

Ingeniería Civil

NÚM. 181/2016

ISSN: 0213-8468



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

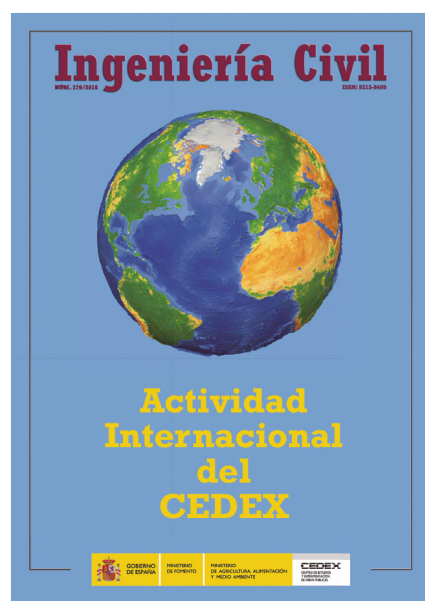
MINISTERIO
DE AGRICULTURA, ALIMENTACIÓN
Y MEDIO AMBIENTE

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS



SUMARIO Nº 180

Estudio sobre la concentración de cloruros en superficie de hormigones de estructuras españolas en ambiente marino.
Study of the concentration of chlorides at the concrete surface in spanish structures exposed to marine environment.
 Aplicación de ensayos de centrifuga en distintas técnicas de mejora del terreno.
Application of Centrifuge Test in Several Ground Improvement Techniques.
 Criterios actualizados para la enseñanza de la geología geotécnica en cursos de postgrado.
Updated criteria for geotechnical geology teaching in postgraduate courses
 Los recursos humanos y la huella ecológica portuaria
Human resources and the ecological footprint of ports
 Deslizamiento de Leintz Gatzaga: instrumentación geotécnica y monitorización del movimiento con técnicas terrestres y espaciales. Proyecto EOSLIDE.
Leintz Gatzaga landslide: geotechnical analysis and monitorization with terrestrial and radar techniques (EOSLIDE project)
 Caracterización experimental y numérica de columnas de resina poliéster reforzadas con cascarilla de arroz y sometidas a carga axial.
Experimental and numerical characterization of columns made of rice husk reinforced polyester resin and subjected to an axial load.
 Equivalencia de tasas de transporte de masa en los cauces naturales bajo la condición de "equilibrio dinámico": un nuevo método de estudio de sus características mediante trazadores.
Equivalence of mass transport rates in natural streams under the "dynamic equilibrium" condition: a new study method of its characteristics by means of tracers.



SUMARIO Nº 179

Materiales estructurales para la solución puente, relacionados con el proyecto de enlace fijo a través del estrecho de Gibraltar.
Advanced structural materials for the suspension bridge solution of the project to establish a permanent link over the strait of Gibraltar
 Replanteamiento constructivo del Puente del Enlace Fijo a través del Estrecho de Gibraltar. *Bringing back the bridge solution to establish a fixed link over the Strait of Gibraltar.*
 Evolución de las obras de fábrica incluidas en los itinerarios históricos en España y Marruecos. *The evolution of historical masonry-made works along historic routes in Spain and Morocco.*
 Hormigón reciclado estructural: utilización de árido reciclado procedente de escombros de hormigón. *Structural recycled concrete: utilization of recycled aggregate from construction and demolition wastes.*
 Las geomembranas sintéticas poliméricas en la impermeabilización de balsas en el Reino de Marruecos. *Polymeric synthetic geomembranes in reservoirs waterproofing in the Kingdom of Morocco.*
 Geotextiles y productos relacionados utilizados en la impermeabilización de balsas. Situación en Marruecos. *Geotextiles and related products used in the waterproofing of reservoirs. Situation in Morocco.*
 Caracterización geotécnica mediante ensayos in situ y de laboratorio de algunas formaciones geológicas presentes en la traza de la Futura Conexión Fija entre España y Marruecos a través del estrecho de Gibraltar. *Geotechnical characterization through in situ and laboratory tests of several geological formations present in the route of the Future Fix Connection between Spain and Morocco through Gibraltar Strait.*
 Experiencias de utilización de materiales marginales y especiales en terraplenes viarios en España. *Spanish experiences with marginal and special materials on the construction of road embankments.*
 Las Medidas Naturales de Retención de Agua: del diseño a la implementación a través de proyectos europeos. *Natural Water Retention Measures (NWRM): from Design to Implementation through European Projects.*
 Actuaciones del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria (LIF) del CEDEX en el despliegue Europeo ERTMS. *The Role of Cedex's Railway Interoperability Laboratory (RIL) in the European ERTMS.*
 Actuaciones del Centro de Estudios del Transporte en Marruecos. *Performances of Centro de Estudios del Transporte in Morocco.*
 Apoyo del CEDEX a las actuaciones del Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento. *CEDEX's supporting activities through the Cooperation Fund for Water and Sanitation.*
 Actividad investigadora del CEDEX en la Antártida. Ecosistemas acuáticos de la Península Byers (Isla Livingston, Antártida marítima).
CEDEX research activities in Antarctica. Aquatic ecosystems in Byers Peninsula (Livingston Island, maritime Antarctica).

Ingeniería Civil

NUM. 181 - ENE.FEB.MAR. - 2016

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas

Publicación incluida en el Programa Editorial para 2016



COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente

Miguel González-Portal

Vocales

Víctor Elviro García

Antonio Lechuga Alvaro

Pablo Mira McWilliams

M^a Ángeles de Pablo Sanmartín

Laura Parra Ruiz

Francisco Javier Sainz de Cueto Torres

Jaime Tamarit Rodríguez de Huici

Comisión Asesora

Antonia Berjaga Peralta

Fernando Magdaleno Mas

Cristina de Santiago Buey

Secretaría

Ana García Neri

Olga Sánchez de la Torre

Colaboradores

Javier Plasencia Jiménez (Fotografía)

Jose Carlos Pacheco Díaz (Redacción)

REDACCIÓN

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid

Tel.: 913 35 72 69 - Fax: 913 35 72 49

e-mail: ingcivil@cedex.es

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

COORDINACIÓN DE PUBLICIDAD

CloudBridge, S. L.

C/ Reina, 38 1º Derecha, 28014 Madrid

Tel.: (+34) 606 30 26 91 | daniel.casajus@cloudbridge.es

PRECIO DE ESTE EJEMPLAR: 12,25€

I.S.S.N.: 0213-8468 - N.I.P.O.: 163-15-003-4

Depósito Legal: M-28150-1971

NUESTRA PORTADA: Maqueta de la exposición

Más Allá del Arco. Puentes de la Modernidad.

CEHOPU-CEDEX



Sumario

Bases del anejo nacional español del Eurocódigo EC-7 (proyecto geotécnico)

Theoretical framework for the Spanish National Annex to Eurocode 7 (Geotechnical Project)

José Estaire Gepp, Fernando Pardo de Santayana Carrillo y Áurea Peruchó Martínez

5

Algunas notas sobre El Faro de Alejandría

Some notes about The Alexandria Pharos

José María de la Peña Olivas

27

Empleo de los ensayos de tracción y doblado alternativo para estimar el deterioro por corrosión bajo tensión en un acero de pretensado

Use of tensile and alternative bent testing to assess stress corrosion cracking on prestressed steel

Laura Rodríguez Duro

37

Estudios de Puentes históricos en el CEDEX. Estudio Histórico del Puente Internacional de Tuy sobre el río Miño (Pontevedra)

Studies on Historical Bridges at CEDEX. Historical Study on Tuy's International Bridge over the Miño River (Pontevedra)

Dolores Romero Muñoz y Miguel Ruiz Cabrero

47

Herramientas para la predicción, optimización y control de depuradoras aplicadas a sistemas MBR

Tools for prediction, optimization and control of WWTPs applied to MBR systems

Luz Marina Ruiz Hernández, Jorge Ignacio Pérez Pérez, Gustavo Calero Díaz, José María Torre-Marín, Juan Antonio Vico Jiménez, Miguel Ángel Gómez Nieto

55

Defensa de los Países Bajos frente a los riesgos costeros. Cómo hacer de la necesidad virtud

Water management: making a virtue of necessity

José Manuel González Parejo

65

Zonificación geotécnica de la ciudad de Xalapa, Veracruz. México

Geotechnical characterization of Xalapa city, Veracruz, Mexico

Oscar Lenz

77

Estudio de la influencia del medio alcalino en la estructura y elongación de las fibras de henequén (*Agave fourcroydes* Lemaire)

Study of the influence of alkaline medium on the structure and stretch fibres henequen (Agave fourcroydes Lemaire)

Magali Torres Fuentes y Fernando Fernández Urquiza

89

El patrimonio de las obras públicas y las exposiciones del CEHOPU. La difusión de la historia de las obras públicas

The heritage of public works and CEHOPU's exhibitions. The promotion of the history of public works

Dolores Romero Muñoz

95

José Antonio Jiménez Salas o el valor de los grandes maestros (1916-2000)

José-Carlos Pacheco

105

Instalaciones singulares del CEDEX

Laboratorio de simulación de tráfico

111

En la página 130 y en nuestra web <http://www.cedex.es> encontrará las normas para la publicación de artículos.

MÁSTER EN MECÁNICA DEL SUELO E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



La UNED y el CEDEX organizarán de forma conjunta en 2016 el Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, dentro de la convocatoria de Formación Permanente.

Desde 2009 es Máster Universitario de título propio (de la UPM hasta 2011 y de la UNED desde 2012). El Máster ha logrado ser una referencia absoluta en España y en Iberoamérica como excelente formación de profesionales de la geotecnia.

PROGRAMA

Consta de **14 módulos**, de una semana de duración aproximadamente cada uno:

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

13. Dinámica de suelos y de cimentaciones
14. Modelización numérica

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

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

El temario se refuerza con prácticas de laboratorio, de campo y de simulación en aula con códigos numéricos comerciales.

DESARROLLO DEL MÁSTER Y EVALUACIÓN

El Máster consta de un periodo lectivo, entre el 1 de febrero y el 1 de julio, de asistencia obligatoria, en cuyas clases se imparte el programa; y un periodo no lectivo, desde julio a octubre, durante el cual el alumno ha de desarrollar, bajo la tutela de un profesional del sector, una tesina que ha de defender ante un tribunal a finales de octubre. Las clases se imparten de lunes a viernes de 9:00 a 13:30 y, de 2 a 3 veces por semana, de 15:00 a 18:00 h. Se realiza una evaluación continua con ejercicios semanales y tres exámenes parciales.

LUGAR, COSTE Y CONDICIONES DE PREINSCRIPCIÓN

Las clases del Máster se impartirán en el aula del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, situado en la c/ Alfonso XII, nº3, de Madrid (CP 28014), contándose también con otras instalaciones docentes del Gabinete de Formación del CEDEX (salón de actos, aula de informática y biblioteca).

El importe de la matrícula, incluyendo material didáctico, jornadas y las visitas técnicas, es de 6.000 €.

AYUDA

El CEDEX y la UNED podrán otorgar ayudas al estudio.

VALOR AÑADIDO

Se concederá el premio CEDEX a la tesina mas sobresaliente, que otorgará el Director del CEDEX en la ceremonia de clausura.

La tercera semana de curso se organizará una visita técnica y, en mayo, un viaje de prácticas.

Se celebrarán en el aula jornadas profesionales con objeto de poner a los alumnos en contacto con empresas españolas con actividad internacional.

Bases del anejo nacional español del Eurocódigo EC-7 (proyecto geotécnico)

Theoretical framework for the Spanish National Annex to Eurocode 7 (Geotechnical Project)

José Estaire Gepp^{1*}, Fernando Pardo de Santayana Carrillo¹ y Áurea Perucho Martínez¹

Palabras clave

Eurocódigo 7;
anejo nacional; geotecnia;
cimentaciones; pantallas;

Resumen

El objetivo de este texto es presentar el contenido del Anejo Nacional Español al Eurocódigo EC-7 que, desde un punto de vista conceptual, engloba dos aspectos básicos: elección del enfoque de Proyecto que se debe utilizar para el proyecto de cada actuación geotécnica y determinación de los valores de los factores parciales que afectan a las acciones o a los efectos de las acciones, a los parámetros geotécnicos y a las resistencias.

La determinación de dichos aspectos básicos se ha hecho con la máxima de conseguir un nivel de seguridad similar al que se tiene en la práctica geotécnica española habitual, de tal manera que el Anejo Nacional Español ha optado por:

- el Enfoque de Proyecto 2 para todas las actuaciones geotécnicas, excepto para el cálculo de la estabilidad global y de taludes, para el que se ha optado por el Enfoque de Proyecto 3. Se ha optado por el Enfoque de Proyecto 2, dado que al no minorar los parámetros geotécnicos, es el más parecido a la práctica habitual en España, aspecto éste que se ha considerado primordial mantener sin cambios
- considerar que los valores de los factores parciales para las acciones deben ser los recogidos en el Anejo Nacional Español del Eurocódigo EC-1 “Acciones en estructuras”, con el fin de cumplir la filosofía de los Eurocódigos, en el sentido de considerar toda la estructura, incluida la cimentación, como un todo único, y
- una serie de valores de los factores parciales de resistencias, para que el dimensionamiento de las actuaciones geotécnicas de acuerdo con el EC-7 no difiera del dimensionamiento que se hace actualmente.

En el texto se explican las razones que han llevado a la elección de estos valores de los factores parciales de resistencias relativos a las siguientes actuaciones geotécnicas y estados límite últimos:

- Cimentaciones superficiales: hundimiento y deslizamiento.
- Cimentaciones por pilotes: hundimiento, arrancamiento y capacidad portante por rotura horizontal del terreno.
- Estructuras de contención: estabilidad propia de la pantalla.
- Estabilidad de taludes y terraplenes y estado límite último de estabilidad global.

Keywords

Eurocode 7; national annex;
geotechnics; foundations;
retaining structures;

Abstract

This paper describes the normative frame developed in EC7, based on the method of partial factors, and explains the formal content that a National Annex must have, which makes reference, from a conceptual point of view, to two basic aspects:

- *Design Approach to be adopted in each geotechnical work.*
- *Values of the partial factors that affect actions or effects of actions, geotechnical parameters and resistances.*

The respective decisions have been made with a view to attaining a safety level similar to the level applied in standard Spanish geotechnical practice.

The geotechnical works analyzed in the National Annex, through the determination of the partial factors, are: shallow and pile foundations, retaining structures, anchorages, and overall stability and stability of slopes and embankments.

* Autor de contacto: jose.estaire@cedex.es

¹ Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Madrid, España.

1. ANEJO NACIONAL DEL EC-7

1.1. Ideas básicas

El Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico (EC-7) propugna, en concordancia con los demás eurocódigos estructurales, la utilización del método de los factores parciales para la verificación de los diferentes estados límite últimos. A este respecto, el EC-7 distingue los siguientes tipos de estados límite últimos: de equilibrio estático (tipo EQU), de rotura o deformación excesiva de un elemento estructural (tipo STR) o de una sección del terreno (tipo GEO), de comprobación hidráulica de la subpresión (tipo UPL) y de fallo por levantamiento o inestabilidad hidráulica (tipo HYD).

En el caso de los estado límite últimos de rotura o deformación excesiva (STR y GEO), la verificación se realiza mediante la expresión $E_d \leq R_d$, donde E_d es el valor de cálculo de los efectos de las acciones y R_d es el valor de cálculo de la resistencia del terreno.

Por su parte, el Anejo Nacional es un documento que define todos aquellos aspectos y valores que cada uno de los diferentes eurocódigos deja abiertos para ser fijados por los distintos países que aceptan el marco normativo de los eurocódigos.

En el texto del EC-7 hay 45 cláusulas abiertas para que el Anejo Nacional correspondiente indique, en cada caso, la opción o los valores elegidos por cada país. Desde un punto de vista conceptual, estas 45 cláusulas hacen referencia a dos aspectos básicos:

- Enfoque de Proyecto (“Design Approach”, en su terminología en inglés) que se debe utilizar para el proyecto de cada actuación geotécnica.
- Valores de los factores parciales que afectan a las acciones o a los efectos de las acciones, a los parámetros geotécnicos y a las resistencias.

Adicionalmente, el Anejo Nacional puede indicar el contenido mínimo exigido que debe tener cualquier proyecto geotécnico y los valores límite de los movimientos permitidos en cada actuación geotécnica. Asimismo puede contener información complementaria que sirva como guía de aplicación del marco normativo del propio EC-7.

1.2. El Anejo Nacional Español

1.2.1. Introducción

El Anejo Nacional Español se ha redactado por un comité formado básicamente por personal técnico del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, apoyado por personas de la comunidad geotécnica nacional, pertenecientes al mundo de la universidad y de las empresas consultoras y constructoras.

El principal objetivo del Anejo Nacional ha sido definir tanto el enfoque de proyecto a utilizar en cada caso como los valores de los factores parciales para cada una de las actuaciones geotécnicas recogidas explícitamente en el EC-7.

La determinación de los valores de los factores parciales se ha realizado teniendo como principio básico que se consiga un nivel de seguridad similar al que se tiene en la práctica geotécnica española habitual.

Sin embargo, el primer problema que se plantea para conseguir dicho objetivo es la inexistencia de un procedimiento único que se pudiera denominar “español”, puesto que existen tres documentos de carácter geotécnico, con diferente rango normativo como son la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera (2002), las Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias (ROM 0.5-05, 2005) y el Documento Básico SE-C Cimientos del Código Técnico de la Edificación (2006), que presentan diferentes formulaciones que conducen, en ocasiones y como es bien sabido, a dimensionamientos dispares.

1.2.2. Enfoque de proyecto

El análisis de los diferentes Enfoques de Proyecto existentes en el EC-7 ha hecho que el Anejo Nacional Español haya optado por el Enfoque de Proyecto 2 para todas las actuaciones geotécnicas, excepto para el cálculo de la estabilidad global y de taludes, para el que se ha optado por el Enfoque de Proyecto 3.

Cabe recordar que, con objeto de dar cabida a las diferentes maneras de abordar el dimensionamiento geotécnico existentes en los distintos países, el EC-7 define tres Enfoques de Proyecto distintos que se diferencian básicamente en los parámetros a los que se aplican simultáneamente los factores parciales: acciones (o los efectos de las acciones), materiales o resistencias, tal como se muestra simplificada en la tabla 1.

Tabla 1. Uso de los factores parciales en los diferentes Enfoques de Proyecto

Enfoque de Proyecto	Mayoración de acciones	Minoración de parámetros geotécnicos	Minoración de resistencias
1	X		
2	X ^(b)	X	X ^(a)
3	X ^(b)	X	

Notas: ^(a) sólo pilotes cargados axialmente y anclajes; ^(b) o efectos de las acciones

El análisis de esta tabla permite realizar las siguientes consideraciones:

- En el Enfoque de Proyecto 1 se deben realizar dos cálculos complementarios: en la Combinación 1 únicamente se mayoran las acciones, mientras que en la Combinación 2, las acciones se mantienen con su valor representativo y se minoran los parámetros geotécnicos y las resistencias.
- En el Enfoque de Proyecto 2 se mayoran las acciones (o los efectos de las acciones) y se minoran las resistencias, dejando sin minorar los valores de los parámetros geotécnicos.
- En el Enfoque de Proyecto 3 se mayoran las acciones (o los efectos de las acciones) y se minoran los valores de los parámetros geotécnicos.

En el Anejo Nacional se ha elegido el Enfoque de Proyecto 2 porque al no minorar los parámetros geotécnicos es el más parecido a la práctica habitual en España, aspecto éste que se ha considerado primordial mantener sin cambios.

Sin embargo, la gran diferencia entre el método tradicionalmente utilizado en España y el que se preconiza en el Anejo Nacional Español es el tratamiento de las acciones. En la práctica tradicional, los cálculos geotécnicos se hacen con acciones y efectos de las acciones sin mayorar, mientras que el Enfoque de Proyecto elegido implica la mayoración de las acciones o de los efectos de las acciones, siguiendo los criterios emanados en el Eurocódigo 1 de “Acciones en estructuras”.

Como referencia de lo preconizado en el Anejo Nacional Español, en la tabla 2 y en la figura 1 se recogen los Enfoques de Proyecto elegidos por el resto de países que han adoptado los Eurocódigos como marco normativo.

Tabla 2. Enfoques de Proyecto elegidos por los diferentes países europeos

País	Enfoque de Proyecto	País	Enfoque de Proyecto
Alemania	2 / 2*	Hungría	2 / 2*
Austria	2	Irlanda	1 / 2 / 3
Bélgica	1	Islandia	1
Chipre	2 / 2*	Italia	1 / 2
Croacia	2	Lituania	1
Dinamarca	3	Luxemburgo	2
Eslovaquia	2	Noruega	3
Eslovenia	2	Polonia	2 / 2*
Estonia	2	Portugal	1
Finlandia	2 / 2*	República Checa	1 / 2 / 3
Francia	2	Rumanía	1
Gran Bretaña	1	Suecia	3
Grecia	2 / 2*	Suiza	3
Holanda	3		

Nota: El Enfoque de Proyecto 2* es una variante del Enfoque de Proyecto 2

1.2.3. Valores de los factores parciales de mayoración de acciones o de efecto de acciones

Una vez optado por el Enfoque de Proyecto 2, el siguiente paso fue determinar los valores de los factores parciales de mayoración de acciones o de efecto de acciones. Para ello, primeramente, en el Anejo Nacional Español se ha propuesto que la mayoración se realice sobre las acciones, por lo que las actuaciones geotécnicas se van a dimensionar con el efecto de las acciones que se obtienen de combinar las acciones previamente mayoradas, tal como se recoge en la ecuación 1, tomada del EC-0 “Bases de cálculo de estructuras”:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

donde γ_G , γ_P y γ_Q son los factores parciales de mayoración de cargas, ψ son los coeficientes de combinación de las acciones variables, G son las acciones permanentes, P es la acción del pretensado y Q son las acciones variables.

