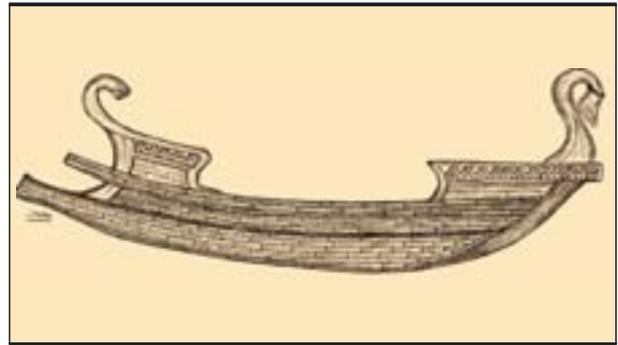


FIGURA 18. Dibujo de un barco romano de recreo, según un relieve de la época.

mitad del siglo XIX; permitiéndoselo únicamente los reyes y su corte, y la propia aristocracia en sus casas de campo, no utilizándose la costa y, en particular, las playas para su esparcimiento, que únicamente se usaban por la población local. Pero si nos alejamos en el tiempo, esta afirmación resulta dudosa, ya que en devenir de la lectura de los clásicos romanos y griegos se impregna otra sensación muy distinta, que no sé si seré capaz de transmitir con esos datos y conocimiento que nos legaron en sus libros desde Homero hasta Marco Aurelio. Siguiendo la cronología “marcha atrás”, primero me ocuparé del veraneo romano y, posteriormente el uso que entonces y en tiempos más remotos se le daba a la playa. Finalmente, aunque parezca fuera de contexto, trataré sobre la existencia de autoridades que entonces estaban encargadas de la costa y la playa.

4. VERANEO EN EL PERIODO ROMANO

La historia de Roma que nos han contado está llena de guerras, invasiones, intrigas y ejércitos. Difícilmente encontramos referencias a obras públicas (Peña, 2005 y 2006), pero de todas ellas las referencias menos frecuentes son aquellas que hablan de faros, y aún se encuentran menos que traten de las playas y su uso. Solamente he hallado datos en muy pocos escritores clásicos romanos y griegos como: Homero, Apolonio de Rodas, Tito Livio, Plutarco, Tácito, Suetonio, Marco Aurelio,

Plinio, y en especial en Plinio El Joven. Aún así podemos hacernos una idea, aunque vaga y general, del uso de las playas y el veraneo en Roma.

Los comienzos de la historia de Roma fueron duros, y más aún de su república. Entonces el verano se dedicaba especialmente a guerrear y el invierno para labores del hogar. A medida que la sociedad romana fue creciendo, todo ello cambió: el ejército era profesional y las guerras estaban lejos de Roma que se mantenía tranquila y pacífica. La vida intensa y la riqueza acumulada merecían un descanso veraniego, pero ¿cuándo se comenzó a veranear? es difícil de saber. Aunque se puede deducir indirectamente por la evolución de los puertos italianos en la fachada marítima del mar Tirreno en aquel periodo: La expansión primera de Roma fue absorber la propia Italia; con ello entraron en su dominio dos grandes zonas portuarias en el mar Tirreno: La norte etrusca y la sur griega. Hasta la segunda Guerra Púnica estas ciudades y puertos permanecieron, en gran medida, autónomos, con un control municipal y un uso comercial local. El devenir de la guerra citada hizo ver a Roma la conveniencia del control de éste grupo de puertos, convirtiéndose muchos de ellos, como Cosa, en puertos de pesca, dejando el control comercial a puertos emergentes como Ostia, Puteoli o Brindisi. La expansión de Roma sobre Hispania, Grecia o Norte de África llevó consigo un enorme aumento de la riqueza, pero también una transformación en el comercio, y con ello un cambio importante en el



FIGURA 17. Villa romana de Pompeya, ciudad turística romana por excelencia (Foto: Eric Postpischil).



FIGURA 19. Fotografía uno de los famosos barcos del lago Nem de Calígula, hoy desaparecido, destruido en la II Guerra Mundial. Tomada en 1930 por autor desconocido (fuente: www.portraitsofcaligula.com y nemiship.multiservers.com)

tráfico portuario y en los propios puertos. Los viejos puertos etruscos como Populonia, Gravisca, Punicum, Pyrgi o Alsium, en su mayor parte pasaron a ser puertos de pesca, locales o de recreo; llenándose sus riberas de villas de descanso como la que tuvo Pompeyo el Grande en Alsium y posteriormente, la dinastía antonina tuvo una villa imperial allí, usada especialmente por Antonino Pío, y posteriormente el emperador Helio-gábalo (218 a 222 dC) poseyó otra gran villa imperial. Algo más al norte, Trajano poseía una villa de veraneo en Centum Cellae, hoy Civitavecchia, donde construyó un nuevo puerto para Roma. A decir de Plinio El Joven (VI, 31, 15): "... La mansión, muy hermosa, está rodeada de campos muy verdes y domina el litoral, en cuya ensenada se construye en estos momentos un puerto..."