En la figura 2 se muestra esquemáticamente esta forma de cálculo, considerando únicamente por simplicidad las cargas verticales, donde V_d es el efecto de las acciones y $R_{v,d}$ es la resistencia de cálculo del terreno frente a las acciones verticales.

En el Anejo Nacional se ha optado por considerar que los valores de los factores parciales para las acciones deben ser los recogidos en el Anejo Nacional Español del Eurocódigo EC-1 “Acciones en estructuras”.

Esta elección se ha realizado para cumplir fielmente la filosofía de los Eurocódigos, en el sentido de considerar toda la estructura, incluida la cimentación, como un todo único por lo que las combinaciones de acciones, convenientemente ponderadas y mayoradas, se deben utilizar para el dimensionamiento de todos los elementos tanto estructurales como de cimentación.

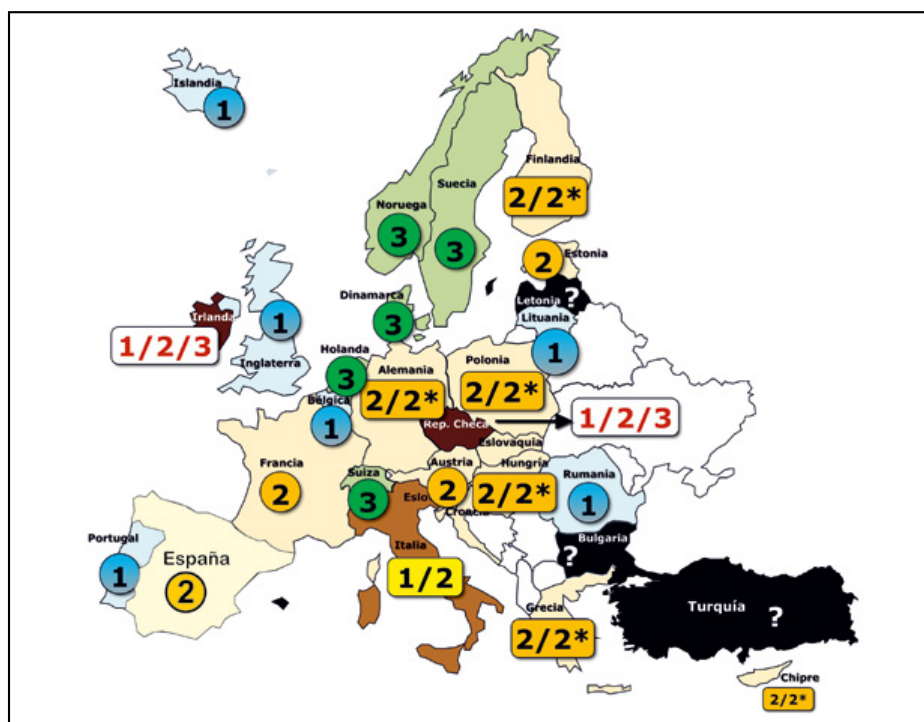


Figura 1. Enfoques de Proyecto elegidos en los Anejos Nacionales de los diferentes países europeos [Tomada de Bond (2012)].

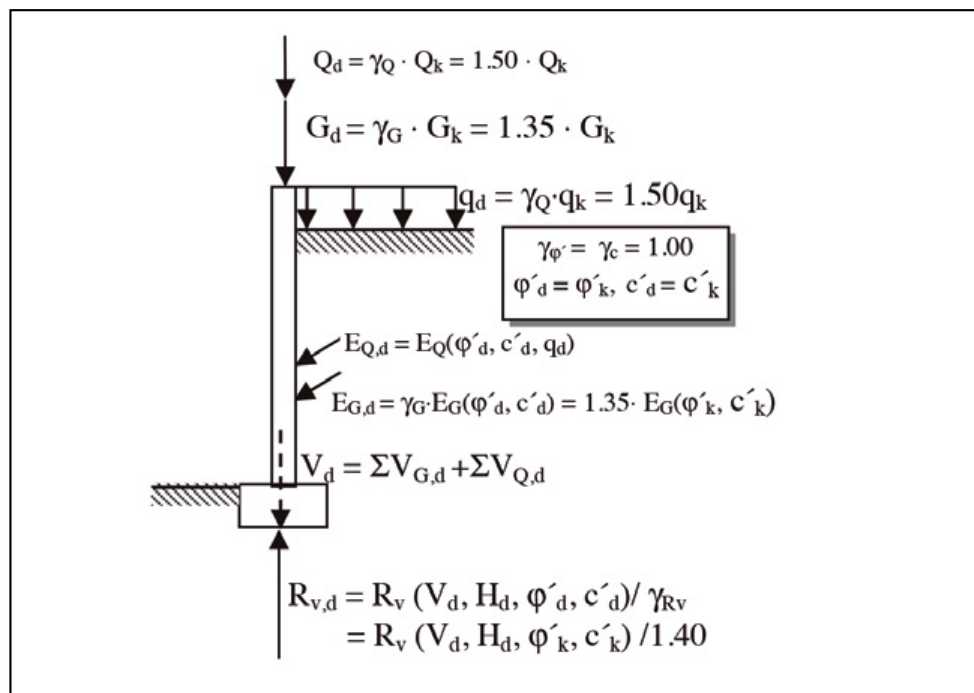


Figura 2. Método de mayoración de acciones para la verificación del estado límite de hundimiento de una cimentación superficial (por simplicidad, sólo se muestran las acciones verticales desfavorables) [Tomada de Frank et al. (2007)].

1.2.4. Valores de los factores parciales de minoración de resistencias

Una vez elegidos los valores de los factores parciales de mayoración de acciones o de efecto de acciones, el siguiente paso consistió en determinar los valores de los coeficientes de minoración de resistencias (γ_R) para las diferentes actuaciones geotécnicas recogidas explícitamente en el EC-7 que son las siguientes: cimentaciones superficiales y profundas, taludes y estabilidad global, estructuras de contención tipo pantallas y anclajes.

Este paso es el que se desarrolla más pormenorizada-mente en los siguientes apartados.

2. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

2.1. Introducción

En este apartado se analiza el procedimiento utilizado para la determinación de los valores de los coeficientes de minoración de resistencias (γ_R) para los diferentes estados límite últimos relativos a cimentaciones superficiales que son los siguientes: hundimiento, deslizamiento por la base, vuelco rígido, estabilidad global y capacidad estructural.

El estado límite último de hundimiento es, en general, el más determinante y específico de esta actuación geotécnica, junto con el correspondiente al deslizamiento por la base.

Por su parte, el estado límite de vuelco rígido es un estado límite de equilibrio (tipo EQU) en el que las resistencias de los materiales no intervienen, el estado límite de estabilidad global se debe analizar con el Enfoque de Proyecto 3, como se decía anteriormente, y el estado límite de capacidad estructural se debe analizar como una estructura de hormigón armado, mediante el EC-2 “Proyecto de estructuras de hormigón”.

2.2. Estado límite último de hundimiento

2.2.1. Determinación de la carga de hundimiento a partir de fórmulas analíticas

El estudio del estado límite de hundimiento se realizó mediante el análisis de las expresiones contenidas en la figura 3, en cuya columna izquierda se esquematiza el sistema de proyecto utilizado en la práctica geotécnica habitual en España, y en la derecha el método preconizado por el EC-7 con el Enfoque de Proyecto 2.

El esquema comparativo de ambos métodos de dimensionamiento lleva a la conclusión de que el coeficiente global (FS) habitualmente utilizado, se puede equiparar al producto de los factores parciales de acciones (γ_F) y de resistencias (γ_R). Esto implica que la incertidumbre con la que se plantea habitualmente el dimensionamiento con el método de los coeficientes globales se debe considerar dividida, al aplicar el EC-7, en dos conceptos: una parte que afecta a la cuantificación de las cargas y otra parte que se refiere a la determinación de las resistencias del terreno. Por tanto, el uso de la expresión anterior [$FS = \gamma_R \cdot \gamma_F$] permite determinar el valor del factor parcial de minoración de resistencias si se tienen en cuenta los valores de los factores parciales de mayoración de acciones y del FS utilizado normalmente.

A este respecto y a efectos cuantitativos globales, se puede hacer la suposición de que, en general, las cargas permanentes suponen 2/3 del total, teniendo el tercio restante carácter variable, por lo que, en ese caso global, el factor parcial de acciones γ_F toma un valor medio de 1,40, ya que las acciones variables se mayoran por 1,35 y las permanentes por 1,50. Por otra parte, las normativas y guías españolas de carácter geotécnico, en particular la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera, aboga por un coeficiente de seguridad frente al hundimiento de 2,60, para

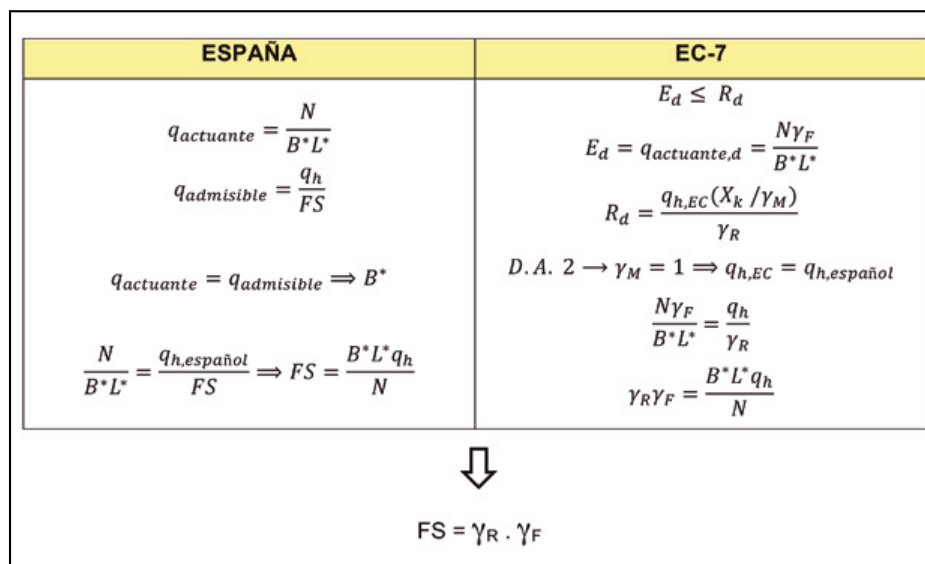


Figura 3. Esquema comparativo del análisis del estado límite último de hundimiento por el sistema habitual español y por el EC-7.

la combinación de acciones características que se puede asimilar a la combinación característica de las situaciones persistentes y transitorias.

Por tanto, teniendo en cuenta lo dicho anteriormente, el factor parcial de resistencia se puede obtener tal y como se muestra a continuación:

$$FS = \gamma_R \cdot 1,40 = 2,60 \Rightarrow \gamma_R = 1,85$$

A la vista de lo recogido en este apartado, la propuesta que se hace en el Anejo Nacional Español sobre el valor del factor parcial de resistencia en el cálculo del estado límite de hundimiento de cimentación superficial es de 1,85.

Un esquema semejante de comparación fue el utilizado en la determinación de los factores parciales del Anejo Nacional de Alemania (Frank et al., 2007). Este mismo resultado fue obtenido por Estaire y Perucho (2008) en un estudio en el que se calcularon unos 60.000 casos diferentes de cimentaciones superficiales de diferentes geometrías y sometidas a distintos sistemas de cargas.

A efectos comparativos, en la tabla 3 se recoge el valor del factor parcial de resistencias en el dimensionamiento del estado límite de hundimiento de cimentaciones superficiales indicado en el Anexo Nacional de alguno de los países que han elegido el Enfoque de Proyecto 2.

Tabla 3. Valor del factor parcial de resistencias en el dimensionamiento del estado límite de hundimiento de cimentaciones superficiales

País	γ_R
España	1,85
EC-7 (valor recomendado)	1,40
Alemania	1,40
Francia	1,40
Chipre	1,40
Finlandia	1,55
Italia	2,30

Es conveniente señalar que el valor indicado para este coeficiente en el Anejo Nacional de Alemania es bajo (1,40), comparado con el propuesto en España (1,85), debido a que en ese país el coeficiente de seguridad global utilizado para el estado límite de hundimiento de cimentaciones superficiales era habitualmente de 2,0, tal como puede verse en los valores de la DIN 1054, mostrados en la figura 4. Además, hay que considerar que, aunque no establecido oficialmente, había una cierta tradición de minorar los parámetros geotécnicos, antes de realizar el cálculo (con un valor de 1,3...) para la cohesión y 1,1 para la tangente del ángulo de rozamiento) (Lesny, 2013) lo que iguala en parte el dimensionamiento que se pudiera obtener.

	Caso de carga*		
	1	2	3
Frente al hundimiento	2	1,5	1,3
Frente al deslizamiento	1,5	1,35	1,2
Frente a la subpresión	1,1	1,1	1,05

* Caso 1: Cargas permanentes y sobrecargas de actuación frecuente (incluido el viento).
 Caso 2: Sobrecargas que actúan además de las del caso 1, pero no de forma regular. Cargas de construcción.
 Caso 3: Sobrecargas extraordinarias superpuestas a las del caso 2, como los efectos sísmicos, derrumbe de instalaciones de obra, etc.

Figura 4. Coeficientes de seguridad DIN 1054 (Nov. 1969) [Tomado de Rdez. Ortiz (1989)].

Por su parte, Francia utiliza en el cálculo de hundimiento de cimentaciones superficiales, además de este factor parcial de resistencias, un coeficiente de modelo de valor 1,20, lo que hace que, a efectos comparativos, pueda equipararse a un factor parcial de 1,70.

Por último, se debe indicar que los valores representativos o característicos de la carga de hundimiento se pueden obtener de las formulaciones analíticas que se consideren convenientes, ya sean las indicadas en la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera, en la ROM 0.5-05, en el Código Técnico de la Edificación o en cualquier otro texto, incluida la formulación que recoge el EC-7 en su Anejo D, que tiene carácter únicamente informativo.

2.2.2. Determinación de la carga de hundimiento basada en ensayos geotécnicos de campo

El EC-7, en su apartado 6.5.2.3, también permite estimar la carga de hundimiento del terreno a partir de ensayos geotécnicos de campo, mediante la aplicación de métodos semi-empíricos. De hecho, en el Anejo E se indica la expresión que permite el uso de la presión límite equivalente neta de cálculo (p^*_{le}) obtenida en un ensayo presiométrico, para obtener la carga de hundimiento de cálculo (R_d) tal como se recoge a continuación.

$$\frac{R_d}{A'} = \sigma_{v,0} + k \cdot p^*_{le} \quad (2)$$

La ecuación 2 implica que no se utiliza ningún factor parcial de resistencias o de materiales en la estimación de la carga de hundimiento de cálculo.

Esta forma de abordar el cálculo no es equiparable a la práctica geotécnica española, en la que la carga que se estima con esas expresiones se minorra posteriormente con un coeficiente de seguridad global que, en muchos casos, toma valor de 3,0. Este aspecto se ha indicado en el Anejo Nacional para equiparar el nivel de seguridad con el que se realicen este tipo de cálculos.

Por último, se debe indicar que este esquema de cálculo es susceptible de ser extendido a los resultados obtenidos de otros ensayos de campo, como pueden ser los ensayos de penetración estática.

2.3. Estado límite último de deslizamiento

El análisis del estado límite de deslizamiento por la base se realiza de acuerdo a lo recogido en la cláusula 6.5.3 del EC-7, en la que se utiliza la siguiente expresión:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (3)$$

En dicha expresión H_d es la componente de las cargas de cálculo actuantes en el plano de deslizamiento que debe incluir los valores de cálculo de todos los empujes activos actuantes sobre la cimentación, R_d es el valor de cálculo de la resistencia al deslizamiento, dado por el rozamiento en la base, y $R_{p,d}$ debe englobar todas las fuerzas resistentes causadas por empujes de tierra, es decir, los empujes pasivos. A este respecto, el Anejo Nacional indica un valor de 2,0 para el factor parcial de minoración de esta resistencia debida al empuje pasivo, lo que implica, en el fondo, considerar únicamente, en el cálculo, la mitad del empuje pasivo total que además tiene en cuenta la dificultad de que se desarrolle totalmente dicho empuje dado los grandes desplazamientos necesarios para ello.

Por otra parte, la calibración del factor parcial de resistencia al deslizamiento por la base se ha realizado de manera análoga al estado límite de hundimiento, lo que implica la comparación del dimensionamiento de una cimentación superficial frente a dicho estado límite por el método habitual en España y el preconizado en el EC-7, tal como se recoge en la figura 5.

Como puede verse, la comparación lleva a la misma expresión indicada anteriormente para el estado límite de hundimiento. Por lo tanto, teniendo en cuenta la expresión anterior, los valores del factor parcial de las acciones, indicados anteriormente y que el coeficiente de seguridad global que se utiliza normalmente en la práctica geotécnica española para este estado límite tiene un valor de 1,50, para las situaciones permanentes y transitorias, el factor parcial de la resistencia (γ_R) toma un valor de 1,10, que es igual al valor recomendado en el Anexo A del EC-7.

2.4. Estado límite de servicio

La verificación del estado límite de servicio es un tema complejo dentro del marco de referencia del EC-7 ya que no existe el concepto de tensión admisible.

ESPAÑA	EC-7
$FS = \frac{F_{estabilizadora}}{F_{desestabilizadora}} \geq 1,5$ $FS = \frac{W \cdot tg\delta}{E} \geq 1,5$	$E_d \leq R_d$ $E_d = E \cdot \gamma_F$ $R_d = \frac{W \cdot tg\delta}{\gamma_R}$ $E_d = R_d \Rightarrow E \cdot \gamma_F = \frac{W \cdot tg\delta}{\gamma_R}$ $\frac{W \cdot tg\delta}{E} = \gamma_R \cdot \gamma_F$
 $FS = \gamma_R \cdot \gamma_F$	

Figura 5. Esquema comparativo del análisis del estado límite último de deslizamiento por el sistema habitual español y por el EC-7.

Por una parte, desde el punto de vista del Anejo Nacional Español, este documento únicamente va a indicar que el estado límite de servicio se debe comprobar con las cargas de servicio, es decir, sin mayorar. Quedará comprobado cuando los movimientos de la cimentación (tanto asentamientos como giros) sean inferiores a los límites tolerables por la estructura. Estos valores límite se ha preferido no indicarlos de manera general en el Anejo Nacional y remitirse a que “se deberán especificar en cada proyecto concreto”.

Sin embargo, queda la cuestión de la forma en la que se debe realizar la verificación de este estado límite muy ligado al concepto de tensión admisible o de trabajo. A este respecto, hay que tener en cuenta que en el marco del EC-7 no aparece específicamente el concepto de tensión admisible

con el que efectuar una estimación inicial de los movimientos. Quizás la única indicación que se puede hacer es que el Anejo Geotécnico, adjunto a cada proyecto, realice una estimación de movimientos para diferentes cargas, de tal manera que el proyectista compruebe posteriormente que la carga de trabajo de la cimentación es compatible con los movimientos máximos permitidos.

3. CIMENTACIONES POR PILOTES

3.1. Introducción

El tema de las cimentaciones por pilotes se aborda, de manera muy amplia, en el Capítulo 7 del EC-7 que

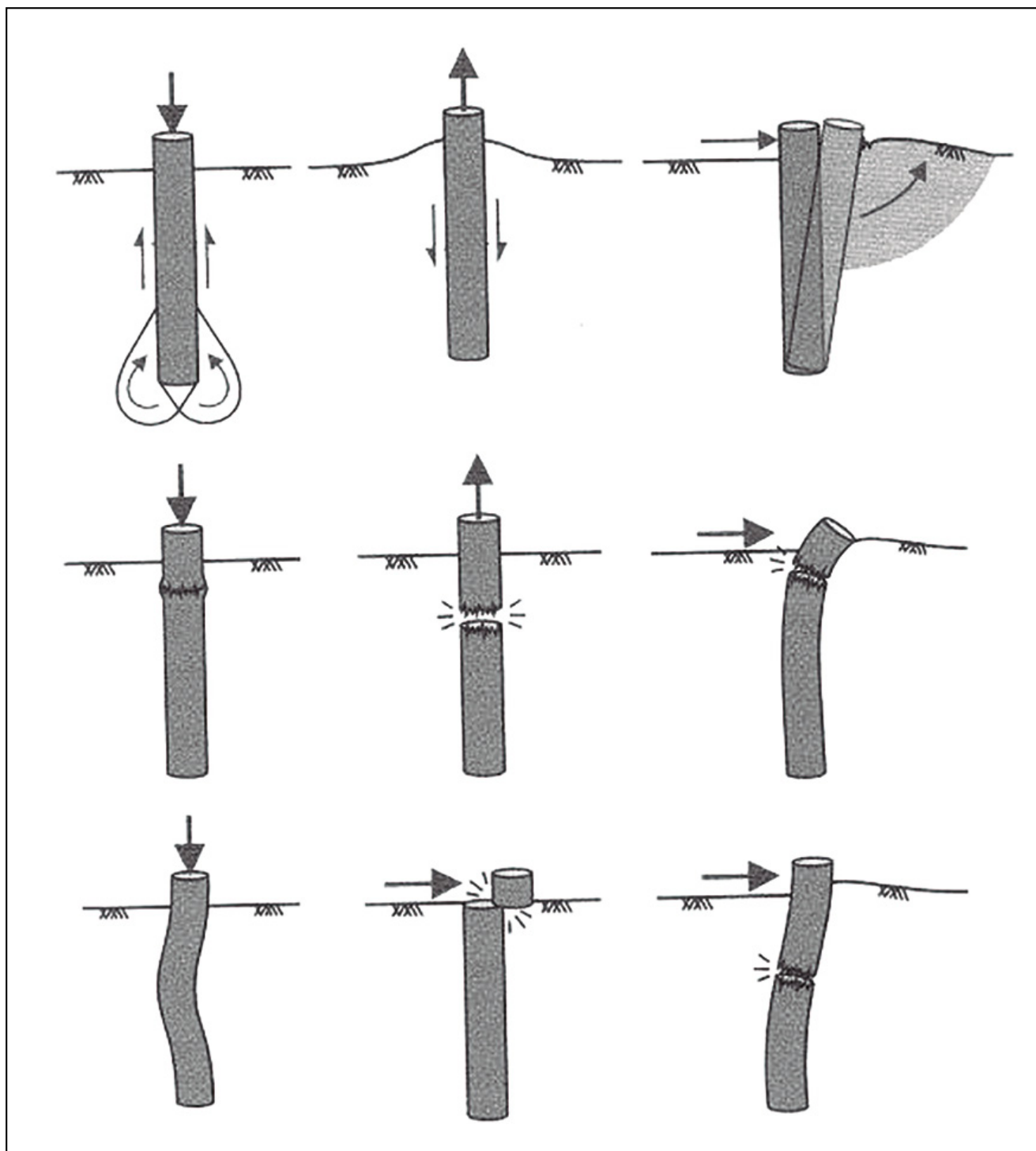


Figura 6. Algunos estados límite de cimentaciones por pilotes [Tomada de Bond (2008)].

comienza con la definición de los estados límite a considerar y con los métodos y consideraciones de cálculo, haciendo especial hincapié en las pruebas de carga en pilote. Se distingue entre pilotes cargados axialmente, tanto a compresión como a tracción y pilotes sometidos a carga lateral.

Los diferentes estados límite últimos relativos a cimentaciones por pilotes comprenden los siguientes conceptos:

- Capacidad portante: se analizan los modos de fallo relacionados con la falta de resistencia del terreno. Estos estados límite son los de hundimiento, arranque y rotura horizontal.
- Estabilidad global de la zona de apoyo: se analizan líneas de rotura que engloben toda la cimentación mediante las técnicas de cálculo de estabilidad de taludes.
- Rotura estructural: se analiza la resistencia estructural del pilote y del encepado.

En la figura 6 se muestran esquemáticamente algunos de estos estados límite últimos.

De los estados límite últimos relativos a la capacidad portante del terreno, el hundimiento es, en general, el más determinante de esta actuación geotécnica por lo que es el único que se trata específicamente con más detalle.

El estado límite de estabilidad global se debe analizar con el Enfoque de Proyecto 3, como se comentará posteriormente, y los estados límite relativos a la rotura estructural se deben analizar mediante el EC-2 “Proyecto de estructuras de hormigón”.

En lo que respecta a los métodos de cálculo, el dimensionamiento de las cimentaciones por pilotes, de acuerdo con el EC-7, puede realizarse, en términos generales, siguiendo los diferentes métodos recogidos en la tabla 4.

Tabla 4. Métodos de cálculo de las cimentaciones por pilotes

Método basado en:	Condiciones / limitaciones
Ensayos estáticos de carga	Se debe demostrar, por medio de cálculos u otros medios, que los resultados son consistentes con otras experiencias relevantes
Métodos de cálculo empíricos o analíticos	Se debe demostrar su validez mediante ensayos estáticos de carga en situaciones comparables
Ensayos dinámicos de carga	Se debe demostrar su validez mediante ensayos estáticos de carga en situaciones comparables
Comportamiento observado en una cimentación sobre pilotes similar	Enfoque apoyado por los resultados de un reconocimiento geotécnico del emplazamiento y de ensayos <i>in situ</i>

Como se puede deducir de la tabla anterior, en el dimensionamiento de las cimentaciones por pilotes el EC-7 da prioridad a los ensayos estáticos de carga, bien para efectuar el dimensionamiento directamente a partir de los resultados de estos ensayos, bien para utilizarlos de validación del dimensionamiento realizado por métodos empíricos o analíticos, o a partir de ensayos dinámicos de carga.

Sólo en el caso del método observacional no se hace referencia a los ensayos estáticos de carga.

En la práctica española, el dimensionamiento basado en cálculos mediante formulaciones analíticas o empíricas es, sin embargo, el más utilizado, lo cual crea un cierto problema en el enfoque inicial del asunto.

En este apartado se indican los métodos de cálculo y se proponen los valores de los coeficientes de minoración de resistencias (γ_R).

3.2. Estado límite último de hundimiento

3.2.1. Ideas básicas

El estado límite de hundimiento implica la verificación de la expresión $E_d \leq R_d$, donde E_d es el valor de cálculo de los efectos de las acciones y R_d es el valor de cálculo de la resistencia del terreno frente a una acción. La determinación del valor de cálculo de los efectos de las acciones (E_d) ya se ha comentado en el Apartado 1.2.3 de este artículo. Por su parte, el valor de cálculo de la resistencia del terreno que, en este caso, es la carga de hundimiento de cálculo del terreno (R_{cd}) se obtiene de la suma de la resistencia de cálculo por punta (R_{bd}) y por fuste (R_{sd}), tal como se recoge en la ecuación 4:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} \quad (4)$$

Las resistencias de cálculo por punta y por fuste se obtienen a partir de los valores característicos minorados por el factor parcial de resistencia correspondiente (γ_b para la resistencia por punta y γ_s para la resistencia por fuste), tal como se indica en las expresiones de la ecuación 5:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b}; \quad R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} \quad (5)$$

Esta resistencia de cálculo del terreno se puede determinar, de acuerdo con el EC-7, a partir de fórmulas analíticas, de ensayos geotécnicos de campo, de ensayos de carga estática o de ensayos de impacto dinámico, como se desarrolla en los apartados siguientes.

3.2.2. Resistencia última del terreno a partir de fórmulas analíticas

Se debe destacar en primer lugar que este procedimiento de cálculo se considera en el EC-7 un “procedimiento alternativo” que se desarrolla únicamente en la cláusula 7.6.3.2.(8). Sin embargo, en España es el procedimiento más utilizado para el dimensionamiento de pilotes.

En este método de cálculo, los valores representativos o característicos de las resistencias por punta y fuste se pueden obtener de las formulaciones analíticas que se consideren convenientes, ya sean las indicadas en la Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera, en la ROM 0.5-05, en el Código Técnico de la Edificación o en cualquier otro texto, dado que el EC-7 no fija ninguna referencia en este aspecto.

Además, se deberá, de acuerdo con la propuesta contenida en el Anejo Nacional Español, utilizar un coeficiente de minoración adicional, denominado coeficiente de modelo ($\gamma_{R,d}$) que tenga en cuenta la incertidumbre asociada a no disponer de resultados de ensayos estáticos de carga

sobre pilotes de prueba que, como se decía anteriormente, es el método preferido por el EC-7. Por lo tanto, las resistencias de cálculo por punta y por fuste se obtienen a partir de las expresiones siguientes:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b \cdot \gamma_{R,d}}; \quad R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s \cdot \gamma_{R,d}} \quad (6)$$

Las resistencias características, de acuerdo con la cláusula 7.6.2.3 (8), pueden obtenerse a partir de los valores característicos de la resistencia por punta ($q_{b,k}$) y por fuste ($q_{s,i,k}$) de las diferentes capas del terreno (obtenidos, a su vez, de los parámetros geotécnicos de las mismas) y de las superficies de pilote correspondientes:

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k}; \quad R_{s,k} = \sum_i A_{s,i} \cdot q_{s,i,k} \quad (7)$$

Los valores de los coeficientes de minoración de resistencia por punta y fuste y del coeficiente de modelo se pueden determinar a partir de las ecuaciones 8 y 9, similares a la ecuación anteriormente deducida para las cimentaciones superficiales:

$$\text{Resistencia por punta} \Rightarrow FS_b = \gamma_F \cdot \gamma_b \cdot \gamma_{R,d} \quad (8)$$

$$\text{Resistencia por fuste} \Rightarrow FS_s = \gamma_F \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{R,d} \quad (9)$$

Estas expresiones indican que el coeficiente de seguridad global actualmente en uso se puede entender como el producto de los factores parciales de acciones, de resistencia y de modelo.

El uso de estas expresiones permite determinar los factores parciales de resistencia por punta y por fuste, si se realizan las siguientes consideraciones:

- Los valores de los factores parciales de mayoración de acciones son los recogidos en el Anejo Nacional del EC-1.
- En la práctica geotécnica habitual española se suelen utilizar valores distintos para el coeficiente de seguridad global de resistencia por punta y por fuste, aunque existen argumentos para considerar que estos valores, en un estado límite último, deberían ser iguales.
- Unos valores de coeficientes de seguridad global que se pueden derivar de lo indicado en la Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras, para pilotes perforados, serían: 2,60 para la resistencia por punta y de 2,15 para la resistencia por fuste.
- Se ha elegido para el coeficiente de modelo un valor de 1,40 para que coincida con los valores de los coeficientes de correlación ξ_3 y ξ_4 , comentados posteriormente y, de esta forma, haya una cierta con-

tinuidad entre los resultados obtenidos mediante el método de cálculo a partir de fórmulas analíticas y a partir de ensayos geotécnicos de campo.

Teniendo en cuenta las observaciones anteriores, en el Anejo Nacional Español, se proponen, para los pilotes perforados, un factor parcial de resistencia por punta y por fuste de 1,35 y 1,10, respectivamente.

Por otra parte, con objeto de tener en cuenta el diferente grado de incertidumbre asociado a la ejecución de las distintas tipologías de pilotes (pilotes hincados y pilotes barrenados con y sin control de parámetros de ejecución), el Anejo Nacional ha optado por dar valores diferentes de los factores parciales para dichas tipologías de pilotes, tal como se recoge en la tabla 5.

Como se puede comprobar, los factores parciales para los pilotes hincados son menores que los de los pilotes perforados dado que se consideran más seguros por su método de ejecución mientras que los correspondientes a los pilotes barrenados son mayores por su mayor incertidumbre en la ejecución.

Por último, con objeto de comparar la propuesta española con la de otros países, en la siguiente tabla se recogen los valores indicados en los anejos nacionales de países que han elegido el Enfoque de Proyecto 2.

Tabla 6. Valor del factor parcial de resistencias en el dimensionamiento del estado límite de hundimiento de pilotes perforados

País	γ_b	γ_s	$\gamma_t^{(a)}$	$\gamma_{R,d}$
España	1,35	1,10	1,25	1,40
EC-7 (valor recomendado)	1,10	1,10	1,10	$\geq 1,00^{(d)}$
Alemania	1,10 ^(b) 1,40 ^(c)	1,10 ^(b) 1,40 ^(c)	1,10 ^(b) 1,40 ^(c)	1,00 ^(e)
Francia	1,60	1,30	1,45	$\geq 1,00$
Chipre	1,10	1,10	1,10	1,25
Finlandia	1,20	1,20	1,20	1,60 ^(f) 1,95 ^(g) 1,40 ^(h)
Italia	1,35	1,15	1,25	1,00

Notas: (a) Coeficiente de minoración de resistencia total, comentado posteriormente

(b) Uso de ensayos estáticos y dinámicos de carga;

(c) En base a parámetros del terreno;

(d) El EC-7 indica que podrán ser necesarios valores superiores a 1,00 cuando la resistencia se obtenga a partir de parámetros del terreno;

(e) A partir de ensayos dinámicos, $\gamma_{R,d} = 0,85 \times 1,20$;

(f) Para pilotes a fricción;

(g) Para pilotes en terrenos cohesivos a corto plazo;

(h) Para pilotes en terrenos cohesivos a largo plazo.

Tabla 5. Valores de los factores parciales de minoración de resistencia para el cálculo de cimentaciones por pilotes por el método analítico

Concepto	Símbolo	Pilotes hincados	Pilotes perforados	Pilotes de barrena continua con control de parámetros	Pilotes de barrena continua sin control de parámetros
Resistencia por punta	γ_b	1,25	1,35	1,45	1,50
Resistencia por fuste	γ_s	1,05	1,10	1,15	1,20
Modelo	$\gamma_{R,d}$	1,40	1,40	1,40	1,40
Resistencia total	$\gamma_t^{(a)}$	1,15	1,25	1,30	1,35

Nota ^(a): Coeficiente de minoración de resistencia total, comentado posteriormente y utilizado en el método de cálculo basado en ensayos geotécnicos de campo.

3.2.3. Carga de hundimiento última del terreno a partir de ensayos geotécnicos de campo

El EC-7 también permite que se dimensionen las cimentaciones por pilotes a partir de los resultados de ensayos geotécnicos de campo. Es importante resaltar que, en este punto, en el EC-7 no se indican los ensayos concretos a los que se refiere este apartado, aunque los múltiples ejemplos de aplicación existentes en la literatura parecen hacer referencia, al menos, a los ensayos presiométricos y los ensayos tipo CPTU Frank et al (2004) y Orr (2005).

En este procedimiento de cálculo, los valores representativos o característicos de las resistencias por punta y fuste se obtendrán, por correlaciones con los resultados de los ensayos de campo, para cada uno de los emplazamientos de dichos ensayos, en los que se obtendrá un perfil del terreno. La resistencia total característica ($R_{c,k}$), obtenida como suma de la resistencia por punta y fuste, será la menor de los dos siguientes valores:

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (10)$$

siendo $(R_{c,cal})_{medio}$ y $(R_{c,cal})_{min}$, los valores medio y mínimo de los valores calculados a partir de los resultados de los ensayos de campo y ξ_3 y ξ_4 , unos factores parciales que dependen del número de “perfiles de ensayos” que se hayan obtenido con los ensayos, tal como se refleja en la tabla 7.

Tabla 7. Valores de los factores parciales de minoración de resistencia para el cálculo de cimentaciones por pilotes a partir de ensayos geotécnicos de campo

Número de perfiles de ensayos	1	2	3	4	5	7	>10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Nota: El concepto de “perfil de ensayo” puede entenderse como un emplazamiento en el que se haya ejecutado un ensayo tipo CPTU o perforado un sondeo en el que se hayan realizado ensayos presiométricos.

Dada la falta de experiencia en España de esta forma de cálculo, el Anejo Nacional ha optado por mantener los valores propuestos en el Anexo A del EC-7. Como puede verse en la tabla anterior, los coeficientes de correlación van

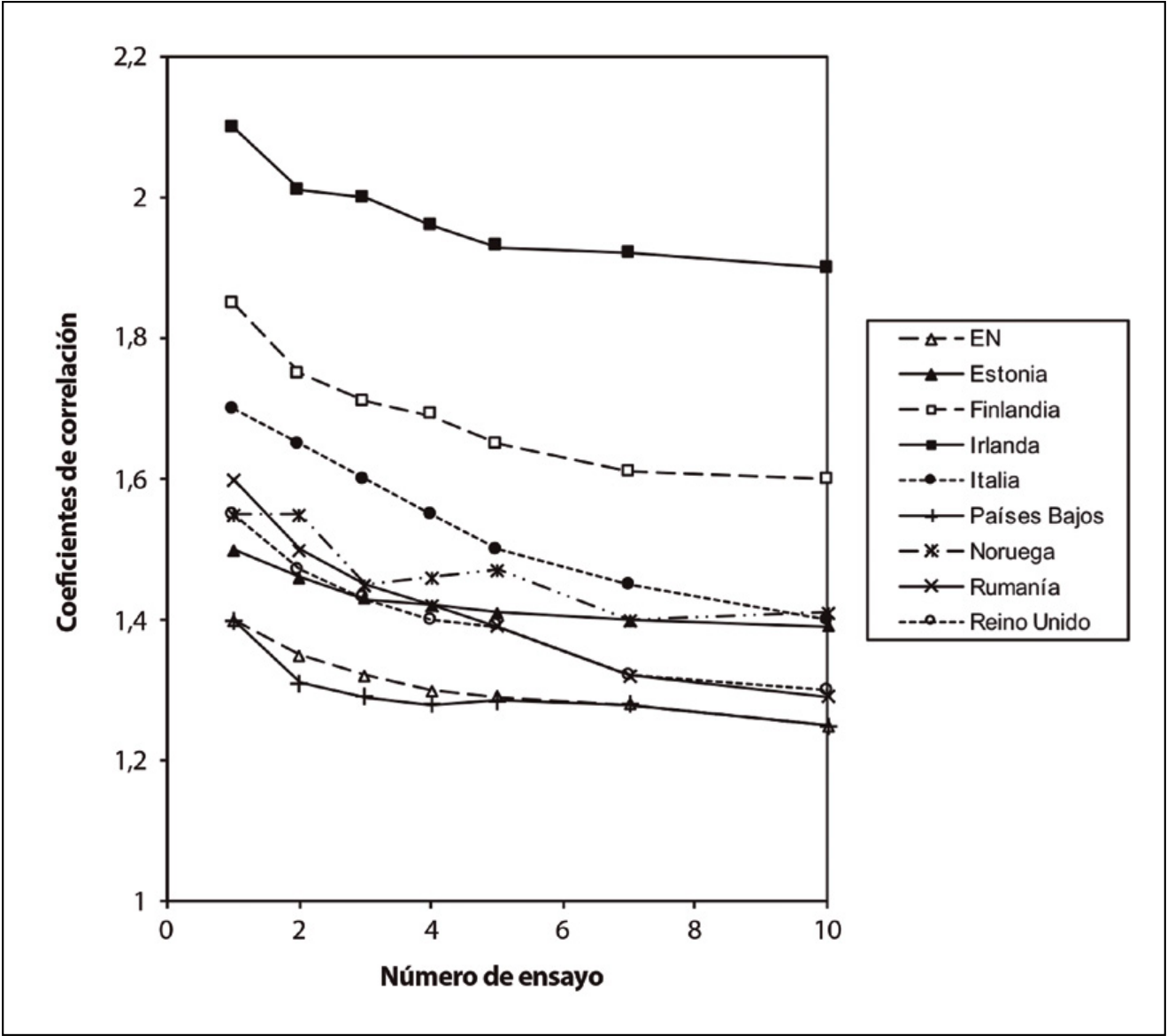


Figura 7. Valores del coeficiente de correlación ξ_3 preconizados por distintos países en sus anejos nacionales. Tomada de Bond (2010).

disminuyendo a medida que se va aumentando el número de ensayos realizados.

A efectos comparativos, en la figura 7 se muestran los valores del coeficiente de minoración ξ_3 preconizados por distintos países en sus anejos nacionales.

Una vez obtenida la carga de hundimiento característica del terreno, la carga de hundimiento de cálculo se obtiene minorando dicho valor por el coeficiente de minoración de resistencias (γ_t), tal como se indica en la ecuación 11:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} \quad (11)$$

El valor que se propone en el Anejo Nacional Español para este coeficiente de minoración de resistencia total (γ_t), que tiene en cuenta de forma conjunta la resistencia por punta y por fuste, varía entre 1,15 y 1,35 para las diferentes tipologías de pilotes, tal como se indicaba en la tabla 5. Estos valores se han adoptado como valores intermedios entre los correspondientes a la resistencia por punta y fuste. En la tabla 6, recogida anteriormente, figuran los valores de este coeficiente de minoración de resistencias total propuestos por otros países.

Una vez descrito este procedimiento de determinación de la carga de hundimiento del terreno a partir de ensayos geotécnicos, se deben realizar las siguientes consideraciones:

- El concepto de “perfil de ensayo” no es muy claro y puede entenderse como un emplazamiento en el que se haya ejecutado un ensayo tipo CPTU o perforado un sondeo en el que se hayan realizado ensayos presiométricos.
- El número de emplazamientos o de “perfiles de terreno” no se relaciona con las dimensiones del solar en el que se implanta el edificio a cimentar o con el número de apoyos de la estructura a cimentar.
- No hay ninguna indicación en el EC-7 de la forma de valorar el número de ensayos que se hagan en un emplazamiento, siendo así que no debería valorarse de igual manera, por ejemplo, un sondeo con un presiómetro que con varios.

- Tampoco hay ninguna indicación sobre la forma de valorar los resultados de los diferentes ensayos realizados en un emplazamiento, en el caso de que haya varios. Así, por ejemplo, no se indica si se debe elegir el valor medio aritmético, el valor mínimo o algún otro intermedio matizado por la experiencia.
- Este procedimiento de determinación de la carga de hundimiento está basado en formulaciones empíricas (por ejemplo, la que relaciona la presión límite de un ensayo presiométrico con la resistencia por punta) que, de acuerdo con el EC-7, no se deben minorar con ningún coeficiente de modelo, a diferencia de lo que ocurre con las fórmulas analíticas, comentadas anteriormente. Se considera que este aspecto es de difícil justificación teórica.

3.2.4. Resistencia del terreno a partir de ensayos de carga estática

En este procedimiento de cálculo, el valor representativo o característico de la carga de hundimiento última del terreno será el menor de los dos valores siguientes:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{medio}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\} \quad (12)$$

siendo $(R_{c,m})_{medio}$ y $(R_{c,m})_{min}$, los valores medio y mínimo de los resultados obtenidos en los ensayos de carga, y ξ_1 y ξ_2 unos factores parciales que dependen del número de pilotes ensayados, tal como se refleja en la tabla 8.