Los puertos griegos también se transformaron, siendo la costa campana, y en especial la bahía de Nápoles, el centro turístico por excelencia de los romanos y entre ellos Augusto, como nos cuenta Suetonio (II, 72): "... Sus lugares [de Augusto] favoritos de veraneo eran la costa y las islas de la Campania o las ciudades vecinas de Roma...". También Tiberio se trasladó a vivir a la isla de Capri, según nos comentan los historiadores romanos como Suetonio (III, 41) o Tácito (An, IV, 66), escribiendo este último: "... Ocupabase Tiberio en edificar doce casa de placer, y cuanto antes atento a los negocios públicos, tanto ahora empantanado en sus deleites y perdido en el ocio infame..."

Pero no solamente se ocupaba de construir villas de veraneo junto al mar; también gustaban de la navegación de recreo y placer, cuyo exceso más conocido fue el que hizo Calígula, según nos cuenta Suetonio (IV, 37): "... Construyó también galeras liburnicas con diez filas de remos, con las popas adornadas de piedras preciosas, con velas de varios colores en la que había termas, pórticos, comedores de gran amplitud e incluso gran variedad de viñas y árboles frutales para costear en ellas el litoral de la Campania, sentándose a la mesa de día en medio de danzas y conciertos...". Barcos de este tipo para el recreo fueron los dos, de 70 metros de longitud y 18 de ancho con calados en torno a 4 metros, que mandó construir el mismo Calígula para la navegación de recreo por el lago Nemi, que fueron rescatadas en los años 30, desecando el lago, y destruidas tras un bombardeo del ejército aliado que marchaba sobre Roma, la noche del 31 de mayo de 1944.

Cuando sucedió el famoso incendio de Roma, en el verano de 64 dC, Nerón se encontraba veraneando en Ancio (Tácito, An, XV, 34). Y el primer intento de matar a su madre fue en su barco de recreo; haciéndolo hundir mediante un ingenio mecánico.

Pero no solamente las clases acomodadas tenían vacaciones; las escuelas y estudiantes dejaban su actividad entre los meses de julio y octubre (Smith, 1970). Las clases que podían se trasladaban a sus casas o villas cercanas al mar, como lo hacía Plinio El Joven (II, 17, 2): "... dejarás de asombrarte, cuando hayas conocido el encanto de mi villa, las amenidades de lugar, la extensión de sus playas. Está situada a diecisiete millas [unos 25 km] de Roma, de modo que, una vez concluidas las actividades de debían realizarse en la ciudad, puedes pasar allí la noche sin tener que acortar ni apresurar el trabajo diario..."

El tipo de villas o casas de veraneo de la costa nos la describe Plinio El Joven en diversas ocasiones, como es, a continuación de la cita anterior (II, 17, 4):

"...La villa proporciona suficiente comodidad, su mantenimiento no es costoso. En la entrada hay un vestíbulo, sencillo pero no despreciable; a continuación un pórtico redondo en forma de la letra D, que rodea un patio pequeño, pero agradable, que proporciona un magnífico abrigo con-

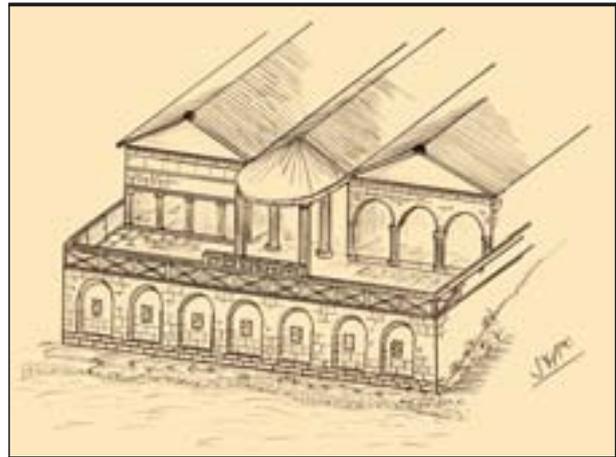


FIGURA 20. Dibujo de una casa romana de veraneo en la costa tipo Bayas.

tra el mal tiempo, pues está protegido por cristales y mucho más por techos voladizos. Hacia la mitad de él hay un agradable patio interior; luego un comedor bastante hermoso, que avanza hacia la costa y cuando el mar es impulsado por el viento ábrego [viento del sur] es bañado suavemente por unas olas ya gastadas y moribundas..."