Tabla 8. Valores de los factores parciales de minoración de resistencia para el cálculo de cimentaciones por pilotes a partir de ensayos de carga estática

Número de pilotes ensayados	1	2	3	4	≥5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

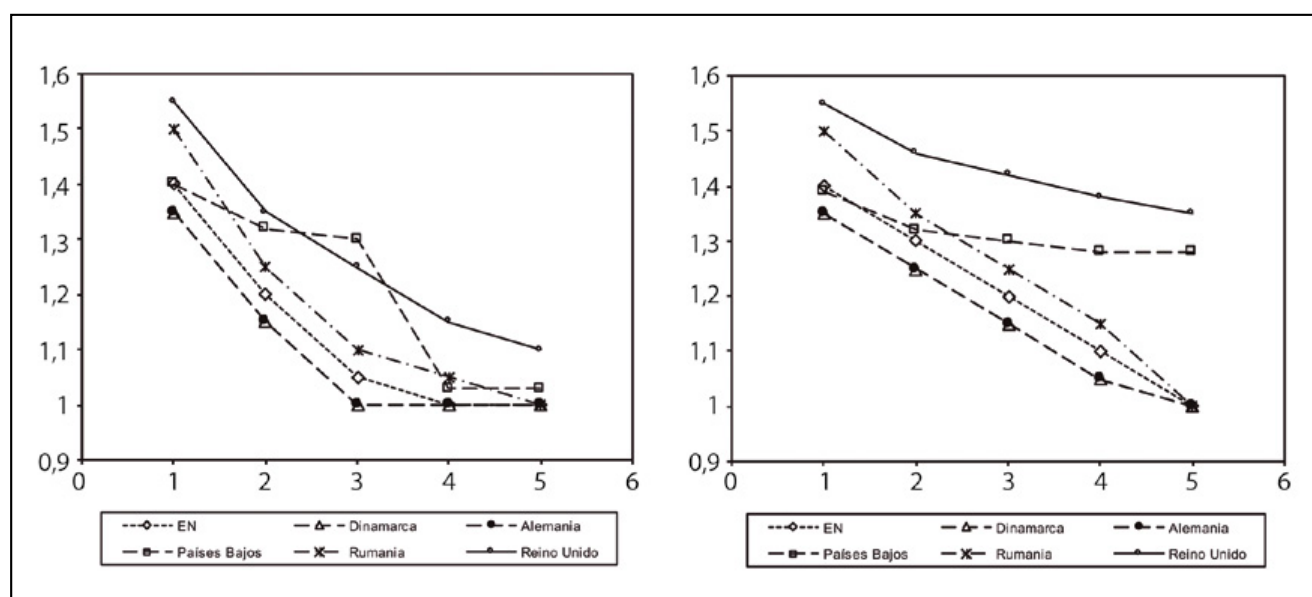


Figura 8. Valores de los coeficientes de minoración ξ_1 y ξ_2 preconizados por distintos países en sus anejos nacionales [9]. Tomada de Bond (2010).

Al igual que lo dicho anteriormente, dada la falta de experiencia en España con este método de dimensionamiento, se han elegido los mismos valores que figuran en el EC-7, valores que disminuyen a medida que se va aumentando el número de ensayos realizados.

Una vez obtenida la carga de hundimiento característica del terreno, la carga de hundimiento de cálculo se obtiene dividiendo dicho valor por el coeficiente de minoración de resistencias (γ_r), cuyo valor ya se ha indicado previamente en la tabla 5.

La utilización de los valores anteriormente indicados es aproximadamente equivalente, en función de la distribución de cargas permanentes y transitorias, en cada caso, a considerar un coeficiente de seguridad global de 2,45, en el caso de que haya una sola prueba de carga, y de 1,75, cuando haya, al menos, 5 pruebas.

Por último, en la figura 8 se muestran los valores de los coeficientes de minoración ξ_1 y ξ_2 preconizados por distintos países en sus anejos nacionales.

3.2.5. Resistencia del terreno a partir de ensayos de impacto dinámico

El EC-7 también permite determinar el valor representativo o característico de la carga de hundimiento última del terreno a partir de ensayos dinámicos de impacto, de acuerdo con la ecuación 13:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{medio}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\} \quad (13)$$

siendo $(R_{c,m})_{medio}$ y $(R_{c,m})_{min}$, los valores medio y mínimo de los resultados obtenidos en los ensayos, y ξ_5 y ξ_6 unos factores parciales que dependen del número de pilotes ensayados, tal como se refleja en la tabla 9.

Tabla 9. Valores de los factores parciales de minoración de resistencia para el cálculo de cimentaciones por pilotes a partir de ensayos dinámicos de impacto

Número de pilotes ensayados	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Al igual que en el método anterior, se ha considerado conveniente utilizar los mismos valores que figuran en el EC-7, que van disminuyendo con el número de ensayos realizados.

Una vez obtenida la carga de hundimiento característica del terreno, la carga de hundimiento de cálculo se obtiene dividiendo dicho valor por el coeficiente de minoración de resistencias (γ_r).

Tabla 10. Valores de los factores parciales de minoración de resistencia para el cálculo de pilotes a tracción

Concepto	Símbolo	Pilotes hincados	Pilotes perforados	Pilotes de barrena continua con control de parámetros	Pilotes de barrena continua sin control de parámetros
Resistencia por fuste en pilotes a tracción	γ_{st}	1,05	1,10	1,15	1,20

3.3. Estado límite último de arrancamiento (pilotes a tracción)

El estado límite último de arrancamiento está basado en la resistencia de un pilote a tracción, la cual se debe únicamente a su resistencia por fuste, tal como se indica en la cláusula 7.6.3.3.(3), por lo que todo lo indicado anteriormente sobre la determinación de la resistencia por fuste es aplicable.

La única variación es el factor parcial de resistencia por fuste que para pilotes a tracción pasa a ser el factor γ_{st} , cuyos valores se recogen en la tabla siguiente.

Respecto al cálculo de la resistencia a tracción, hay que tener en cuenta, como indica la Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras (Cap. 5.11) que “la resistencia por fuste en condiciones de tiro es claramente menor que en condiciones de compresión” por lo que limita dicha resistencia por fuste al 70% de su valor. Por su parte, la ROM 0.5-05 limita dicha resistencia al 50%.

3.4. Estado límite último de capacidad portante por rotura horizontal del terreno

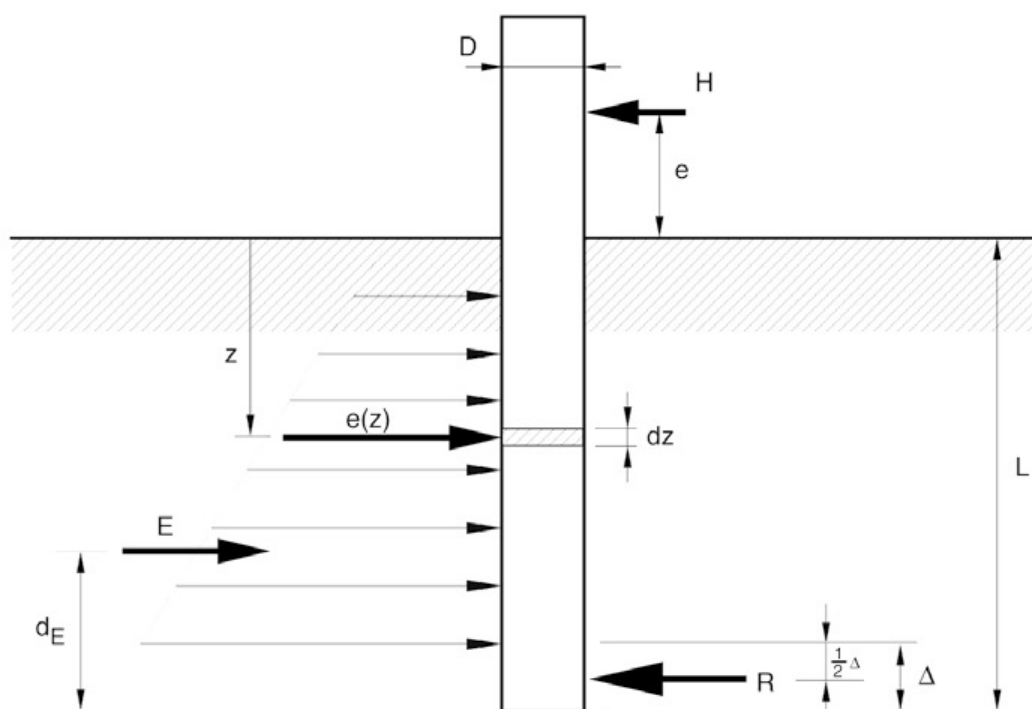
El estado último de capacidad portante por rotura horizontal del terreno está tratado en el EC-7 en el apartado 7.7, titulado “Pilotes cargados lateralmente”, en el que se indica que se deben tener en cuenta dos posibles mecanismos de rotura: para pilotes cortos se debe analizar la rotura del terreno, mientras que para pilotes largos, el mecanismo de fallo básico es la capacidad estructural del pilote.

La verificación de este estado límite último para pilotes cortos debe hacerse mediante la expresión $F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$, donde $F_{tr,d}$ es el valor de cálculo de la carga transversal aplicada al pilote y $R_{tr,d}$ es el valor de cálculo de la carga que agota la resistencia horizontal del terreno. El valor característico de esta carga ($R_{tr,k}$) puede determinarse utilizando los conocidos ábacos de Broms (1964) o el método recogido en la figura 9 procedente de la Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras.

El único elemento que quedaría por determinar, para adecuar este método de cálculo al marco normativo del EC-7, sería el valor del factor parcial de resistencia para esta situación de cálculo ($\gamma_{R,tr}$). Este paso podría hacerse aplicando un esquema similar al planteado para el estado límite de hundimiento en cimentaciones superficiales que da lugar a la siguiente expresión:

$$FS_{tr} = \gamma_F \cdot \gamma_{R,tr} \quad (13)$$

Por una parte, el factor parcial de acciones γ_F , aplicable a la carga H actuando en la cabeza del pilote, toma un valor medio de 1,40, como se exponía anteriormente. Por otra parte, las normativas y guías españolas de carácter



Datos del terreno c, ϕ, γ

Hipótesis admisible:

$$e(z) = \left(9c + 3\gamma z \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \cdot D$$

$$E = \int_0^{L-\Delta} e(z) \cdot dz \quad \Delta = \frac{R}{e(L)}$$

Condiciones de equilibrio:

$$H = E - R \quad H \cdot \left(e + L - \frac{1}{2} \Delta \right) = E \cdot \left(d_E - \frac{1}{2} \Delta \right)$$

Caso particular de desplazamiento rígido horizontal:

$$\Delta = 0, \quad R = 0 \quad H = \int_0^L e(z) \cdot dz$$

Figura 9. Determinación de la rotura horizontal del terreno causado por una fuerza horizontal actuando sobre un pilote [Tomada de Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras].

geotécnico abogan por un coeficiente de seguridad a la rotura horizontal del terreno muy variable: Código Técnico de Edificación: 3,50; Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras: 2,60 y ROM 0.5-05: 1,60. Teniendo en cuenta dichos valores, se ha considerado adecuado que el factor parcial de resistencia ($\gamma_{R, tr}$) para este estado límite tome un valor de 2,0, independientemente del tipo de pilote que se esté analizando.

Por lo que respecta a los pilotes largos, dado que el mecanismo de fallo, suele ser la capacidad estructural del pilote el problema se transforma en la determinación de la ley de momentos flectores actuantes. Para ello se puede utilizar el método de la longitud equivalente tal como se indica, por ejemplo, en la figura 10 tomada de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras, o cualquier otro método que se considere similar.

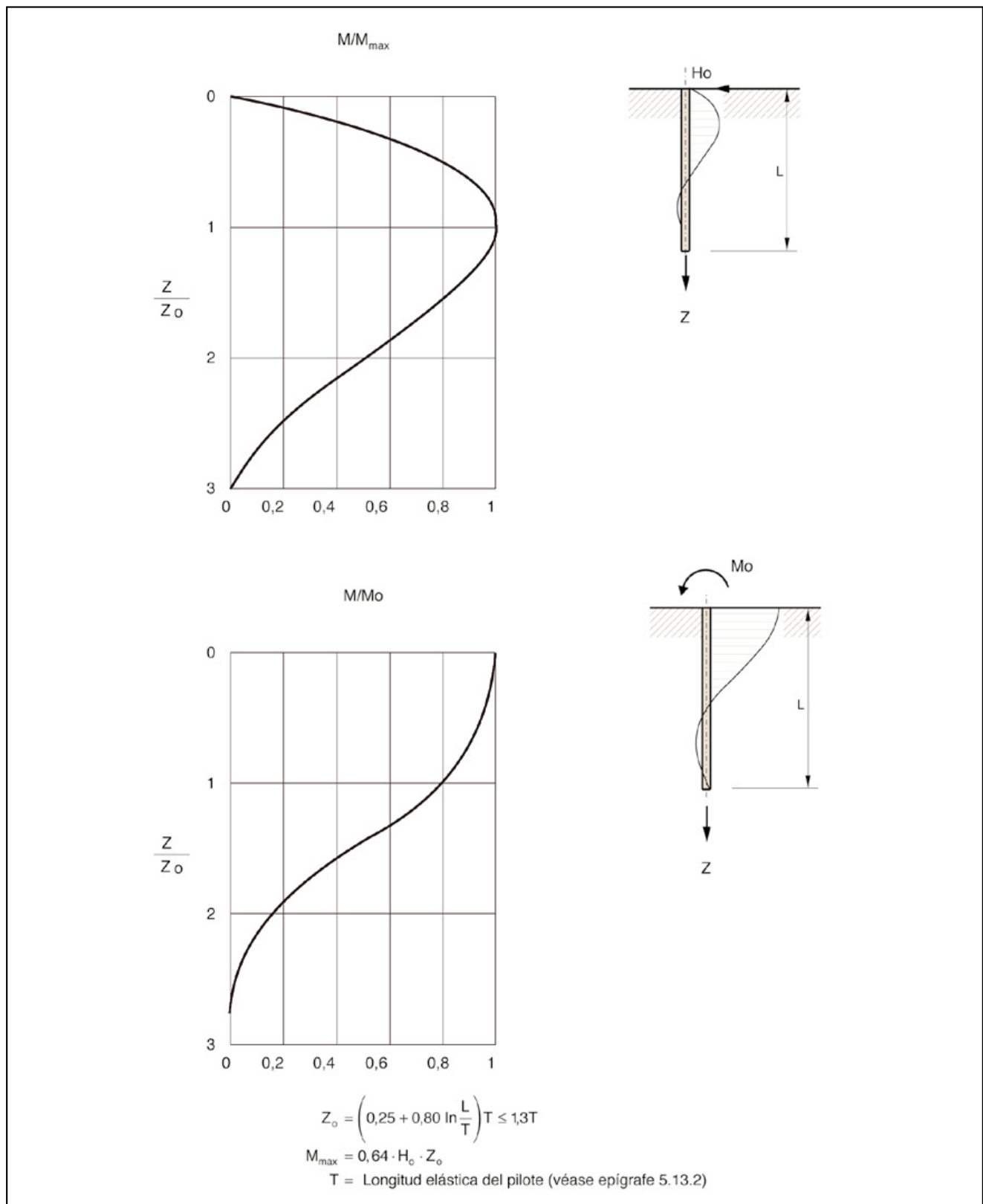


Figura 10. Determinación de las leyes de momentos flectores actuantes a lo largo del pilotes debidas a una carga horizontal y un momento aplicado en la cabeza del pilote [Tomada de Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras].

3.5. Comentario sobre el cálculo estructural de los pilotes

El cálculo estructural de los pilotes se comenta en un anejo (del tipo NCCI, acrónimo, en terminología inglesa, de “Información Complementaria No Contradictoria”) en el que lo primero que se indica es que “el proyecto, la ejecución, la supervisión y el control de los pilotes se deben

hacer de acuerdo con la norma UNE-EN 1536 “Ejecución de trabajos especiales de geotecnia: Pilotes perforados” y al EC-2 “Proyecto de Estructuras de hormigón”.

Posteriormente se recoge la expresión procedente del EC-2 que se utiliza para determinar el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón (f_{cd}) que se debe utilizar en la verificación de los Estados Límite Últimos de rotura estructural (STR) de los pilotes de hormigón:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c \cdot k_f} \cdot f_{ck} \quad (14)$$

siendo α_{cc} un coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a compresión del hormigón y los efectos desfavorables de la manera en que se aplica la carga; γ_c el factor parcial de resistencia del hormigón; f_{ck} el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón y k_f un coeficiente que multiplica al factor parcial de resistencia del hormigón para la obtención de la resistencia de pilotes hormigonados in situ sin encamisado permanente (apdo. 2.4.2.5 de la UNE-EN 1992-1-1). Se ha establecido que el valor de k_f debe ser igual a 1,25.

Por último, se han incluido unas notas aclaratorias sobre la forma de interpretar el concepto de “tope estructural” en el marco conceptual de los Eurocódigos. A este respecto, el valor del “tope estructural” se puede equiparar al límite que se puede imponer a la “tensión media de compresión que actúa sobre la sección del pilote para la combinación casi-permanente de acciones”, lo que representa una verificación en Estado Límite de Servicio. Se indica que queda al criterio del proyectista la posible limitación de dicha tensión media de compresión, aunque se recogen los valores habitualmente utilizados en España para las diferentes tipologías de pilotes.

4. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN TIPO PANTALLA

4.1. Introducción

En este apartado se analiza el procedimiento utilizado para la determinación de los valores de los coeficientes de minoración de resistencias (γ_R) para los diferentes estados límite últimos relativos a las pantallas: la estabilidad propia de la pantalla, la estabilidad del fondo de la excavación, la estabilidad global y la estabilidad estructural.

El estado límite último correspondiente a la estabilidad propia de la pantalla es, en general, el más determinante y específico de esta actuación geotécnica.

Por su parte, el estado límite correspondiente a la estabilidad del fondo de la excavación es un estado límite hidrodinámico (tipo HYD) originado por las filtraciones de agua. El estado límite de estabilidad global se debe analizar con el Enfoque de Proyecto 3, como se decía anteriormente, mientras que el estado límite de estabilidad estructural se debe analizar como una estructura bien de hormigón armado, mediante el EC-2 “Proyecto de estructuras de hormigón”, o bien de acero, mediante el EC-3 “Proyecto de estructuras de acero”.

4.2. Estado límite de estabilidad propia de la pantalla

4.2.1. Introducción

En el cálculo de pantallas, el factor parcial de resistencia (γ_R) que se debe utilizar es el aplicable a la minoración del empuje pasivo que aparece en la zona empotrada de la pantalla.

La determinación de dicho factor parcial se ha realizado mediante el análisis de tres situaciones diferentes de una pantalla en voladizo que se pueden resolver analíticamente con facilidad: a) sin sobrecargas y con nivel freático

profundo; b) con sobrecargas permanentes o variables y nivel freático profundo, y c) sin sobrecargas y con nivel freático somero.

En estos tres casos sencillos se determina analíticamente la longitud de la pantalla aplicando equilibrio de momentos respecto al pie teórico de cálculo de la pantalla. El resultado del cálculo, además de dicha longitud, es la ley de momentos flectores y esfuerzos cortantes con los que se debe dimensionar estructuralmente la pantalla. Hay que recordar que la longitud que se haya obtenido en el cálculo se debe incrementar en un 20% para que se cumpla el equilibrio de fuerzas horizontales, aspecto éste que debe realizarse también en los cálculos basados en el modelo de cálculo del EC-7.

4.2.2. Pantalla en voladizo sin sobrecargas y con nivel freático profundo

En la figura 11 se muestra el esquema de la situación de cálculo así como las ecuaciones correspondientes de acuerdo con la práctica geotécnica habitual española y al método del EC-7.

Cabe destacar que en la práctica geotécnica habitual española el concepto de seguridad es diferente del empleado en el EC-7. En la normativa española la seguridad se incorpora en los cálculos minorando el empuje pasivo por un coeficiente generalmente de 1,50 que se constituye como el coeficiente de seguridad del cálculo. Por su parte, el marco conceptual del EC-7 implica que hay que realizar una mayoración del empuje activo por un coeficiente (γ_G) de valor igual a 1,35, dado que se considera dicho empuje como una acción permanente desfavorable. Simultáneamente, se debe realizar una minoración del empuje pasivo por un coeficiente (γ_R) que se deja a elección en cada país para ser recogido en su Anejo Nacional y cuyo valor se ha deducido de las expresiones recogidas en la figura 11.

Como puede apreciarse, al igualar las profundidades teóricas de la pantalla de acuerdo con la práctica geotécnica española y con el EC-7, se obtiene que el valor del factor parcial de resistencia, aplicable al empuje pasivo, toma el valor de 1,10.

4.2.3. Pantalla en voladizo con sobrecargas permanentes o variables y nivel freático profundo

En la figura 12 se muestra un esquema de la situación de cálculo junto con las ecuaciones correspondientes aplicables de acuerdo con la práctica geotécnica habitual española y con el marco conceptual del EC-7.

La diferencia con el caso anterior radica en la existencia adicional de un empuje activo debido a las sobrecargas. En el caso del EC-7, este empuje debe mayorarse, al ser una acción desfavorable, por un factor parcial de acciones que toma el valor de 1,35 ó 1,50 en función del carácter permanente o variable, respectivamente, de dicha sobrecarga.

Como puede apreciarse, en el caso de una sobrecarga permanente, el factor parcial de resistencia que se deduce de las expresiones toma el valor de 1,10.