Este tipo de casas, o villas, el mismo Plinio en una carta posterior (IX, 7) indica que es una casa del tipo que se construía en Bayas, actual Baia, cerca de Miseno, en el golfo de Nápoles, que era el centro turístico por excelencia de las clases pudientes romanas; donde Julio César tenía una villa y se encontraba el palacio imperial de verano:

"...En su orilla [del lago Como] ya tengo varias mansiones, pero dos de ellas, me mantienen en constante inquietud. Una de ellas, construida sobre unas rocas a la manera de Bayas... una está al abrigo de las olas, en la otra, rompen; donde una puedes ver abajo a los pescadores, desde la otra puedes tu mismo pescar, y lanzar el anzuelo desde el dormitorio y yo diría casi desde la cama como si fuese un bote..."

También Cornelio Nepote (XXV, 14, 3) cuando nos cuenta la vida de Ático, para mostrar su austeridad dice: "... No tuvo ningunos jardines ni casas de campo suntuosas fuera de la ciudad ni a orillas del mar, ni fincas rústicas en Italia, con excepción de Arrentio [hoy Arenzo en los Apeninos]..."

No solamente se usaban estas villas o casas en la costa en el verano, también solía ser corriente trasladarse a las vacaciones de las Saturnales que equivaldrían a la actual Navidad, como nos cuenta Plinio El Joven (III, 17, 24): "... Cuando me retiro a este pabellón, me parece que me he alejado de mi propia villa, y siento un gran placer especialmente durante las Saturnales [17 de diciembre, durante las cuales se hacían regalos los romanos] cuando el resto de las habitaciones resuenan con algarabía y gritos de júbilo propio de estas fiestas..."

5. UTILIZACIÓN DE LAS PLAYAS EN LA ANTIGÜEDAD

Pero el uso de la playa como zona de esparcimiento es mucho más antiguo que la propia Roma imperial. Cuando vemos en nuestras playas a chicos jugar con el cubo, o calderín en Asturias, y la pelota, es básicamente la misma actividad que hacían los niños en las playas que Homero vio (II, XV, 361 a 363): "...demolía el muro de los aqueos con gran facilidad,



FIGURA 21. Mis hijos construyendo un castillo de arena, igual que lo hacían los niños hace más de tres mil años, según Homero.

como la arena junto al mar un niño cuando, nada más fabricar pueriles juguetes, vuelve en su juego a desbaratarlos con las manos y los pies...”

Pero ésta no es una referencia única, el mismo Homero, que tuvo tanto gusto de comparaciones, escribe en la Odisea (VII, 290): “...me dejó el dulce sueño y entonces a las siervas sentí con tu hija jugando en la playa...”, o en la misma obra dice (VI, 95): “...en la playa, por donde, al cambiar de marea, más peladas dejaba las guijas el mar. Se bañaron... De comer satisfechas sus siervas y ellas, cogieron la pelota, a jugar empezaron...”. También Apolonio de Rodas nos muestra en dos fugaces citas el uso que los niños hacían, como hoy hacen, de la playa, jugando a la pelota: (III, 135) “...y te regalaré un precioso juguete de Zeus, aquel que le hizo su querida nodriza Adrastea en la cueva de Ida cuando aún era muy niño, una

pelota ligera; mejor que ésta no podrás conseguir otro juguete...” y (IV, 195) “...como cerca de una playa arenosa los muchachos, con los pliegues del vestido sobre sus caderas juegan en dos bandos con una pelota redonda; y sucesivamente cada una recibe de la otra y la echa al aire elevada por lo alto, y nunca toca el suelo...”.

También Plutarco nos habla de la costumbre de jugar a la pelota (*Cic.*, 17, 3): “...lo que haría sería presentar la pierna, como lo ejecutan los muchachos cuando hacen falta jugando a la pelota...”; (*Al Mg*, 39, 6); “...uno de los mozos que jugaban con él [*Alejandro Magno*] a la pelota...”.

El uso de sombrillas y casetas de bañistas debía de ser normal y frecuente, si bien solamente he encontrado una sola referencia escrita a sombrillas de playa en Tito Livio (XXXIII, 48, 6): “...pedir velas y antenas de navíos para hacer un quitasol —estaban en pleno verano— para los comensales en la playa...”.

Por tanto, la playa, ayer como hoy, era un lugar para el esparcimiento como también nos dice Tácito (*Hist.*, III, 76, 2). Pero sin duda quien mejor que nos ha transmitido uso lúdico que se le daba a la playa ha sido, de nuevo, Plinio El Joven (IV, 23, 1): “...haces ejercicio físico ahora en la playa, ahora en el mar, mantienes frecuentes charlas, asistes a lecturas, lees con frecuencia...” o (IX, 33): “...La gente de todas las edades se reúne aquí por los placeres de la pesca, el remo, e incluso la natación, especialmente los niños a los que atrae sobre manera el ocio y el juego. Para éstos la mayor gloria y valor consiste en adentrarse mar adentro: el vencedor será quien haya dejado lo más lejos posible tanto el litoral como los nadadores que le acompañan...”.