Sin embargo, en el caso de una sobrecarga variable, la comparación de las expresiones recogidas en la figura indica que existe una relación entre el valor que debe adoptar dicho factor parcial y el valor de la sobrecarga, de tal

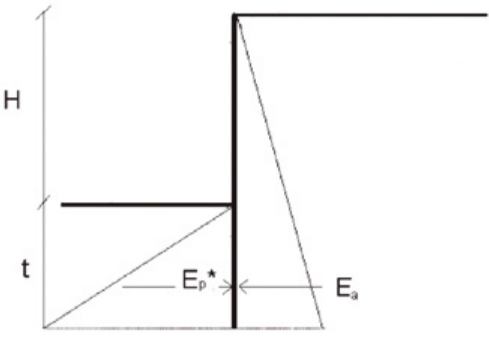
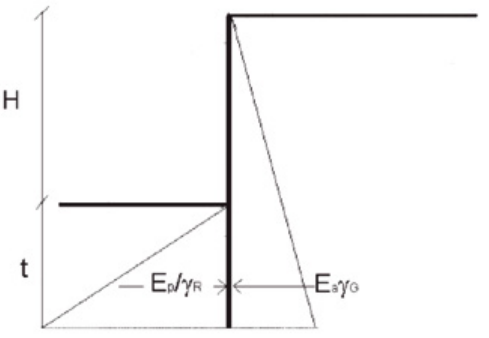
Práctica geotécnica española	EC-7
 $E^*p = Ep / FS$	
$\frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot \frac{(H+t)^3}{3} = \frac{1}{2} \cdot k_p^* \cdot \gamma \cdot \frac{t^3}{3}$ $k_p^* = \frac{k_p}{FS}$ $(H+t)^3 \cdot k_a = k_p^* \cdot t^3 = \frac{k_p}{FS} t^3$ $H+t = \sqrt{\frac{k_p}{FS \cdot k_a}} \cdot t$ $t_{Esp} = \frac{H}{\sqrt{\frac{k_p}{FS \cdot k_a}} - 1}$	$\frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot \frac{(H+t)^3}{3} \cdot \gamma_G = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot \frac{t^3}{3} \cdot \frac{1}{\gamma_R}$ $(H+t)^3 \cdot k_a \cdot \gamma_G = \frac{k_p}{\gamma_R} t^3$ $H+t = \sqrt{\frac{k_p}{\gamma_R \cdot \gamma_G \cdot k_a}} \cdot t$ $t_{EC-7} = \frac{H}{\sqrt{\frac{k_p}{\gamma_R \cdot \gamma_G \cdot k_a}} - 1}$
$t_{Esp} = t_{EC-7} \cdot FS = \gamma_R \cdot \gamma_F$ $1,50 = \gamma_R \cdot 1,35$ $\gamma_R = \frac{1,50}{1,35} = 1,10$	

Figura 11. Expresiones de cálculo de la estabilidad de una pantalla en voladizo sin sobrecarga y con el nivel freático profundo según la práctica geotécnica habitual española y según el método del EC-7.

manera que se puede deducir que cuanto mayor es el valor de la sobrecarga q , más pequeño debería ser el valor del factor parcial para que los cálculos efectuados por ambas metodologías (española y EC-7) den lugar a los mismos resultados.

Una serie de cálculos realizados por los autores permite afirmar que el considerar un factor parcial de resistencia de valor 1,10 en los casos de sobrecarga variable conduce a longitudes de pantalla alrededor de un 5% superior, en el caso de los cálculos de EC-7, para una pantalla de 5 m de voladizo y sobrecargas de hasta 250 kPa, lo cual se puede considerar suficientemente adecuado.

4.2.4. Pantalla en voladizo sin sobrecargas y con nivel freático somero

En la figura 13 se muestra un esquema de la situación de cálculo junto con las ecuaciones a utilizar según la práctica geotécnica habitual española y el método del EC-7.

El aspecto más destacable de este caso es la forma de ponderar los empujes debidos a la presencia de agua, tanto en el trasdós como en el intradós de la pantalla. Esta ponderación debe hacerse de acuerdo con el principio denominado “single-source-principle” (Ap. 2.4.2.9 del EC-7) que establece que todas las acciones que tengan un mismo

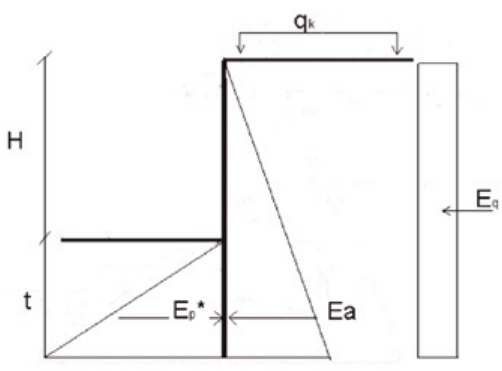
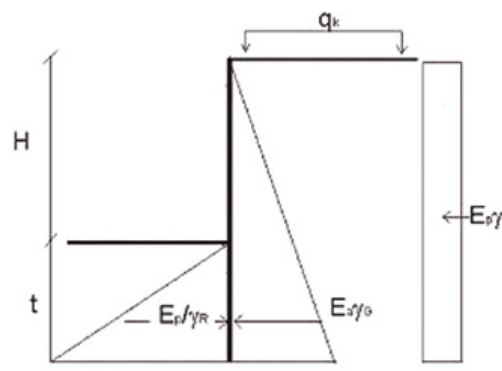
Práctica geotécnica española	EC-7
 $E^*p = Ep / FS$	
Sobrecarga permanente	
$\frac{1}{6} \cdot k_a (H+t)^3 \cdot \gamma + q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \cdot k_p^* \cdot t^3 \cdot \gamma$	$\gamma_G \frac{1}{6} k_a (H+t)^3 \gamma + \gamma_G \cdot q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \frac{k_p}{\gamma_R} \cdot t^3 \cdot \gamma$ $\frac{1}{6} k_a (H+t)^3 \gamma + q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \frac{k_p}{\gamma_R \cdot \gamma_G} \cdot t^3 \cdot \gamma$
$FS = \gamma_R \cdot \gamma_G; \gamma_R = \frac{1,50}{1,35} = 1,10$	
Sobrecarga variable	
$\frac{1}{6} \cdot k_a (H+t)^3 \cdot \gamma + q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \cdot k_p^* \cdot t^3 \cdot \gamma$	$\gamma_G \frac{1}{6} k_a (H+t)^3 \gamma + \gamma_Q \cdot q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \frac{k_p}{\gamma_R} \cdot t^3 \cdot \gamma$ $\frac{1}{6} k_a (H+t)^3 \gamma + \frac{\gamma_Q}{\gamma_G} q \cdot k_a \frac{(H+t)^2}{2} = \frac{1}{6} \frac{k_p}{\gamma_R \cdot \gamma_G} \cdot t^3 \cdot \gamma$

Figura 12. Expresiones de cálculo de la estabilidad de una pantalla en voladizo con sobrecarga y con el nivel freático profundo según la práctica geotécnica habitual española y según el método del EC-7.

origen deben ser afectadas por el mismo factor parcial, independientemente de si son favorables o desfavorables. Por tanto, de acuerdo con dicho principio, como el empuje del agua en el trasdós y en el intradós tienen el mismo origen, deben ponderarse de igual manera por lo que, dado su carácter global desfavorable y permanente, ambos se ponderan por el mismo coeficiente de mayoración de acciones (γ_G), tal y como aparece en el esquema de cálculo.

Como resumen de los esquemas anteriores se puede establecer que, para que los cálculos realizados según la metodología de factores parciales propuesta por el EC-7 proporcionen los mismos resultados que los cálculos hechos de acuerdo con la práctica geotécnica habitual española, el factor parcial para la resistencia (γ_R), referente al

empuje pasivo, a utilizar en los cálculos de pantalla, debe tomar valor de 1,10, a pesar de la pequeña diferencia que se ha constatado en el caso de existencia de una sobrecarga variable situada en coronación de la pantalla.

5. ESTADO LÍMITE DE ESTABILIDAD GLOBAL

El Anejo Nacional Español propone que el análisis del estado límite último de estabilidad global de las distintas actuaciones geotécnicas, incluyendo la estabilidad de taludes y terraplenes, se realice de acuerdo con el Enfoque de Proyecto 3, en el que se minoran los valores de los parámetros geotécnicos y se mayoran, para este tipo de cálculos de estabilidad, únicamente las acciones

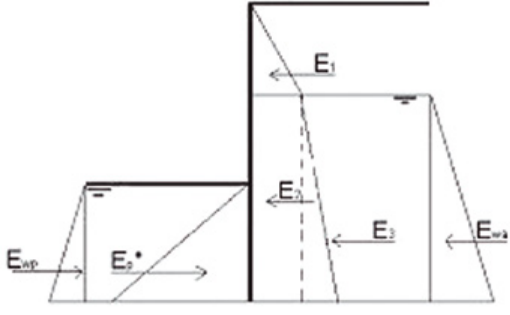
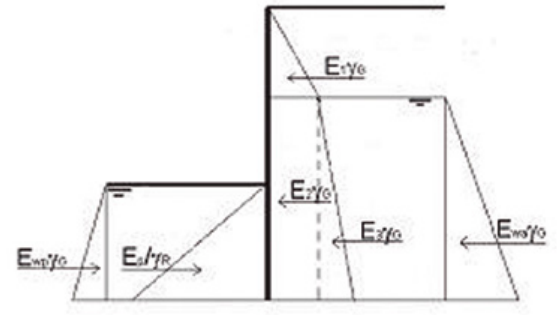
Práctica geotécnica española	EC-7
 $E^*p = E_p / FS$	
$E_1d_1 + E_2d_2 + E_3d_3 + E_{wa}d_{wa} = E_p^*d_p + E_{wp}d_{wp}$ $(E_1d_1 + E_2d_2 + E_3d_3) + (E_{wa}d_{wa} - E_{wp}d_{wp}) = E_p^*d_p = \frac{E_p}{FS}d_p$ d: Brazo de los empujes respecto al pie de la pantalla	$(E_1d_1 + E_2d_2 + E_3d_3)\gamma_G + E_{wa} \cdot d_{wa} \cdot \gamma_G = \frac{E_p^*d_p}{\gamma_R} + E_{wp} \cdot d_{wp} \cdot \gamma_G$ $(E_1d_1 + E_2d_2 + E_3d_3)\gamma_G + (E_{wa}d_{wa} - E_{wp}d_{wp})\gamma_G = \frac{E_p d_p}{\gamma_R}$ $(E_1d_1 + E_2d_2 + E_3d_3) + (E_{wa}d_{wa} - E_{wp}d_{wp}) = \frac{E_p d_p}{\gamma_R \gamma_G}$
$FS = \gamma_R \cdot \gamma_G \cdot \gamma_R = \frac{1,50}{1,35} = 1,10$	

Figura 13. Expresiones de cálculo de la estabilidad de una pantalla en voladizo, sin sobrecarga y con el nivel freático somero según la práctica geotécnica habitual española y según el método del EC-7.

variables desfavorables, como pueden ser las sobrecargas estructurales y las cargas de tráfico, mediante el factor parcial de acciones que toma, para estos casos, un valor de 1,30.

Se ha elegido este Enfoque de Proyecto 3 para realizar estos análisis de estabilidad dado que intrínsecamente es idéntico a la forma de abordar estos problemas en la práctica geotécnica habitual española. En ella se utilizan los métodos del equilibrio límite, en los que se determina el coeficiente de seguridad al deslizamiento reduciendo la resistencia al corte del terreno mediante la minoración simultánea de los valores de cohesión y ángulo de rozamiento de los materiales implicados en el deslizamiento en estudio.

Además, el Enfoque de Proyecto 3 es el procedimiento adoptado, junto con el Enfoque de Proyecto 1 (semejante a este respecto al Enfoque 3, ya que en su Combinación 2 se minoran también los parámetros geotécnicos y se mejoran las acciones variables desfavorables), por la mayoría de los países para este problema, como puede verse en la figura 14.

Los factores parciales de acciones para los análisis del estado límite último de estabilidad global, realizados de

acuerdo con el Enfoque de Proyecto 3, toman los siguientes valores:

- 1,00 para las acciones permanentes, tanto favorables como desfavorables, estructurales o geotécnicas, incluyendo las cargas gravitacionales debidas al peso del terreno o al agua.
- 1,30 para las acciones transitorias desfavorables como son, por ejemplo, las acciones situadas sobre el terreno, tales como las sobrecargas de tráfico o las debidas a las estructuras.
- 0,00 para las acciones transitorias favorables.

Este sistema de mayoración de acciones facilita enormemente los cálculos al hacerlos muy parecidos a la práctica habitual española.

Por su parte, la elección de los valores de los factores parciales en el Anejo Nacional, que afectan a la cohesión, ángulo de rozamiento, resistencia al corte sin drenaje y peso específico aparente, se ha realizado con el criterio general de mantener el mismo nivel de seguridad que se tiene actualmente con la práctica geotécnica habitual. Por esta razón es conveniente, en primer lugar, tener presentes

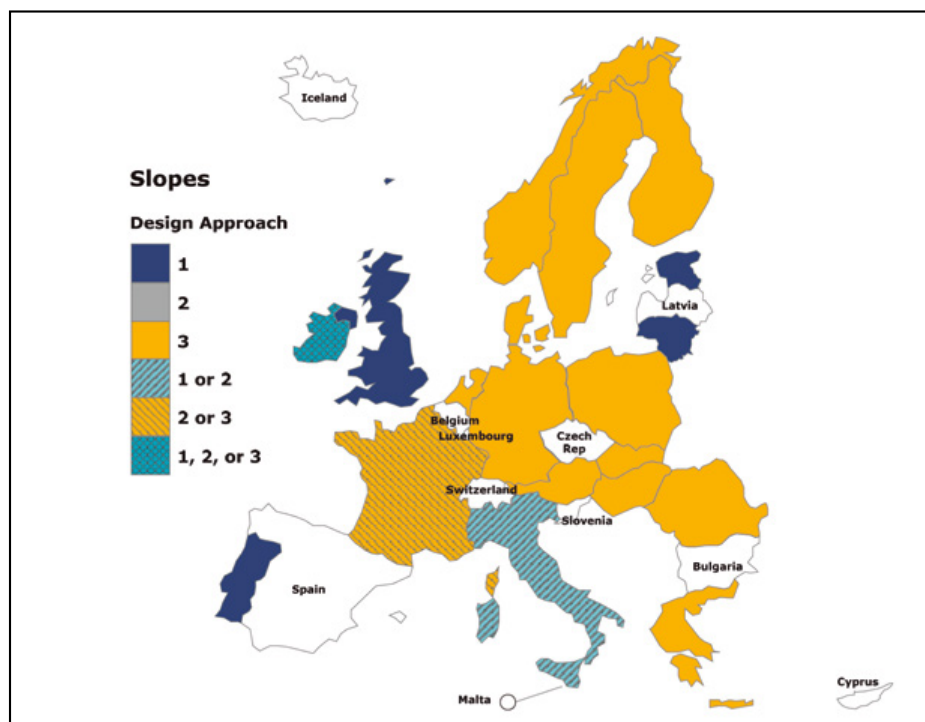


Figura 14. Enfoques de Proyecto elegidos en los Anejos Nacionales de los diferentes países europeos para la estabilidad global y de taludes [Tomada de Bond (2010)].

los valores de los coeficientes de seguridad preconizados en los diferentes documentos españoles de carácter geotécnico, tal como se hace en la tabla 11.

Tabla 11. Valores del coeficiente de seguridad para el ELU de estabilidad global en diferentes documentos españoles de carácter geotécnico

Combinación de acciones	Guía Cimentaciones Obras de Carreteras	ROM 0.5-05	Código Técnico Edificación
Cuasi-permanente	1,50	1,40	1,80
Fundamental	1,30	1,30	(1)
Accidental o sísmica	1,10	1,10	1,20

Nota 1: El Código Técnico de la Edificación distingue únicamente entre situaciones persistentes o transitorias ($FS = 1,80$) y situaciones extraordinarias ($FS = 1,20$)

La comparación de la tabla 11 y de los parámetros geotécnicos relacionados anteriormente (cohesión, ángulo de rozamiento, resistencia al corte sin drenaje y peso específico aparente), permite comprobar que los valores incluidos en ella no corresponden a los mismos conceptos, por lo que no se pueden equiparar fácilmente. Sin embargo, hay que tener en cuenta que, dado que el cálculo del coeficiente de seguridad es un cálculo lineal, se obtiene el mismo resultado minorando los parámetros geotécnicos por un determinado valor (por ejemplo: 1,50) y obligando a que el coeficiente de seguridad mínimo sea superior a la unidad que no minorando los parámetros geotécnicos y obligando a que el coeficiente de seguridad obtenido sea superior a ese mismo determinado valor (por ejemplo: 1,50). Sin embargo hay que tener en cuenta que, en el caso de que se minoren los parámetros geotécnicos, la superficie de deslizamiento pésima que obtenga el programa puede diferir de la obtenida en el caso de que no se minoren los parámetros geotécnicos,

derivándose de ello alguna diferencia en el resultado del cálculo.

Este hecho hace que los análisis del estado límite último de estabilidad global se puedan seguir realizando por el mismo procedimiento que habitualmente, es decir, sin minorar los parámetros resistentes y obligando a que el coeficiente de seguridad que se obtiene de los cálculos de equilibrio límite realizados con cualquier programa informático sea superior al valor del factor parcial correspondiente a la actuación geotécnica caso en estudio.

Teniendo en cuenta lo dicho anteriormente, en la tabla 12 se recogen los valores de los factores parciales de minoración de parámetros geotécnicos propuestos en el Anejo Nacional para que los análisis del estado límite último de estabilidad global, en función del caso en estudio y de la situación de proyecto que se esté considerando en el cálculo.

El análisis de los valores recogidos en la tabla anterior permite realizar los siguientes comentarios:

- Se puede comprobar que estos valores son prácticamente iguales a los recogidos en la tabla 11, presentada anteriormente, en la que se muestran los coeficientes de seguridad utilizados en la práctica habitual española. Este hecho hace que la utilización del EC-7 vaya a conducir a unos resultados muy parecidos a los obtenidos actualmente.
- La diferencia con los valores recogidos en los documentos geotécnicos existentes radica en las situaciones accidentales. En el caso del Anejo Nacional, los valores son superiores dado que, en el marco de cálculo del EC-7, la situación accidental no incluye la situación de sismo.
- Los valores indicados para el caso general se refieren a taludes de desmontes y a rellenos compactados, por lo que suponen una novedad en el ámbito de la normativa geotécnica española.

Tabla 12. Valores de los factores parciales de minoración de parámetros geotécnicos (γ_M) a utilizar en el análisis de la estabilidad global y de taludes

Estado Límite Último	Actuación	Situación de proyecto (1)	γ_M			
			$c'^{(2)}$	$tg\phi'^{(2)}$	$c_u^{(2)}$	γ_{ap}
Estabilidad global sin estructura en coronación o talud	Taludes de desmonte de nueva ejecución ⁽³⁾ Rellenos compactados (tipo terraplén, pedraplén y todo-uno) Infraestructuras hidráulicas de menor importancia (pequeñas presas y balsas clasificadas como C)	Persistente	1,40	1,40	1,40	1,0
		Transitoria	1,25	1,25	1,25	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
Estabilidad global con estructura en coronación o talud ⁽⁴⁾	Estructuras en obras viarias	Persistente	1,50	1,50	1,50	1,0
		Transitoria	1,50	1,50	1,50	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
	Estructuras en obras marítimas o portuarias	Persistente	1,40	1,40	1,40	1,0
		Transitoria	1,40	1,40	1,40	1,0
		Accidental	1,15	1,15	1,15	1,0
	Estructuras de edificación	Persistente	1,80	1,80	1,80	1,0
		Transitoria	1,80	1,80	1,80	1,0
		Accidental	1,30	1,30	1,30	1,0

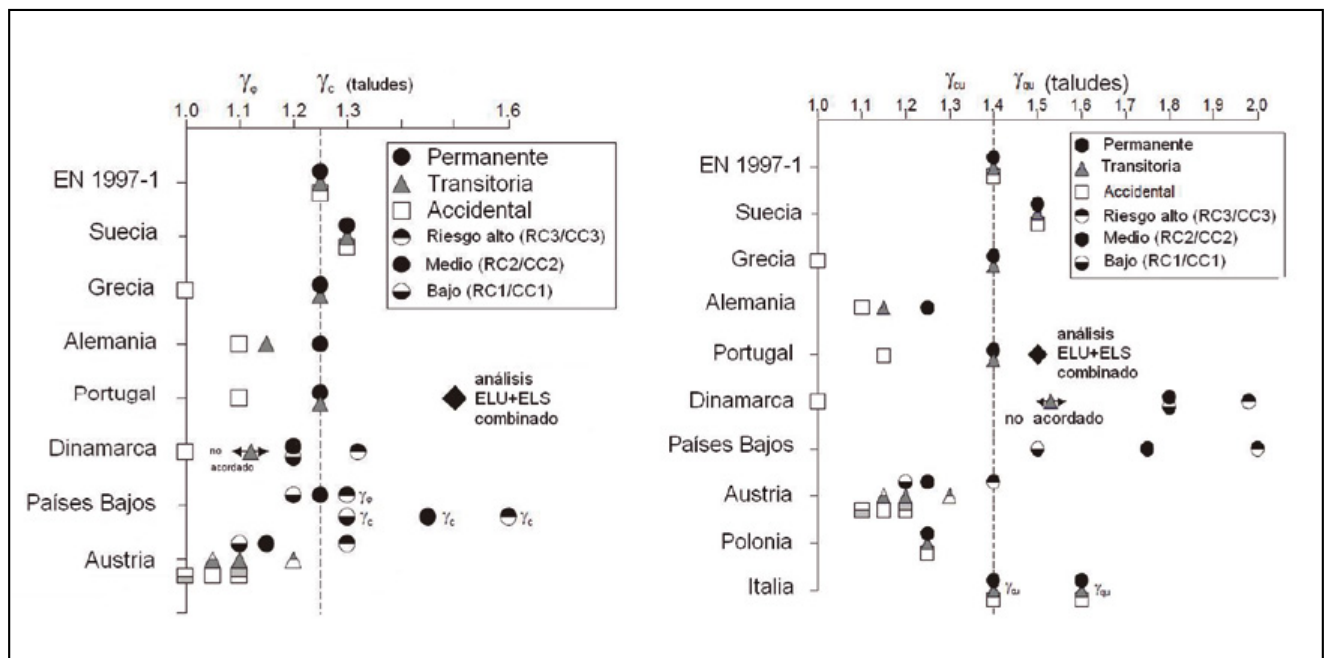
Notas aclaratorias:

Nota 1: La situación persistente se debe entender como la situación correspondiente a las condiciones normales durante la vida útil de diseño. La situación transitoria corresponde a las fases de construcción o a taludes y terraplenes provisionales. Por su parte, en el estado límite último de estabilidad global de estructuras, se utilizarán, como cargas actuantes en el cálculo, las correspondientes a dicha situación transitoria [Cláusulas 1.5.2.3 y 1.5.2.4 de UNE-EN 1990].