Además, se sabe cómo se vestían; con sus trajes de baño no muy diferentes a los actuales, como refleja el bello mosaico de Santa Cruz de Toledo, que además muestra unas casetas de baño no muy diferentes a las que han existido hasta no hace mucho en las playas. No se puede afirmar si el bikini que muestran las atletas en un famoso mosaico romano, lo llevaran para bañarse en la playa, ni si se tostaban, vuelta a vuelta, al sol como se hace hoy en día.



FIGURA 22. Pescador en el mosaico de Toledo. (Museo de Santa Cruz de Toledo).



FIGURA 23. Bañistas y casetas del mosaico de Toledo. (Museo de Santa Cruz de Toledo).



FIGURA 24. Caseta actual en la playa de Las Canteras de Las Palmas de Gran Canaria, no muy diferentes a las usadas en la Roma imperial.

6. ¿EXISTÍA ADMINISTRACIÓN ENCARGADA DE LAS PLAYAS EN EL PERIODO IMPERIAL ROMANO?

Antes de responder a la pregunta que en el título de este apartado me pregunto, hay que hacer un recordatorio de los datos que podemos manejar para contestar, si no con rotundidad, sí con un cierto grado de fiabilidad.

Existen muy pocos trabajos que haya abordado la administración de obras públicas romana. Houston (1980) analizó la administración de puertos en Italia durante los tres primeros

siglos de nuestra era; pero pocos estudios más se han hecho en este sentido; salvo los trabajos que realicé en mi tesis (Peña, 2005) sobre tramitación administrativa y general y más profundo para el II Congreso de Obras Públicas Romanas (Peña, 2006), ampliado en otros trabajos que posteriormente he publicado.

Lo primero que tendríamos que analizar es si existe algún dato que nos conecte algún cargo administrativo con las playas y las costas. Gracias a Dios, existe un único dato que lo hace: el mosaico de Toledo que se halla en el Museo de Santa



FIGURA 25. Mosaico de Toledo del Museo de Santa Cruz de Toledo. (Foto CEHOPU).

Cruz de esa ciudad y que he puesto en numerosos trabajos míos. En dicho mosaico, que parcialmente se ha perdido, aparecen prácticamente todos los elementos relacionados con el mar no militares (Peña, 2006 y 2007); entre ellos se muestra en una esquina, y ocupando el lado contiguo, una escena de bañistas en traje de baño en la playa junto a dos casetas. Si se admite mi hipótesis (Peña, 2006), este mosaico pertenecería a un curator responsable del mar, “curator navicularum maris”, se podría suponer que entre sus atribuciones estaría la de playas y el control de la zona marítimo terrestre de titularidad pública.

Sabemos que los curatores, traducido por algunos como “inspectores”, fueron magistrados supeditados inicialmente a los censores, y que el único curator que conocemos la fecha de institución fue el encargado de las vías, creado por la “Ley Viaria” promovida por el tribuno de la plebe C. Scribonio, probablemente en el año 90 aC (Peña, 2007). Pero no se conoce cuando lo fue el “curator navicularum maris”. Aunque sí puede deducirse cuantos curatores de mar existían y las zonas que administraban, gracias a que Pompeyo, en la guerra contra los piratas, puso al frente de estas demarcaciones costeras a un responsable militar (Apiano, XII, 95), siendo éstas:

I- Columnas de Hércules; II-Iberia; III-Mar de Liguria y Galia; IV-África; V-Córcega y Cerdeña; VI-Italia Norte mar Tirreno; VII-Italia Sur mar Tirreno; VIII-Sicilia; IX-Adriático; X-Grecia peninsular; XI- Islas Griegas y Hespono; XII-Mar Negro; y XIII- Asia Menor mediterránea y fenicia.

De todos ellos solamente se conoce una inscripción de un curator de la IX demarcación: “curator navicularum maris Hadriatici” (Peña, 2007).

¿Cuál era el cometido de estos curatores? no lo sabemos a ciencia cierta y es muy difícil conocerlo; pero solamente saber de su existencia y cometido es un buen comienzo para ahondar en ello, que probablemente pase por estudiar una de las grandes joyas que la ingeniería de puertos y costas romana nos han legado y que algún día estará expuesta como se me-

rece: el mosaico de Toledo del Museo de Santa Cruz, que con infinita amabilidad me dejaron ver y fotografiar en sus almacenes.