Nota 2: Los valores de los coeficientes parciales γ_M correspondientes a c' , $tg\phi'$ y c_u podrán reducirse hasta un 7%, cuando las repercusiones sociales, ambientales y económicas de la rotura sean reducidas.

Nota 3: La comprobación de la seguridad de la reparación de taludes, cuando los parámetros del terreno se obtengan mediante "cálculos retrospectivos de estabilidad", con toma de nuevos datos in situ, se puede realizar con valores inferiores a los indicados en esta tabla [Cláusula 11.5.1.(8) de UNE-EN 1997-1].

Nota 4: El equilibrio global de una obra o estructura situada sobre una ladera natural, cuyas condiciones iniciales de estabilidad sean precarias, debe considerarse una actuación de Categoría Geotécnica 3, por lo que estos valores pueden no ser de aplicación. [Cláusula 2.1.(21) de UNE-EN 1997-1].

**Figura 15.** Factores parciales de minoración del ángulo de rozamiento (γ_ϕ) y la cohesión (γ_c) efectivos (figura 15 a) y de la resistencia al corte no drenada (γ_{cu}) (figura 15 b) adoptados por diferentes anejos nacionales europeos. [Tomada de Bond (2010)].

- Los valores recogidos en la tabla hacen solamente referencia a tres parámetros geotécnicos específicos (cohesión, ángulo de rozamiento y resistencia al corte sin drenaje). En el caso de que se pretenda utilizar otro criterio de rotura diferente al de Mohr-Coulomb, el coeficiente parcial debe entenderse

que afecta directamente a la resistencia al corte movilizable (τ).

- Se ha optado por mantener el mismo valor del factor parcial para los parámetros en la situación con drenaje ($c'-\phi'$) y sin drenaje (c_u) a diferencia de lo preconizado en los Anejos Nacionales de otros paí-

ses, como se puede apreciar en los valores mostrados en la figura 15. En esos países el factor parcial para minorar la resistencia al corte sin drenaje es mayor que el correspondiente a la pareja ($c'-\phi'$) debido a la mayor incertidumbre en su determinación y su mayor influencia en los resultados de los cálculos. Sin embargo, como contrapartida a ese hecho, hay que tener en cuenta que la situación sin drenaje se puede considerar con frecuencia una situación transitoria.

- Se observa que en la mayoría de los países se adoptan valores semejantes a los recomendados por el EC-7: $\gamma_M = 1,25$, para los parámetros resistentes en condiciones drenadas, y $\gamma_M = 1,40$ para los parámetros resistentes en condiciones no drenadas. Se observa también que algunos países introducen variaciones en el valor de estos coeficientes en función de las situaciones de dimensionado: permanente, transitoria o accidental y también, en algún caso, en función del tipo de consecuencia que implica la rotura o del nivel de riesgo, tal como permite el EC-7 en la cláusula 2.4.7.1.

Por otra parte, es importante resaltar que los cálculos retrospectivos de estabilidad se realizan, de acuerdo con el EC-7, con una metodología diferente. Este aspecto está contemplado en la cláusula 11.5.1(8) en la que se indica que “los factores parciales utilizados normalmente para el análisis de estabilidad global pueden no ser apropiados en estos casos”.

De acuerdo con la interpretación dada por Frank et al. (2004) a esta cláusula, en estos casos todos los factores parciales (γ_P , γ_M y γ_R) deben tomar valor unidad ya que el objetivo es determinar los valores reales de resistencia al corte movilizada a lo largo de la superficie de rotura. Además, dado que el nivel de confianza en estos valores es superior al que se obtiene normalmente con las campañas de reconocimiento, los cálculos posteriores se pueden realizar con unos valores inferiores de los factores parciales que, en este caso, quedan sujetos al criterio del proyectista.

6. CONSIDERACIONES SOBRE LA SITUACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO

España es un país con un cierto riesgo sísmico por lo que, para completar todas las situaciones de cálculo, se debe abordar, en el proyecto, la situación sísmica. Este aspecto se debe analizar a través del EC-8 “Proyecto de estructuras sismorresistentes” ya que, en la cláusula 1.1.1 (7) del EC-7, se dice textualmente que “el EC-7 no trata los requisitos particulares del proyecto sísmico”.

Dentro del EC-8, los temas de contenido geotécnico se desarrollan más pormenorizadamente en la Parte 5 “Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos”, por lo que quedan fuera del ámbito de este texto referido al Anejo Nacional del EC-7.

A este respecto, es interesante destacar que el Anejo Nacional de la Parte 5 del EC-8 ha recogido el Enfoque de Proyecto 2 como método de cálculo de las actuaciones geotécnicas en condiciones dinámicas. La situación sísmica, al entenderla como situación accidental, implica que los valores de los factores parciales de mayoración de acciones son igual a la unidad, mientras que los valores de los factores

parciales de minoración de resistencias mantienen el valor correspondientes a las situaciones persistentes y transitorias.

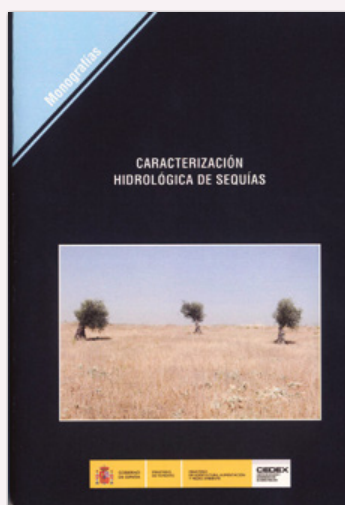
Por último, es interesante indicar que se está analizando la posibilidad de incorporar los aspectos geotécnicos relacionados con la situación sísmica de cálculo en la futura versión del EC-7 que se está empezando a gestar dentro del Mandato de la Unión Europea para evolucionar el sistema de los eurocódigos, proceso que podría estar terminado en el año 2020.

7. REFERENCIAS

- Bond, A., y Harris, A. (2008). *Decoding Eurocode 7*. Abingdon (Reino Unido): Taylor & Francis.
- Bond, A. Presentation of Chairman. *27th meeting of CEN/TC250/SC7*, La Haya (Holanda), Marzo 2012.
- Bond, A. Results of the NDP Survey 2009/10. *2nd International Workshop on Evaluation of Eurocode 7*, Pavia, Italia, Abril 2010.
- Broms, B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 90 (2): 27-64.
- Broms, B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 90 (3): 123-158.
- Estaíre, J., y Perucho, Á. (2008). Comparación del dimensionamiento de cimentaciones superficiales aplicando el Eurocódigo 7 y las normativas españolas. *Ingeniería Civil* 152, 73-85.
- Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvas, M., Krebs, N., Orr, T., y Schuppener, B. (2004). *Designers' Guide to EN 1997-1*. Londres (Reino Unido): Thomas Telford Ltd.
- Frank, R., Schuppener, B., Vogt, N., y Weissenbach, A. (2007). Verification of ultimate limit states in geotechnical design in Eurocode 7 in France and Germany. *Revue Européenne de Génie Civil*, 11 (5): 621-641.
- Lesny, K. (2013). Implementation of Eurocode 7 in German Geotechnical Design Practice. En P. Arnolds et al. (eds.), *Modern Geotechnical Design Codes of Practice: Implementation, Application and Development*. Ámsterdam (Holanda): IOS Press, 46-59.
- Orr, T. *Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7*. Dublín (Irlanda), 2005.
- Rodríguez Ortiz, J. M., Serra, J., y Oteo, C. (1989). *Curso Aplicado de Cimentaciones*. Madrid: Servicio de Publicaciones del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

8. AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo quieren agradecer el trabajo realizado por Gracia Olivenza durante la elaboración del Anejo Nacional y la preparación de este artículo.



Caracterización hidrológica de sequías.

(Contiene DVD)

Autores: Javier Álvarez Rodríguez, Luis Miguel Barranco Sanz, Julio Villaverde Valero y Ángela Potenciano de las Heras

Serie Monografías: M-127

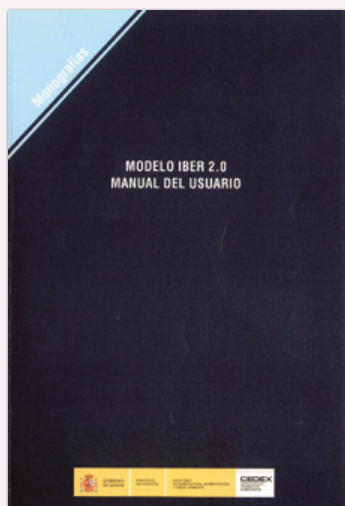
ISBN: 978-84-7790-563-9

Año: 2015

P.V.P.: 20 €

La monografía presenta trabajos realizados en el Centro de Estudios Hidrográficos para la Dirección General del Agua (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente) sobre la identificación y caracterización de sequías. En ella se tratan aspectos teóricos relativos a la definición de eventos de sequía y se identifica y analiza su ocurrencia durante el periodo de planificación hidrológica. El fin último de estos ejercicios prácticos es la valoración de los índices para su incorporación en sistemas de indicadores del estado hidrológico. Los índices estimados se han obtenido de variables hidrológicas como la precipitación, la escorrentía o la reflectividad de la

imagen de satélite. En concreto, se describe el modelo de rachas y el conjunto de variables aleatorias que permiten caracterizar una sequía. Una vez implementado en series regionales de precipitación y escorrentía, se han asignado periodos de retorno a las sequías para permitir su ordenación en términos de peligrosidad, generando curvas regionales de Duración-Déficit-Frecuencia. El interés inmediato de estas curvas es la caracterización de sequías en curso y la selección de medidas de mitigación. Se han elaborado también series del índice de precipitación estandarizada en varios pasos temporales para, a partir de la lluvia registrada, estimar series representativas de las sequías en otras fases hidrológicas. Por último, se han tratado e interpretado imágenes de satélite para proponer un índice de sequía de desviaciones mensuales del conocido como de diferencia normalizada.



Modelo Iber 2.0. Manual del Usuario.

(Contiene DVD)

Autores: CEDEX

Serie Monografías: M-128

ISBN: 978-84-7790-568-4

Año: 2015

P.V.P.: 40 €

Iber es un modelo numérico bidimensional de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen variable para el estudio hidromorfológico de cauces. El campo de aplicación de Iber es muy amplio, siendo su principal finalidad el estudio hidrodinámico en ríos, si bien permite estudiar además el transporte de sedimentos en los cauces y dispone de herramientas para realizar análisis de inundabilidad. También es adecuado para estudiar el flujo de marea en estuarios y realizar simulaciones de rotura de presas, entre otras. La versión 1.0 del modelo Iber (2010) constaba de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos y fue desarrollada en el marco de un

Convenio de Colaboración suscrito entre el CEDEX y la Dirección General del Agua (y en colaboración con el Grupo de Ingeniería del Agua de la Universidad de A Coruña, y el Grupo Flumen y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, ambos de la Universidad Politécnica de Cataluña). Todos los módulos del modelo trabajan sobre una malla tridimensional que reproduce la geometría del cauce y los elementos de la malla sirven para definir los volúmenes finitos sobre los que se realiza el cálculo. El presente manual detalla el alcance de las nuevas prestaciones de la versión 2.0 y se compone de cuatro apartados relativos a los aspectos del preproceso, el cálculo y el postproceso, así como de diez ejercicios resueltos de distinto nivel de dificultad.

Algunas notas sobre El Faro de Alejandría

Some notes about The Alexandria Pharos

José María de la Peña Olivas^{1*}

Palabras clave

faros antiguos;

Resumen

El Faro de Alejandría, considerado una de las siete maravillas del mundo, da nombre a la propia estructura. Existen diversas reconstrucciones y estudios del mismo, desaparecido entre los años 1326 y 1349, todos los cuales han intentado transmitir su majestuosidad con los datos que nos proporciona la historia. En este artículo se presentan algunas notas sobre dicho faro, apreciándolo dentro del contexto portuario en que estaba y presentando la representación de él en el Papiro de Artemidoro.

Keywords

ancient lighthouses;

Abstract

The Lighthouse (Pharos) of Alexandria, deemed as one of the Seven Wonders of the World, gives its name to the structure. There have been several reconstructions and studies based on it, which disappeared between 1326 and 1349, all trying to convey its former majesty by using historical data. This article aims to provide some notes on the aforementioned lighthouse, which is shown within the port context in which it was situated. It will also present the way such a lighthouse is represented in the Papyrus of Artemidorus.

1. INTRODUCCIÓN

En el extremo de los fondos pedregosos que se unían con el Delta del Nilo, a poco más de 1200 metros de la costa, se situó uno de los primeros puertos exteriores conocidos mediterráneos; gracias a la conjunción de técnicas y culturas egipcia y minoica (el puerto antiguo de Faros). En el transcurrir del tiempo, los griegos de la mano de Alejandro Magno volvieron a redescubrir, acaso rememorando viejas colonias, fundaron la ciudad y puerto de Alejandría; situada en un punto de la costa donde los bajos rocosos se hacían más peligrosos para la navegación; edificando entonces el faro por excelencia en un islote en el extremo de la isla de Faros que dio nombre a la estructura. Su belleza y, acaso, su estructura espectacular hicieron de esta gran obra portuaria una de las Siete Maravillas del Mundo.

El faro de Alejandría se encuentra citado en muchos de los escritores clásicos; las citas más relevantes por su descripción son las de: Estrabón (XVII, 6) y Julio César (Guerras Civiles, III, 112, 1). Ya que otros como Plinio (XXXVI, 18) o, Suetonio (Calígula, 46; Claudio, 20) hacen únicamente mención de él; Plinio para indicar su uso y coste de construcción, y Suetonio como comparación con otros faros. Otros autores solamente mencionan la existencia del faro y su uso como ayuda a la navegación; siendo la cita más antigua un poema del poeta Poseidonios del 280 aC (Sánchez Terry, 1991), Aulo Gelio (X, 18), Diodoro Sículo, Luciano (Hípicas II), Posidipos, Suidas, Flavio Josefo (Ant J., XVI, 142), San Isidoro de Sevilla (XV, 2, 37) o Eusebio de Bizancio. Pero, sin duda, las fuentes de la que han bebido los especialistas que se han atrevido a reconstruir el puerto provienen de la Edad Media, entre ellas cabe citar a (Sánchez Terry, 1991):

Ja-Qubí (siglo IX); Ibn-Rustah, Masudí e Ibn Hawqal (siglo X); Al Barrí (siglo XI); Edrisi, Abd al Latif, Ibn Yubarir e Ibn Al Sayj (el Andaloussi) (siglo XII); Ibn Wasif y Qazwini (siglo XIII); Abu-l-Ifida y Hamd Allah (siglo XIV); e Ibn al Wardy (siglo XV). Así como Ibn Faqih y Suyuti. Aunque de todos ellos la más importante e interesante es la descripción que de él hace el experto en arquitectura, el malagueño Ibn Al Sayj, al que algunos denominan el Andalusi, en su libro “Kitaf Alif Ba” o Libro del Abecedario; en el que describe con todo detalle el faro de Alejandría que ha servido a diversos autores como el español Otero Asín para su reconstrucción, no así para la más famosa reconstrucción de Thiersch (1909) ya que el citado libro se descubrió algunos años después (Sánchez Terry, 1991; Peña, 2005).

De toda la gran cantidad de mosaicos conocidos del periodo romano y bizantino, solamente se conoce, a ciencia cierta, uno sólo que reproduzca el faro de Alejandría, el que se encuentra en la basílica de San Marcos de Venecia, proveniente del siglo XII, y otro, del que se tiene noticias por un texto, que se hallaba en Libia, proveniente del siglo VI dC. Ni del puerto de Faros ni del de Alejandría existen mosaicos que reflejen cómo eran esos puertos.

Los planos antiguos son escasísimos: prácticamente sólo encontramos la Tabula Peutingeriana, copia del siglo XII de un original romano, y el llamado Papiro de Artemidoro, del siglo I aC. El primero de los planos refleja un faro de tres alturas; aunque no indica que sea el de Alejandría, aunque se puede suponer que es él, ni menciona la ciudad. Las versiones más modernas de Marco Velsero de 1598 y de Miller de 1887, alteran un poco el faro, siendo el original algo confuso es este tramo de costa. El Papiro de Artemidoro, del que he hablado anteriormente, parece que puede reflejar en su extremo superior, que habitualmente no se muestra, trazas de lo que fue el dibujo del faro. También es especialmente interesante el dibujo del faro que aparece en el mapa del Beato de Burgo de Osma, de 1086. El puerto de Faros no aparece en

* Autor de contacto: jose.m.pena@cedex.es

¹ Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, Madrid, España.

ninguna representación gráfica, aunque sí lo hace el puerto de Alejandría; pero ya muy transformado, como se encontraba en la Edad Media y Renacimiento, siendo de interés el que aparece en el *Civitates Orbis Terrarum* o el que realizó el turco Piri Reis (1465 a 1554).

Las monedas antiguas son otra de las fuentes gráficas usadas por muchos especialistas para los estudios del faro de Alejandría. En realidad, aunque parezca existen muchas, son escasas las representaciones del faro en el reverso de las monedas; habiendo encontrado las siguientes:

1. Dracma de Domiciano (81 a 96 dC)
2. Dracma de Trajano (98 a 117 dC)
3. Dracma de Adriano (117 a 138 dC): tres diferentes con dos reversos distintos de representación del faro
4. Hemi dracma de Adriano (117 a 138 dC): dos diferentes con reversos distintos de representación del faro
5. Dracma de Sabina, esposa de Adriano
6. Dracma de Antonino Pío (138 a 161 dC): dos tipos con el mismo reverso
7. HemiDracma de Antonino Pío (138 a 161 dC)
8. Dracma de Faustina la Mayor, esposa de Antonino Pío
9. Dracma de Faustina la Menor, hija de Antonino Pío y esposa de Marco Aurelio
10. Hemi dracma de Marco Aurelio (161 a 177 dC)
11. Tetra dracma de Cómodo (177 a 192 dC)

Como se puede apreciar, el periodo de tiempo que se representó el faro de Alejandría fue más bien pequeño; pero también lo fue el número de representaciones de los reversos de estas monedas, ya que solamente existen cinco tipos de reversos, con alguna ligera variante de todos ellos, que corresponden a:

- Tipo 1: Domiciano
- Tipo 2: Trajano y Adriano
- Tipo 3: Adriano, Antonino Pío y Faustina la Menor
- Tipo 4: Adriano, Antonino Pío, Marco Aurelio, Sabina y Faustina la Mayor
- Tipo 5: Cómodo

2. HISTORIA Y EVOLUCIÓN DEL FARO DE ALEJANDRÍA

El faro de Alejandría, sabemos que fue también transformándose. La fecha exacta de su construcción no se conoce con seguridad: Una inscripción en la ciudad cretense de Suda alude a ella situándola en el año 295 aC (Sánchez Terry, 1991); pero Plinio (XXXVI, 18) dice que su construcción se debió a Ptolomeo, lo mismo que hacen el poeta Poseidonio y Eusebio de Bizancio. Si hacemos caso a ambas fuentes, con toda probabilidad, como se indicó anteriormente, fuese proyectado durante el reinado de Ptolomeo Soter (305 a 282 aC) y finalizado en el reinado de su hijo Ptolomeo Filadelfo (284 a 246 aC). Debió sufrir varias reformas, de las que sabemos alguna de ellas, como son: Bajo Julio César se debió amurallar; Marco Antonio lo unió con la isla de Faros y probablemente le añadió un nuevo muelle de hormigón; Domiciano, Trajano, Adriano y Antonino Pío lo debieron reformar; y finalmente Marco Aurelio y Cómodo volvieron a intervenir en él, quizás variando la luminaria. No conocemos más obras y transformaciones

en el Faro, que debieron existir con toda seguridad; pero sí que cuando Alejandría pasó de manos del imperio Bizantino al nuevo poder imperante árabe, el faro estuvo a punto de ser derribado, por orden del gobernador Amr-Ben-Aolás (661 al 680 dC) o por el califa Salid-Ben-Abdelmelic Ben Meuran (705 al 715 dC) para encontrar un supuesto tesoro que albergaría, según las fuentes (Sánchez Terry, 1991). Es probable que entonces derribasen las estatuas que tenía el faro, al menos cinco de las que tengamos noticias. Poco tiempo después, en el año 796, se produjo un terremoto que afectó a la estructura; derrumbándose la parte superior, manteniéndose en este estado de deterioro hasta que el sultán de Egipto Ahmed Ben Ibn-Tuton (868 al 884 dC) repara la estructura y su parte superior la remata con una cúpula de madera. Entre el 950 y 956 aparecieron grietas en las paredes. En el año 995 se produce otro nuevo terremoto que causa nuevos desperfectos y el Faro pierde unos 22 metros de altura. En el año 1261 otro terremoto le hace perder más muro. En el año 1272, el sultán Salah el Din, el famoso Saladino, ordena su restauración, construyéndose en 1274 una pequeña mezquita. El 8 de agosto de 1303, un violento terremoto asoló el levante mediterráneo, siendo especialmente virulento en Alejandría, que debió dejar muy mermado al Faro. Su destrucción completa sucedió entre los años 1326 y 1349, como lo describe Ibn Santa, un viajero de Tánger (Clement, 1998).