7. BIBLIOGRAFÍA

Apiano de Alejandría (1988). *Historia romana*; Editorial Gredos (vols. 34, 83 y 84).

Apolonio de Rodas (2000). *Argonáuticas*; Editorial Gredos (vol 38; trad.: Mariano Valverde).

Breñosa, Rafael y Joaquín María de Castellarnau (1884). *Guía y descripción del sitio de San Ildefonso*; Tip. de los Sucesores de Rivadeneira.

Cornelio Nepote (1985). *Vidas*; Editorial Gredos.

Homero (1997). *Odisea*; Planeta –De Agostini, S.A.

Homero (2000). *Iliada*; Editorial Gredos.

Houston, George W. (1980). *The administration of Italian sea-ports during the first three centuries of the Roman Empire*; Memoirs of American Academy in Roma n° 36 (pp. 157 a 171).

Kraus, N (editor) (1996). *Coastal Engineering History*; American Society of Civil Engineers.

Polibio (1986). *Historia universal durante la república romana*; Ediciones Orbis, S.A.

Peña Olivas, José Manuel de la (2005). *Sistemas de señalización marina en la antigüedad clásica*; Tesis doctoral (E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos de Madrid).

Peña Olivas, José Manuel de la (2006). *Diferenciación del concepto de obra pública actual y en la roma clásica*; Revista n° 142 de Ingeniería Civil, páginas 70.

Peña Olivas, José Manuel de la (2006). *Avance y desarrollo portuario en la roma antigua*; Revista n° 147 de Ingeniería Civil, páginas 117 a 133.

Peña Olivas, José Manuel de la (2006). *Alcance y organización de las Obras Públicas en el Imperio Romano*; III Congreso Obras Públicas Romanas. Nuevos Elementos de Ingeniería Romana, Astorga.

Peña Olivas, José Manuel y Virginia Sánchez Rojas (2008). *Asistencia técnica para la redacción de dos instrucciones para la Dirección General de Costas*; Centro de Estudios de Puertos y Coatas del CEDEX (clave n° 22-408-5-001, informe técnico para la Dirección General de Costas).

Plinio El Joven (2005). *Cartas*; Biblioteca Clásica Gredos (n° 344, trad.: Julián González Fernández).

Plutarco (1978). *Vidas Paralelas*; Editorial Porrúa, S.A.

Plutarco (2001). *Vidas Paralelas*; Editorial Gredos.

Smith, William (editor) (1870). *Dictionary of Greek and Roman Antiquities*; Little, Brown and Company, Boston.

Suetonio (1986). *Vida de los doce césares*; Editorial Juventud, S.A.

Tácito, Cayo Cornelio (1986). *Anales del Imperio romano*; Editorial Sarpe.

Tácito, Cayo Cornelio (1990). *Historias*; Editorial Akal, S.A.

Tito Livio (2001). *Historia de Roma desde su fundación*; Editorial Gredos (vols: 57 a 64, trad.: José A. Villar).

Tucidides (1975). *Historia de la guerra del Peloponeso*; Editorial Juventud, S.A.

Vitruvio, Marco Lucio (1986). *Los diez libros de arquitectura*; Editorial Iberia S.A.



La Clave del Éxito reside en nuestra Capacidad de Superación

Adaptarnos a las nuevas exigencias del mercado, a las tecnologías constructivas más actuales, a la dimensión y complejidad de cada proyecto... nos permite superar los más exigentes requisitos de calidad, seguridad y respeto medioambiental. Manteniendo nuestra responsabilidad con cada uno de nuestros clientes y cumpliendo más allá de nuestros compromisos. Es así como ALDESA se sitúa hoy entre los diez mayores grupos de construcción de España, consolidándose y proyectándose con éxito hacia el futuro.

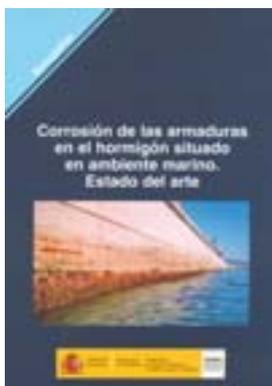
OBRAS FERROVIARIAS - CARRETERAS Y AUTOVIAS - AEROPUERTOS - OBRAS MARÍTIMAS E HIDRÁULICAS
URBANIZACIONES - EDIFICACIÓN - REHABILITACIONES Y REFORMAS



 **aldesa**

C/ Bahía de Pollensa, 13 - 28042 Madrid - Tel: 91 381 92 20 - Fax: 91 381 78 03
www.aldesa.es