3. FARO DE ALEJANDRÍA Y SISTEMAS DE SEÑALIZACIÓN DEL PUERTO

El puerto de Alejandría, era un grupo de instalaciones que se fueron situando a lo largo de las costas de la ciudad; en conjunto, mucho más compleja y grande de la que habitualmente se muestra, que debió tener un completo sistema de señalización; especialmente importante en el Gran Puerto, ya que su entrada era muy complicada debido a la cantidad de islotes y bajos rocosos que existían, como así lo dice Estrabón (XVII, 6). No es de extrañar, que Rickman (1988), cuando trata de la administración portuaria romana, se refiera al único dato que, hasta ahora, se tiene de una posible autoridad responsable de los sistemas de señalización; se trata de un papiro de Alejandría que cita a un “procurator Phari”, que bien pudo ser el director del puerto o el responsable de todo el sistema de señalización y accesos del puerto. En todo caso pone de relieve la importancia de este tipo de instalaciones. Pero ninguna de las fuentes clásicas, ni aún los estudios modernos tratan o se refieren a este sistema de señalización, que debió existir en muchos puertos, pero que en Alejandría era imprescindible, especialmente en la entrada del Gran Puerto.

La importancia del sistema de señalización portuaria se basaba en cumplir, al menos tres objetivos:

1. Localización del puerto desde el mar
2. Orientación precisa de la entrada
3. Indicación de las vías de entrada al puerto y sus diversas dársenas

La primera de ellas debía hacerse de tal forma que fuese diferente de todas las demás señales existentes a lo largo de la costa. No sabemos a ciencia cierta cuál serían estas diferencias, que probablemente viniesen referenciadas en los

portulanos de la época (Peña, 2005). Sí conocemos que, de día esa diferencia se solía hacer mediante un símbolo puesto en el lado opuesto del faro en la bocana: que solía ser una estatua de grandes proporciones. También sabemos que el faro se situaba siempre en el lado más alejado de tierra de la bocana según se entraba al puerto (Peña, 2005); pero no conocemos las señales que se debía tener para diferenciar las diversas dársenas, y menos aun cuando existían bajos dentro del puerto en su aproximación que dificultaba y ponía en peligro la navegación. La lógica nos lleva a pensar que existirían señales que indicasen las canales de navegación dentro del puerto, casualmente, en el famoso Mosaico de Toledo, museo de Santa Cruz, existe en uno de los extremos de la zona perdida de éste una representación de una boya o señal marítima, de lo más curiosa, que el puerto de Alejandría, especialmente el Gran Puerto, debió tener en gran cantidad.

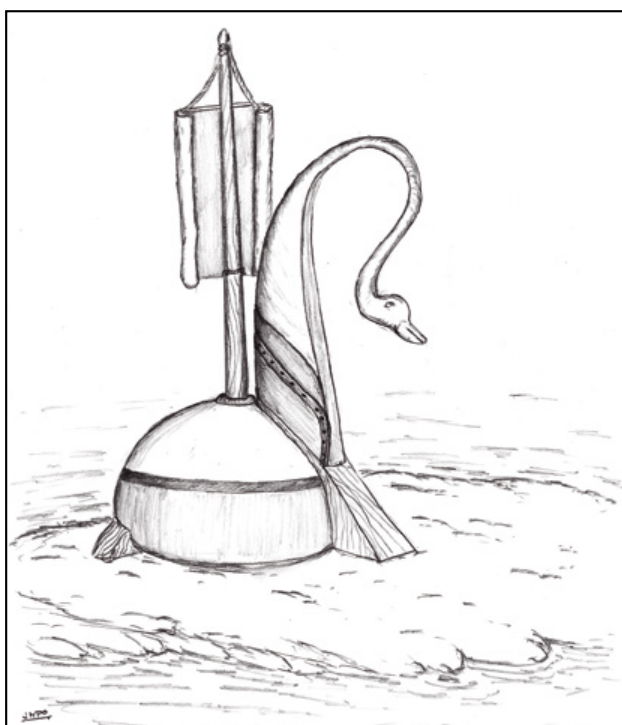


Figura 1. Boya de señalización portuaria romana que viene representada en el Mosaico de Toledo del museo de Santa Cruz. Elaboración propia.

La boya en cuestión tiene dos símbolos: el primero de ellos el una cartela que, probablemente, debía contener alguna indicación; el segundo es el cuerpo de un cisne que pudo indicar una dirección a seguir.

4. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE SEÑALIZACIÓN PORTUARIA EN ALEJANDRÍA

A lo largo de la descripción de los diversos puertos que han existido en Alejandría, hemos ido viendo algunas de las señales marítimas que los investigadores han identificado, que resumiendo serían:

- En el Gran Puerto: Faro de Alejandría y señales interiores del puerto que dirigirían las naves por las canales de acceso a las diferentes dársenas.
- A lo largo de la isla de Faros hallamos un faro en mitad de la isla, que debiera dar acceso a algún puer-

to menor y señalizar la costa. Y en la costa que mira al sur el faro otro que identificó Evans (1921), que pudo ser también un templo a Poseidón.

- En la entrada del Gran Canal, y el puerto Cibotus, debió existir un faro del que ninguna noticia tenemos.

Antes de entrar de lleno en la descripción del famoso faro: una de las siete maravillas del mundo; del que tenemos multitud de reconstrucciones (Sánchez Terry, 1991; Peña, 2005) y que en su gran mayoría se ocupan de la grandeza de un edificio y no de la importancia de un faro, como tal, olvidándose, en algún caso, hasta que su objetivo primordial era la señal que transmitía, siendo la principal de ellas la luz que emitía. Desde ese punto de vista, en este trabajo solamente me ocupo del faro como señal marítima; dejando a los demás las elucubraciones arquitectónicas, que, probablemente, no presidieron el objetivo principal, que no era más que ayuda a la navegación, como versaba la dedicatoria de su diseñador Sostrato de Cnidos: "...en nombre de los marineros a los divinos salvadores". Pero, porqué construir un faro de esas proporciones: es difícil responder a esa pregunta, aunque podría tener diversas respuestas a la justificación de construir esa enorme estructura:

- Distinguirlo claramente del resto de las señales a lo largo de la costa.
- Diferenciarlo de la tradicional entrada y puerto importante cercano: La boca Canópica, donde probablemente habría un faro que indicase la entrada a río Nilo.
- Usarlo como torre de control de la entrada y salida de todos los puertos que tenía Alejandría; comportándose como una capitanía general.

La distinción de esta torre, como los antiguos lo llamaban, construyéndola más alta que el resto de la costa cercana fue una práctica habitual que se hizo al lo largo de la historia antigua; conociendo algunos ejemplos en el periodo romano como: El faro del puerto de Augusto de Ostia, que era conocido como la Torre de mar Tirreno (Peña, 2005); o el faro de Gádir (Sánchez Terry, 1991; Peña, 2005) que debió conocerse como Torre de Hércules por la estatua de más de 4 m de altura que lo coronaba y que pudo tener una altura en torno a 70 m; o el faro de Brigantium, hoy conocido, por simpatía de su similitud estructural con el de Gádir, como Torre de Hércules, cuya luminaria se hallaba a más de 100 m sobre el nivel del mar.

Antes de la construcción del puerto de Alejandría, las mercancías provenientes del interior de Egipto y las que iban a él pasaban por las bocas principales del río Nilo, siendo la occidental más importante la Canópica. Para atraer ese flujo de tránsito por mar de mercancías, debía distinguirse del tradicional situado en Canopus; lo que obligó a esa construcción tan grandiosa.

Finalmente, los puertos tenían dos instalaciones de bastante relevancia en la antigüedad: la Torre del mar, o faro, y la capitanía portuaria que servía para dar acceso y entrada a los barcos, así como controlar sus maniobras. Habitualmente estas instalaciones se situaban a un lado y otro de la bocana de entrada al puerto; pero Alejandría tenía un gran problema: el lado izquierdo de entrada al puerto

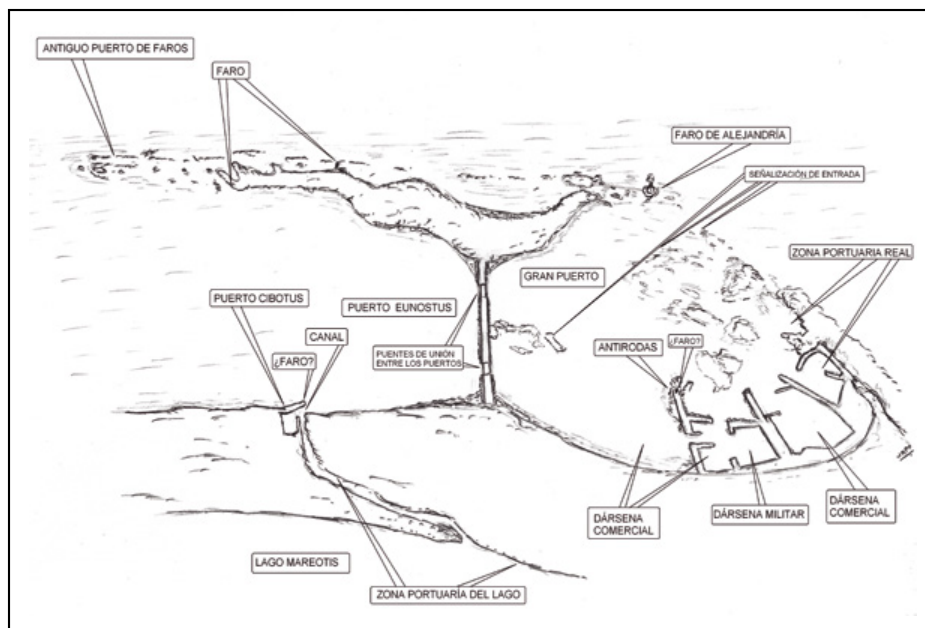


Figura 2. Diversos puertos de Alejandría y señalización identificada en ellos. Elaboración propia.

estaba formado, como nos dice Estrabón (XVII, 6) por bajos rocosos de muy difícil acceso; situándose el promontorio Lochias allí que fue usado para la construcción del palacio real; esta circunstancia hizo que se prefiriese construir la capitanía en el propio faro.

5. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL FARO DE ALEJANDRÍA

No es el propósito de este trabajo realizar ninguna nueva reconstrucción del famoso Faro; de la que existen ya suficientes, más bien nos limitaremos a describirlo usando los datos que nos proporcionan las fuentes antiguas y los trabajos recopilatorios de información, que antes he enumerado. Para comenzar la descripción del famoso Faro de Alejandría se ha escogido lo que de él dice Plinio en el capítulo dedicado a los “Faros” (XXXVI, 18):

“... Hay también otro edificio que es soberanamente memorable; la torre que fue construida por el rey de Egipto, en la isla de Faros, en la entrada del puerto de Alejandría. Ellos dicen que el coste de su construcción fue de 800 talentos [un talento eran 6000 dracmas de plata, por lo que su coste fue de 4,8 millones de dracmas]; y no hay que omitir que el rey Ptolomeo mostró su benevolencia en este caso al permitir a al arquitecto Sostrato de Cnidus inscribir su nombre en el edificio [habitualmente no estaba permitido que los ingenieros o arquitectos pusieran su nombre en las construcciones].

Su objeto es, mediante la luz de los fuegos en la noche, dar abrigo a los barcos, de los barcos vecinos y para señalar la entrada al puerto...”

(HISTORIA NATURAL)

Para la construcción de esta torre se eligió una isla en el lado derecho de la entrada del puerto que fuese lo suficientemente grande para albergarlo que pertenecía al conjunto de islotes de la propia isla de Faros, que acabó dando nombre a las torres del mar. Se sabe se construyó rayando el siglo III aC; que según las fuentes oscila el inicio de las obras entre 295 y 285 aC, en el reinado de Ptolomeo Soter, lo que no se conoce cuando finalizaron, fechándolo algunos autores en el 247 aC a la muerte de Ptolomeo Filadelfo. Su forma y dimensiones, que tuvo en el periodo antiguo las conocemos gracias a las descripciones medievales, especialmente la dada por Ibn al Sayj, y las pocas representaciones que nos han llegado de la época. Además éstas nos indican también las posibles transformaciones que tuvo el faro. Para ello qué mejor que ir desgranándolas con las propias representaciones.

Para su descripción se irá desde sus cimientos hasta la luminaria, y finalmente trataremos de sus accesos. La base de la torre se realizó construyendo los cimientos sobre la roca de la isla. Perimetralmente, se construyó un muro de anchura entre 6 y 8,5 m cuyo lado exterior se encontraba ligeramente inclinado siendo el interior vertical, con una cota de 6,5 m sobre el nivel del mar; que en el lado que miraba al puerto descasaba sobre la roca descubierta y del

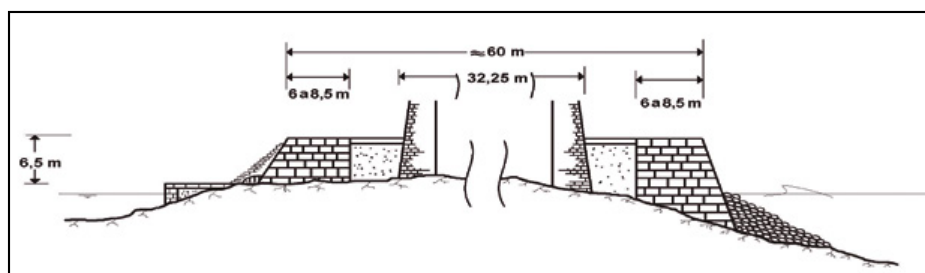


Figura 3. Esquema de la plataforma y cimentación del Faro de Alejandría. Elaboración propia.

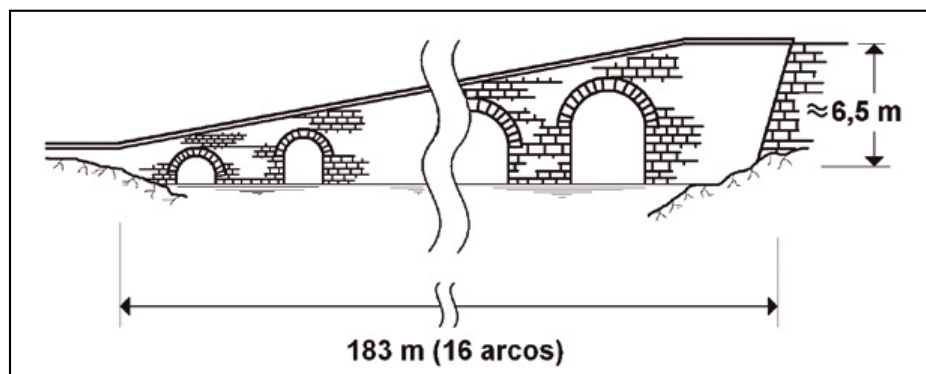


Figura 4. Esquema del puente que unía la isla de Faros con el faro de Alejandría. Elaboración propia.

lado del mar lo hacía bajo el fondo con una protección de escollera, al modo griego, hasta el nivel medio del mar.

Por tanto, el faro descansaba sobre una plataforma elevada cuadrada de unos 60 m de lado. Se accedía desde el mar por un muelle que miraba hacia el interior del puerto y desde tierra por un puente, que según nos relata Al Sayj, era de unos 183 m que lo unía con la isla de Faros y crecía gradualmente hasta alcanzar la superficie de la plataforma; indicando este arquitecto malagueño que el último arco era especialmente alto.

La estructura general del faro también nos la describe Al Sayj (Sánchez Terry, 1991): Era una torre de tres cuerpos, cuyas alturas midió con una plomada, siendo las dimensiones que da, las siguientes, teniendo en cuenta que las unidades de medida no tienen un valor único ni fijo, por lo que dependiendo del autor daría una u otra:

- Primer cuerpo:
 - Sección cuadrada de 180 pasos de perímetro
 - Altura de 31 brazas
 - Galería superior de 15 palmos
 - Muro o antepecho de 1 braza de altura
- Segundo cuerpo
 - Planta octogonal de 10 pasos de lado
 - Altura de 15 brazas
 - Azotea de 9 palmos de ancho
- Tercer cuerpo:
 - Planta circular de 40 pasos de perímetro
 - Altura 15 brazas
 - Rematado por una cúpula

Ahora bien; cuando midió Al Sayj el faro, éste ya había sufrido importantes transformaciones. Para conocer su aspecto exterior, podemos retroceder en el tiempo, utilizando las representaciones que conocemos de entonces. La primera de ellas es el Papiro de Artemídoro que nos muestra parte de lo que pudo ser este faro.

Concretamente, el Papiro, siglos II y I aC, de Artemídoro representa gran parte del primer cuerpo y parte del segundo cuerpo. Su dibujo no tiene mucha nitidez; pero los rasgos que han dejado muestran un primer cuerpo con las paredes con una cierta inclinación, al modo estructural egipcio, con franjas distintivas verticales y lo que podrían ser cuatro alturas sobre la puerta principal, de dintel recto. En la terraza, entre el primer y segundo cuerpo, no aparecen escultura alguna y sí una terraza con antepecho. El segundo cuerpo solamente aparece parcialmente, siendo compatible con la forma octogonal de su planta. Así pues, aunque el arquitecto

hubiese sido griego, Sostrato de Cnidos, la estructura que realizó fue típica egipcia de elevación con reducción de la sección de los muros e inclinación en sus paredes, del primer cuerpo. Esa inclinación la podemos determinar gracias a las palabras de Al Sayj, que dice midió su altura desde la terraza mediante una plomada (Peña, 2005); lo que muestra que la inclinación y retranqueo del muro en altura se compensaba con el voladizo que tuvo la terraza. Las franjas que aparecen en el primer cuerpo pudieran ser rebajes en el frente del muro o cambio de tipo de piedra de revestimiento.

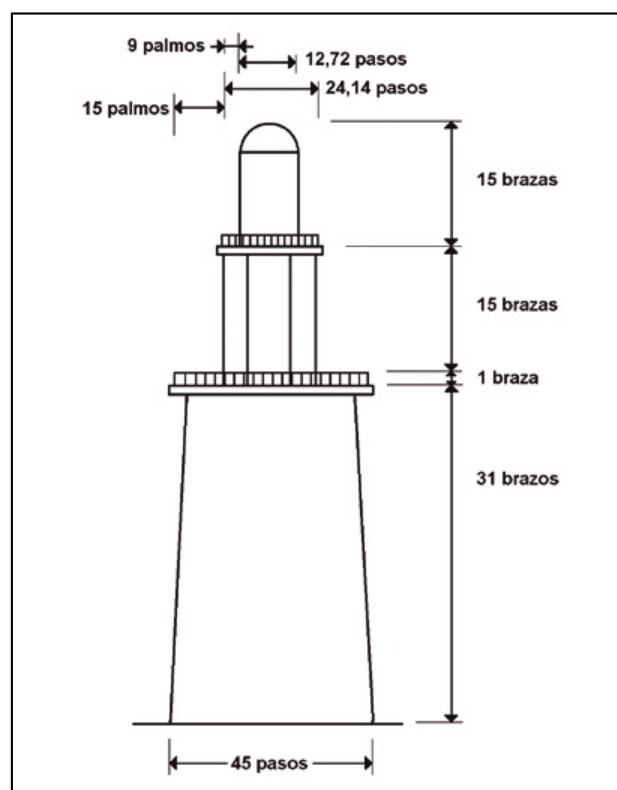


Figura 5. Medidas dadas por Al Sayj (1165) del faro de Alejandría. Elaboración propia.

El segundo cuerpo sabemos que era de planta octogonal de 10 pasos de lado y una altura que se situaría 15 brazas. Los valores de estas unidades era muy variable por lo que no puede con ello darse unas dimensiones exactas. Aparte del Papiro de Artemídoro, aparece también representado en las cinco variedades de moneda emitidas en tiempos del dominio romano, que se han identificado anteriormente. Pero habría que preguntarse ¿por qué se emitieron estas monedas?: Lo habitual, en el transcurso de la



Figura 6. Representación posible del faro de Alejandría en el Papiro de Artemídoro, en la parte superior a la derecha (Foto y fuente propiedad y cortesía de la Fondazione per l'Arte della Compagnia di San Paolo de Turín).

historia de Roma, era que la emisión de una moneda con el reverso de una obra pública, como era el Faro de Alejandría, obedeciese a una inauguración o transformación importante de la obra en cuestión o, rememorase el acontecimiento.

La primera de las monedas que aparece con el reverso del faro, tipo 1, representa al faro de manera muy sencilla con tres alturas que parecen cilíndricas. Puede destacarse de esa representación: Las efigies que se encuentran en las esquinas de la primera terraza, que miran a cada uno de los puntos cardinales y, que según los especialistas (Sánchez Terry, 1991) eran tritones con una trompeta. Algunos especialistas han visto esas trompetas sopladas por artificios hidráulicos como señal o aviso a los navegantes en caso de mal tiempo. La moneda parece representar a personas que soplan esas trompetas y no artificios más o menos sofisticados. La Estatua central se halla en la cúspide de la torre representada: Esta situación ha hecho ver a los especialistas que la estatua en cuestión se hallaría en la parte superior del faro. Mi interpretación es totalmente distinta: La estatua se hallaba en la segunda terraza sobre pedestal y se representa en la moneda las innovaciones introducidas en el faro no todo ello, como se hubiera hecho si éste se hubiera construido en su totalidad entonces, y, además, sabemos

cómo era la luminaria, una cúpula de cristal, como más tarde se indica. La última representación de la moneda es el puente que unía el faro con la isla de Faros.