EDICIONES DEL CEDEX



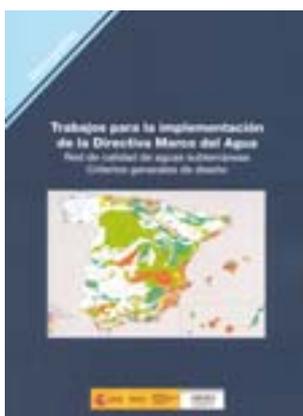
Nº de páginas: 175
Año de edición: 2008
P.V.P.: 15€

En esta Monografía se describe el fenómeno de la corrosión de las armaduras del hormigón armado en ambiente marino. Tras un breve repaso sobre aspectos generales de la corrosión del acero en el hormigón, la Monografía se centra en la acción de los cloruros de procedencia marina. Además se consideran los principales factores que influyen en la corrosión de las armaduras y la sintomatología asociada a esta patología. También se ha recopilado información sobre técnicas de detección y ensayos de laboratorio que se utilizan, las medidas preventivas que se estiman necesarias para evitar que el fenómeno surja (se han recopilado además las prescripciones incluidas en diferentes normas internacionales), técnicas de tratamiento del hormigón deteriorado y la descripción de algunos casos de estructuras marinas reales en las que se ha manifestado la patología.



El objeto fundamental de esta Monografía es dar unas directrices claras de diseño de diques exentos para las costas españolas, basado principalmente en dos fuentes: los datos de inventario de diques exentos de las costas españolas y la adaptación de las diversas teorías explicativas del comportamiento de éstos y las formas morfológicas que generan, que han sido dos estudios diferentes realizados por el CEDEX para la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar en los años precedentes.

Nº de páginas: 153
Año de edición: 2008
P.V.P.: 15€



Nº de páginas: 97
Año de edición: 2008
P.V.P.: 15€

La Directiva Marco del Agua (DMA) especifica la necesidad de establecer unos programas de seguimiento del estado de las aguas subterráneas con objeto de obtener una visión general, coherente y completa del mismo. En esta monografía se presenta la metodología desarrollada por el CEDEX para definir Redes de Control de la Calidad de Aguas Subterráneas en las distintas Demarcaciones Hidrográficas intercomunitarias, en función de la información disponible. La metodología propuesta incluye la sistemática para la estimación del número mínimo de puntos de control requeridos en cada masa de agua, así como recomendaciones para la ubicación de los mismos siguiendo las directrices de la DMA y EIONET (Eurowaternet).



Nº de páginas: 300
Año de edición: 2008
P.V.P.: 20€

La restauración fluvial constituye un proceso encaminado a la recuperación de la integridad ecológica del medio fluvial, en términos de biodiversidad y funciones y procesos ecológicos. Este Manual examina las técnicas más destacadas para la consecución de estos fines, diferenciando entre aquellas dirigidas a la restauración de los ecosistemas acuáticos y ribereños, y las que tienen por objeto la integración de las actividades humanas en la protección y mejora de los medios fluviales. Se presta especial atención a las técnicas de ampliación y mejora de las formaciones vegetales de ribera, bioingeniería e incremento de la biodiversidad florística y faunística. Finalmente, se dedica un capítulo específico a los procedimientos que deben guiar los programas y proyectos de restauración fluvial.



Nº de páginas: 395
Año de edición: 2008
P.V.P.: 20€

En este trabajo se profundiza en la deformabilidad de los medios granulares gruesos. Se hace una revisión de los principales parámetros que afectan a dicha deformabilidad y se recogen resultados empíricos de módulos de deformación obtenidos tanto de mediciones de asientos en obras de escollera, como de ensayos llevados a cabo en laboratorio. A partir de los ensayos se estudian los módulos de carga, descarga y recarga, así como la evolución de los mismos con los ciclos de carga y descarga. Asimismo, se desarrolla un nuevo modelo teórico para el estudio de la deformabilidad de las escolleras, que se ha denominado "modelo sincrético", que considera la estructura del medio, dependiente de su granulometría, y la resistencia de los contactos entre partículas.



Nº de páginas: 600
Año de edición: 2008
P.V.P.: 30€

Los sistemas de saneamiento urbano han sufrido en los últimos años un cambio de paradigma, motivado por la irrupción de criterios que emanan esencialmente de la Directiva Marco del Agua, y cuyo fin último es la protección de los medios receptores (ríos, mar).

En este libro se realiza un compendio del conocimiento más o menos asentado sobre lo que se podría denominar la nueva concepción de los sistemas de alcantarillado, en que el ciclo del agua urbana, desde la precipitación o consumo, hasta su depuración y entrega al medio se considera como un conjunto necesariamente armónico, y cuya orientación incluye tanto la protección frente a inundaciones urbanas como la consecución del buen estado ecológico de los cauces o zonas costeras.

Se incluyen desarrollos extensos sobre las Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (TDUS), que de algún modo son la plasmación física de este nuevo enfoque. Estas TDUS, integradas en el sistema, lograrán conjugar los aspectos cuantitativos y cualitativos y lograr una gestión de los sistemas de saneamiento más acorde con los objetivos de la DMA. Incluye una extensa bibliografía sobre cada uno de los temas tratados, que permitirá al técnico ahondar en los temas que conciten su interés.

Pedidos

Para realizar un pedido de publicaciones puede hacerlo por teléfono, fax o correo a:
CEDEX Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

c/ Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid

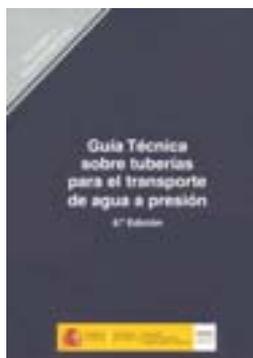
Teléfono: (+34) 91 335 72 95 • Fax: (+34) 91 335 72 49 • E-mail: publicaciones@cedex.es

EDICIONES DEL CEDEX



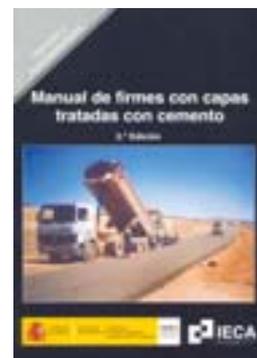
Nº de páginas: 636
Año de edición: 2009
P.V.P.: 48€

La Guía técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano es un documento cuyo objetivo es ordenar el estado del arte en la materia y servir de guía al usuario de las redes de saneamiento y drenaje en la aplicación de la muy abundante e inconexa normativa al respecto. El ámbito de aplicación es de las redes de saneamiento y drenaje, independientemente de cual sea su funcionamiento hidráulico (en lámina libre, bajo presión o por vacío), o su concepción (unitarias o separativas). Quedan excluidos expresamente los emisarios submarinos y las estaciones depuradoras. Tampoco son objeto de la guía las instalaciones de recolección de las aguas residuales y pluviales en el interior de los edificios, ni las conducciones de drenaje de las obras lineales.



Nº de páginas: 438
Año de edición: 2009
P.V.P.: 40€

La "Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión" es el resultado de un trabajo realizado en el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX por encargo de la Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas del Ministerio de Medio Ambiente. Tiene por objeto compilar la normativa y reglamentación vigente sobre la materia, así como establecer unos criterios generales en lo relativo al proyecto, instalación y mantenimiento de tuberías para el transporte de agua a presión, independientemente de cual sea su destino final (abastecimientos, regadíos, etc).



Nº de páginas: 265
Año de edición: 2009
P.V.P.: 20€

Este Manual pretende constituir una ayuda para todos aquellos que tienen que proyectar o construir firmes con capas tratadas con cemento, en especial para los técnicos que se enfrentan por primera vez a un firme de este tipo desde cualquier posición: empresas consultoras, constructoras, laboratorios a administraciones. El texto detalla los conceptos básicos a los materiales tratados con cemento, las propiedades de los distintos tipos de mezclas, su dosificación y caracterización, y describe las prácticas más adecuadas para el proyecto, construcción y control de calidad de los firmes con capas tratadas con cemento. El Manual es el resultado de la colaboración entre el Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones (IECA), y el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), del Ministerio de Fomento.



Nº de páginas: 194
Año de edición: 2009
P.V.P.: 23€

Este libro es la traducción del texto francés "*Calcul des cimentations superficielles et profondes*" originalmente publicado en 1999 por el profesor Roger Frank. El objetivo ha sido facilitar la divulgación de la práctica de cimentación francesa basada fundamentalmente en métodos directos a partir de ensayos "in situ", y, en particular, el ensayo presiométrico, siguiendo la experiencia y tradición desarrolladas por Louis Ménard. Los métodos directos, menos habituales en los países de tradición anglosajona, como es el caso de España, pueden resultar una alternativa o complemento razonable a los métodos clásicos de tipo indirecto. En el libro se recogen aspectos fundamentales relacionados con los cálculos de capacidad portante de cimentaciones superficiales y profundas, tanto los basados en el método presiométrico como en otros ensayos in situ (CPT, SPT). Se desarrollan también otros aspectos como la evaluación de los esfuerzos parásitos sobre pilotes (rozamiento negativo, empujes laterales) o la interpretación de pruebas de carga en pilotes recogiendo metodologías específicas, poco conocidas fuera de Francia. Pero, conviene tener en cuenta para su empleo, que los ensayos "in situ" que involucran un avance previo de sondeo pueden estar afectados por el modo de ejecución del mismo.



Nº de páginas: 130
Año de edición: 2009
P.V.P.: 35€

Esta publicación, planteada con un horizonte meramente estético, muestra imágenes de obras construidas con hormigón armado en los primeros tiempos que permanecen en pie en la actualidad. Se trata de una publicación visual en la que el lector se puede deleitar con imágenes de alta calidad realizadas por reputados profesionales de la fotografía.

Pedidos

Para realizar un pedido de publicaciones puede hacerlo por teléfono, fax o correo a:
CEDEX Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
c/ Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid

Teléfono: (+34) 91 335 72 95 • Fax: (+34) 91 335 72 49 • E-mail: publicaciones@cedex.es

DIRECCIÓNDirector: **Mariano Navas Gutiérrez**Calle de Alfonso XII, 3
28014 MADRID

- Telf.: 913 357 500
- Télex: 45022 CEDEX E
- Fax: 915 280 354

SECRETARÍASecretario: **Manuel Echeverría Martínez****RELACIONES EXTERNAS Y ACTIVIDADES COMERCIALES**Jefe: **Miguel González Portal**

— GABINETE DE FORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN

Jefa de área: **Isabel Vilches Dueñas**

Telf.: 913 357 200 • Fax: 913 357 249

CENTRO DE ESTUDIOS DE PUERTOS Y COSTASDirector: **José María Grassa Garrido**Calle Antonio López, 81 • 28026 MADRID
Telf.: 913 357 700 • Fax: 913 357 622**CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRÁFICOS**Director: **Juan Manuel Ruiz García**Paseo Bajo de la Virgen del Puerto, 3 • 28005 MADRID
Telf.: 913 357 900 • Fax: 913 357 922**CENTRO DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE**Director: **Antonio Sánchez Trujillano**Autovía de Colmenar Viejo, km 18,2
28049 El Goloso (MADRID)
Telf.: 913 357 800 • Fax: 913 357 822**CENTRO DE ESTUDIOS DE TÉCNICAS APLICADAS**Director: **Alberto Compte Anguela**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 200 • Fax: 913 357 249**LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS
Y MATERIALES**Director: **Rafael Astudillo Pastor**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 400 • Fax: 913 357 422**LABORATORIO DE GEOTECNIA**Director: **Fernando Pardo de Santayana Carrillo**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 300 • Fax: 913 357 322**LABORATORIO DE INTEROPERABILIDAD
FERROVIARIA**Director: **Jaime Tamarit Rodríguez**Calle Julián Camarillo, 30 • 28037 MADRID
Telf.: 913 357 150 • Fax: 913 357 197**CENTRO DE ESTUDIOS HISTÓRICOS DE
OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (CEHOPU)**Jefa de área: **Amparo Precioso de Murga**Calle de Zurbano, 7 • 28010 MADRID
Telf.: 913 489 800 • Fax: 913 489 816



Ingeniería Civil

Boletín de suscripción

Email: ingcivil@cedex.es

Teléfono: 91 335 72 69

España un año: **49 €**

Extranjero un año: **81,12 €**

Empresa N.I.F. Particular N.I.F.

Nombre Cargo

Dirección

..... Código Postal

Población Provincia

Teléfono Fax E-mail

Formas de Pago

(Elijase solamente una opción)

Domiciliación bancaria (Solamente para cuentas bancarias en España)

Muy Sres. 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 INGENIERIA, editada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX.

Les saluda atentamente

Entidad bancaria

Domicilio entidad

C.P. Localidad Provincia

Entidad	Oficina	D.C.	Núm. de cuenta

Transferencia a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX

Cuenta del CEDEX (desde España):

0182 - 2370 - 45 - 0200200574

Cuenta del CEDEX (desde el extranjero):

IBAN: **ES6501822370450200200574**

SWIFT: **BBVAESMM**

Cheque nominativo a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX

Fecha

Firma

El Titular, Fdo.

Enviar a:

Revista **Ingeniería Civil** (PUBLICACIONES)

Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del **CEDEX** • c/ Alfonso XII, 3 • 28014 Madrid

desde nuestra página web

www.cedex.es



Hacemos GRANDES

hasta los SUEÑOS
más pequeños...

... porque en Ferrovial Agromán,
ponemos en tus manos
a los profesionales más cualificados del sector,
las más avanzadas tecnologías y más de 80 años
de experiencia en servicio y atención al cliente,
lo que nos ha dado reconocido prestigio
como empresa líder a nivel nacional e internacional.

Nosotros creemos en cada uno de nuestros clientes,
creemos en **ese sueño** y lo convertimos
en el más importante, dándole el respaldo
y la **seguridad** de hacerlo realidad.



Mejora del atraque del muelle de trasatlánticos del puerto de Vigo.

ferrovial
agroman