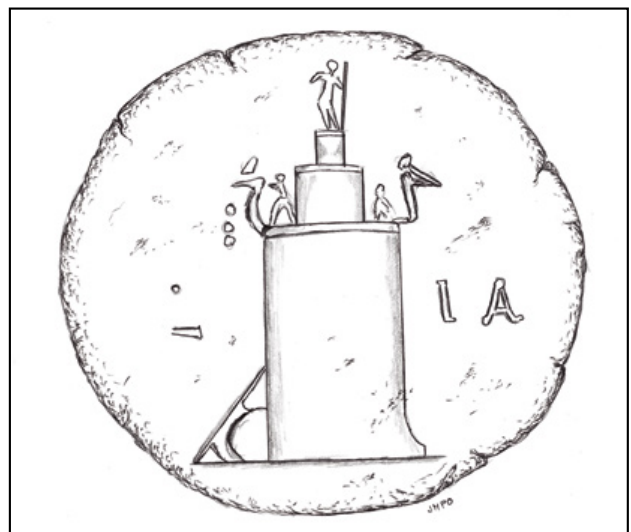


Figura 7. Moneda tipo 1; dracma de Domiciano (81 a 96 dC) que aparece el faro de Alejandría solamente con dos cuerpos, y en un lado el puente que lo unía con la isla de Faros. Elaboración propia.

El segundo tipo de moneda acuñada durante los gobiernos de Trajano y Adriano, tipo 2, representa el faro solamente con dos alturas; manteniendo los tritones y representando con más arcos el puente de unión con la isla de Faros. La estatua superior sostiene el báculo en una mano diferente. En esencia es una representación muy similar a la que aparece en la moneda de Domiciano. Es difícil saber cómo se fue manteniendo tanto tiempo ese reverso; probablemente los tritones fuesen una innovación ciertamente importante, facilitando sobremanera la señalización marina, costera y portuaria que se le debió dar mucha publicidad.

El tercero de los tipos de monedas difiere algo de los dos anteriores: Está acuñado en los gobiernos de Adriano y Antonino Pío. Respecto al faro no presenta ninguna innovación importante; solamente, aparece ya en forma cuadrada y con las paredes ligeramente inclinadas a medida que crece en altura. Junto a ella aparece la figura de una mujer, con su fular al viento y señalando el faro. Su mano izquierda parece que sostiene algo parecido a la proa de un barco. La imagen mantiene la representación del faro centrada en los dos elementos antes señalados: tritones y estatua central sobre pedestal con el báculo en la mano izquierda.

El siguiente reverso de monedas, tipo 4, vuelve a representar solamente el faro y, con ligeras modificaciones, su acuñación permanece durante los gobiernos de Adriano, Antonino Pío y Marco Aurelio. La representación está estructurada de manera similar a las primeras monedas; pero el faro ahora se representa con planta cuadrada y con los muros del primer cuerpo inclinados a medida que crece en altura, también aparecen representados en ese primer cuerpo ventanas redondas en, al menos, tres alturas. El segundo cuerpo ya no se representa como un pedestal, ya que también refleja dos alturas de ventanas. Lo que no aparece, como no lo hacía en la moneda tipo 3, es el puente que unía la isla de Faros y la plataforma de faro.

El último de los tipos de reversos de monedas que representan el faro de Alejandría, tipo 5, pertenece al gobierno de Cómodo (177 a 192 dC). La representación del faro es muy similar a las anteriores; salvo que el faro ahora se muestra con dos cuerpos más un pedestal superior donde se sitúa la estatua central, con el báculo en la mano derecha. También aparece representada una nave de carga saliendo del puerto.

Todas estas representaciones en los reversos de monedas no dan una idea de cómo era el faro ya que solamente pretenden representar los elementos que durante ese periodo se había inaugurado: Los tritones y la estatua central que no se sabe qué representaba: Algunos autores creen que a Ptolomeo Soter, como promotor de la construcción del faro; pero ello no parece probable. La estatua recuerda a la descripción de la que tenía el faro de Hércules de Gádir, que representaba al propio Hércules. El problema no solamente es saber a quién representaba, sino donde estaba situada: Algunos especialistas, como Thiersch (1909), lo sitúa en la picota del faro, a similitud de la luminaria de faro de Hércules en Gádir (Peña, 2005); pero ello entra en contradicción con las representaciones que tenemos de la luminaria del faro; alma y vida de éste que algunos especialistas olvidan.

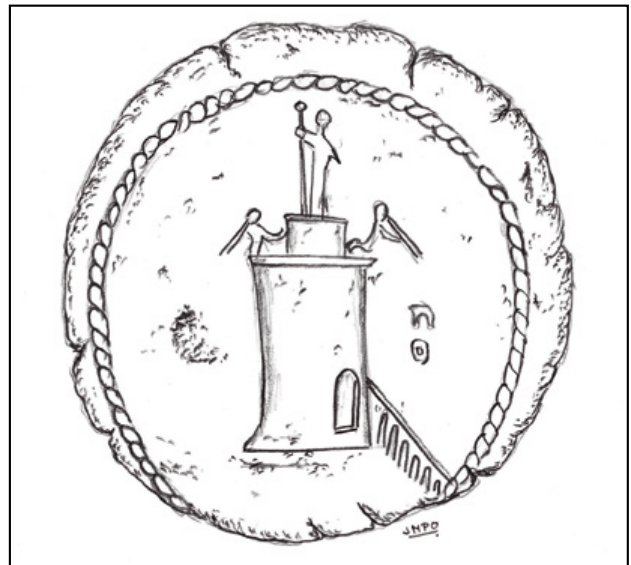


Figura 8. Moneda tipo 2: dracma de Adriano (117 a 138 dC), muy similar al dracma de Domiciano del tipo 1. Elaboración propia.



Figura 9. Moneda tipo 3; dracma de Adriano (117 a 138 dC) que represente el faro de Alejandría. Elaboración propia.



Figura 10. Moneda tipo 4; dracma de Antonino Pío (138 a 161 dC) que represente el faro de Alejandría. Elaboración propia.



Figura 11. Moneda tipo 5; tetra dracma de Cómodo (177 a 192 dC) que represente el faro de Alejandría. Elaboración propia.

La primera de ellas es la que viene representada en el mapa del Beato de Burgo de Osma (1086) que se encuentra en la actualidad en la Catedral de Burgo de Osma (Soria). El dibujo del faro es simple; se muestra con dos cuerpos, con una entrada con arco de herradura, típico de la cultura árabe. El segundo cuerpo finaliza en la luminaria que aparece como una cúpula con abertura en su clave y faldones laterales y nervios de la propia cúpula. Esta figura es complementaria de la segunda de las representaciones, próxima en el tiempo; se trata de un mosaico existente en la capilla Zen de la Basílica de San Marcos de Venecia (siglo XI o XII). El mosaico representa una nave, en el lado izquierdo, que se aproxima a la ciudad de Alejandría, con un santo, san Marcos, para la evangelización de la ciudad que acompañan dos marineros. En el lado derecho se representa la ciudad de Alejandría y a este mismo santo predicando. En el centro de la escena aparece el faro.

Esta es la representación, probablemente, más fidedigna del faro de Alejandría, que utilicé en mi tesis para determinar sus dimensiones y el tipo de luminaria (Peña, 2005). Pero, como en el resto de las representaciones del faro, hay que tomarla como aproximada; y que representa los rasgos más característicos de la estructura. Aquí ya se muestra los tres cuerpos del faro y las dos terrazas, que Al Sayj describe. Pero no aparece estatua alguna: ¿qué había pasado con ellas?; no lo sabemos, pero nos lo podemos suponer: El bronce era un material muy apreciado en la edad media, además las imágenes no eran compatibles con la nueva religión imperante. Por estas dos razones todas ellas llevarían el mismo fin: reciclarse. La estatua central, supuestamente de Hércules o Poseidón, se hallaría en la segunda de las terrazas, ya que era imposible que se hallase en la picota del faro ya que este lugar se hallaba ocupado por la luminaria: una impresionante cúpula de cristal de unos 9 m de diámetro que aparece perfectamente representada en el mosaico, y que lo hacía también en el mapa del Beato de Burgo de Osma. En el mosaico, además, se muestra con claridad que la luz procedía de una única llama que sale de un agujero del suelo. La luminaria finalizaba en un alero abierto que la airease.

El único mapa de la época, Tabula Peutingeriana, muestra de manera bastante confusa y poco detallada esta zona, y en general el propio Delta. Si nos fijamos en el detalle del área occidental del Delta, hallamos que la Tabula presenta dos brazos: el más extremo finaliza en un faro, que en el mapa original, Códice 324 de la Biblioteca de Viena, aparece poco resaltado por la pérdida de color de la zona. El faro, con toda probabilidad, sería el de Alejandría; pero no lo indica en el plano y tapa la salida que, supuestamente, sería la Canópica del Nilo.

Las dimensiones que nos da Al Sayj del Faro, las podemos transformar, solamente de manera aproximada, corrigiendo algunas medidas utilizando las representaciones que antes he indicado; especialmente el mosaico de la basílica de San Marcos de Venecia y el Papiro de Artemídoro. Las transformaciones se han hecho suponiendo: 1 braza = 1 brazo = 1,87 m y 1 paso = 0,78 m.

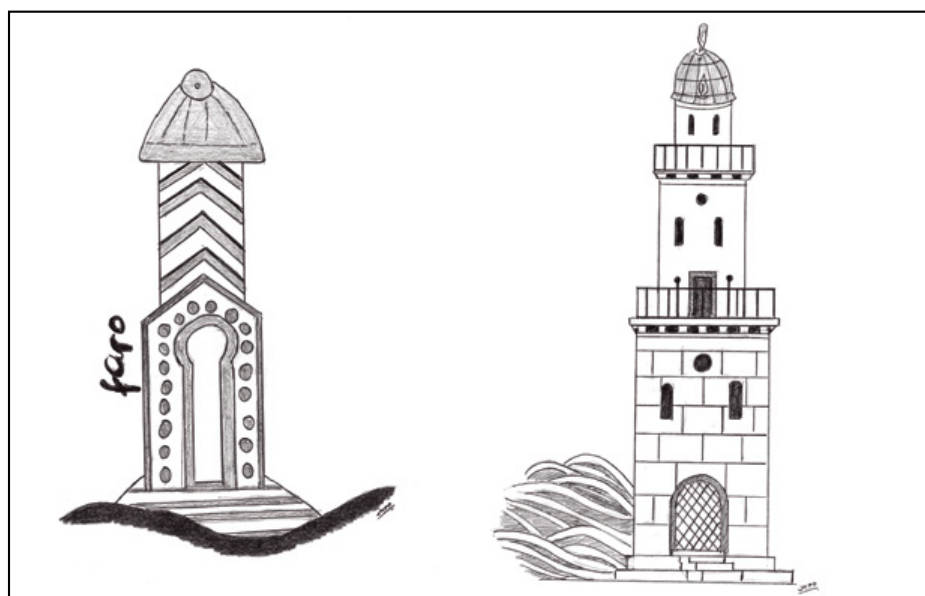


Figura 12. Representaciones del faro de Alejandría. En el mapa del Beato de Burgo de Osma (1086) que se halla en la Catedral de Burgo de Osma (Soria), a la izquierda; y mosaico de la capilla Zen de la basílica de San Marcos de Venecia (siglos XI o XII), a la derecha. Elaboración propia.

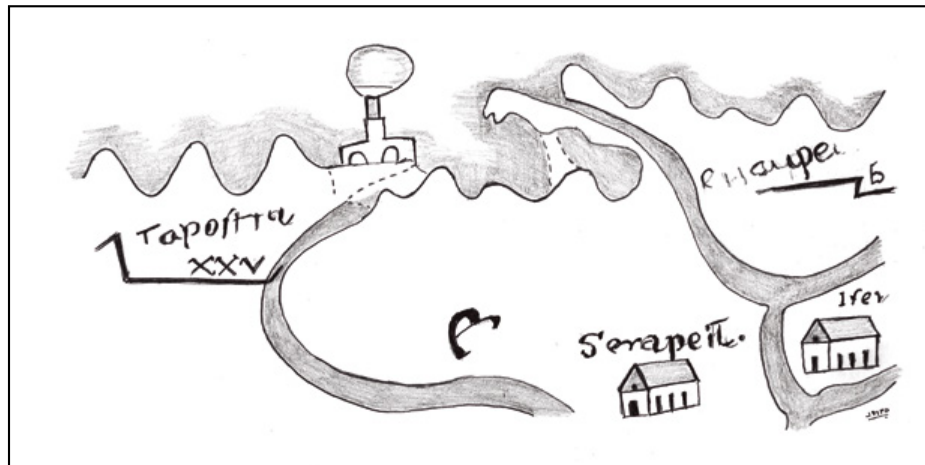


Figura 13. Detalle de la Tabula Peutingeriana, fragmento VIII, que muestra las bocas del río Nilo más occidentales y supuestamente el faro de Alejandría (entre puntos se ha dibujado las zonas confusas del original). Elaboración propia.

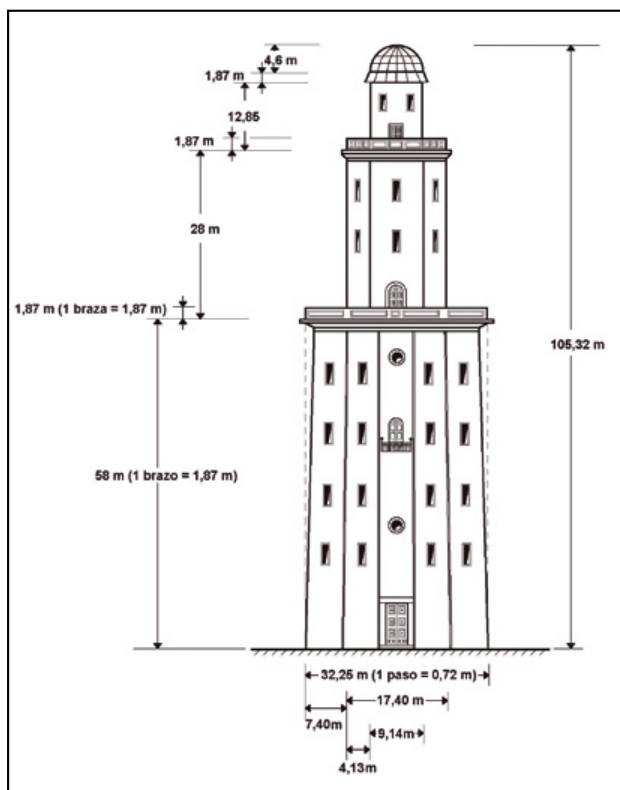


Figura 14. Dimensiones aproximadas más probables del faro de Alejandría. Elaboración propia.

Además, la luminaria se ha supuesto igual a la que muestra el mosaico indicado, al igual que las dimensiones relativas del segundo y tercer cuerpo. Hay que tener en cuenta que este último tercer cuerpo es el que más transformaciones debió sufrir a lo largo de la historia y el que ha dado lugar a mayores interpretaciones. Situando la estatua en la cima de la estructura, en lugar del segundo cuerpo como así lo muestran las monedas.

La única representación que muestra la luminaria es, como ya se ha dicho, el mosaico de San Marcos de Venecia. En él se aprecia con cierta claridad que la parte exterior estaba formada por una cúpula de cristal con los soportes metálicos; este tipo de cúpula para luminarias es el que debió tener el faro de Chrisópolis que muestra la Tabula Peutingeriana. En su interior, se ve una llama de ciertas proporciones

emergiendo de un hueco en el suelo. De la parte exterior de la cúpula sale humo, procedente de la combustión. La cúpula se encuentra abierta en su parte inferior gracias a que su cara se abre en unos alerones que permite la entrada de aire para una mejor ventilación. La estructura no la conocemos; pero, básicamente, podemos decir que debió ser independiente del segundo cuerpo, y no como continuación de éste, como indicaba Thierch (1909), ya que en las sucesivas transformaciones este cuerpo se alteró sin hacerlo el resto. El sistema de cúpula con abertura en la clave para la salida de la llama era el habitual que hallamos en el periodo romano (Peña, 2005) y es posible que en éste faro también se hiciese. Además, tuvo que tener una escalera o rampa de acceso a la cúpula y parte superior de la estructura; por lo que pude suponerse que la estructura donde se hallaba la luminaria estuviese rodeada de otro muro, de sostén de la cúpula de cristal y de la escalera de acceso.

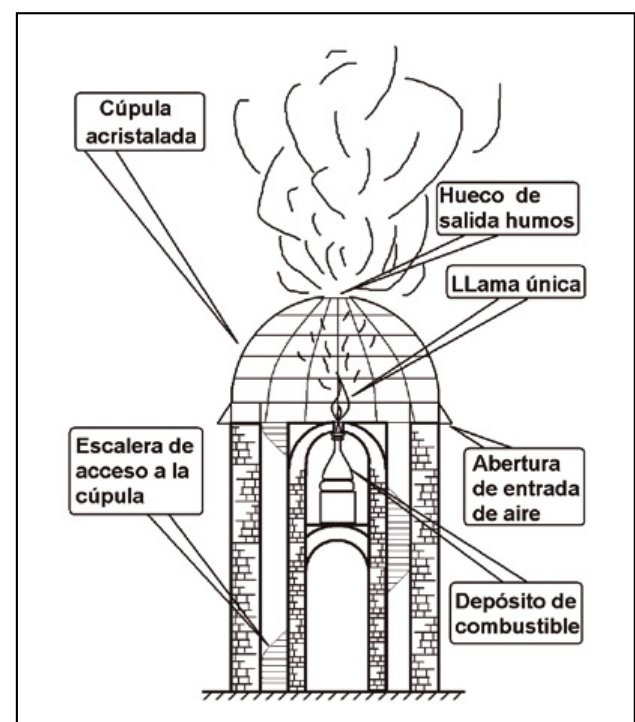


Figura 15. Hipotética estructura interior de la luminaria del faro de Alejandría. Elaboración propia.

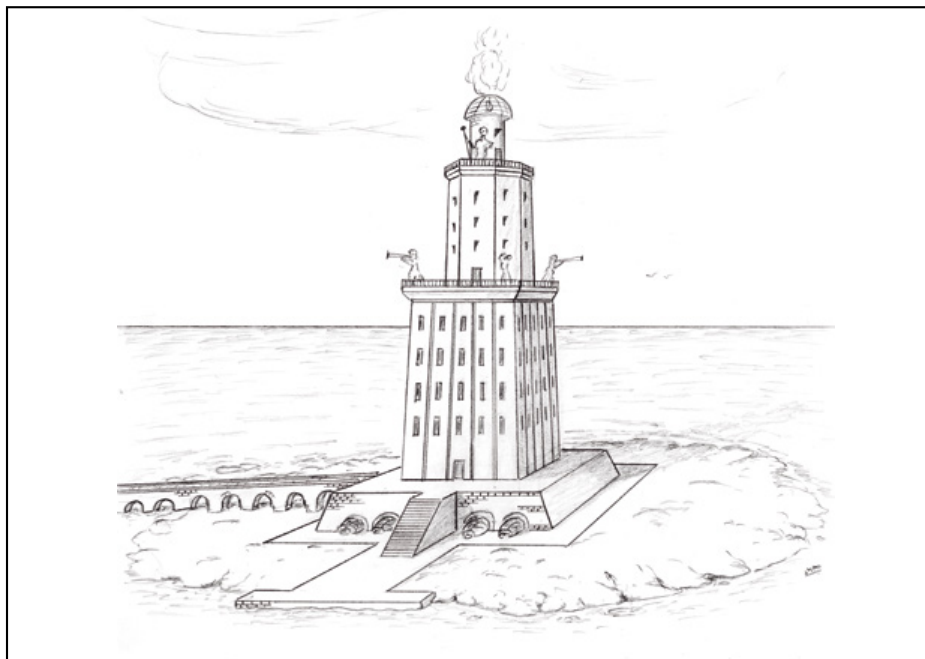


Figura 16. Aspecto que debió tener el faro de Alejandría. Elaboración propia.

El aspecto final que tenía el faro debió ser impresionante en su época y debió ser ejemplo de otros muchos que, como dice Plinio (XXXVVI, 18), había en el periodo romano a lo largo de las costas, y con alturas sobre el nivel del mar próximos a ella.

Las diversas señalizaciones para ayuda a la navegación que pudo tener el faro no las conocemos; y, en general, no se han ocupado mucho de ello los especialistas; centrándose mucho más en el aspecto de monumentalidad del edificio que el avance tecnológico que debió suponer, cuyo fin no fue solamente el que nos dice la inscripción del faro, ni lo que nos escribe Plinio (XXXVVI, 18); había que desviar la atención de los marinos y comerciantes para usar este puerto como de intercambio y no el que históricamente se usaba que se encontraba unos kilómetros más al noreste, en la propia boca Canópica del Nilo, donde se hallaban los puertos de Canopus y Heraclion, y río arriba, Schatia o Schedia.

6. CONCLUSIONES

No es concebible el faro de Alejandría sin tener en cuenta a quién servía, el puerto. Probablemente es el conjunto portuario más importante de la antigüedad mediterránea, junto con el puerto de Ostia y de Augusto de Ostia. Todavía hoy en día existen muchas incógnitas en su desarrollo y en la propia estructura del conjunto. La historia, los especialistas, y la sociedad se ha ocupado principalmente del famoso Faro; ejemplo de la antigüedad de este tipo de estructuras que lo situaron entre las Siete Maravillas del Mundo, probablemente minimizando la importancia del conjunto portuario que se fue sucediendo desde el III milenio aC. Pero este conjunto portuario vivo se halla en la actualidad totalmente transformado; y en su lugar se encuentra el puerto comercial más importante del Egipto moderno, habiendo engullido gran parte de las estructuras que lo precedieron.

En la figura 2 se muestra esquemáticamente la reconstrucción de este importante conjunto portuario y en las figuras 14, 15 y 16 se presentan una reconstrucción del faro basada en los datos de los especialistas como Thiersh (1909)

o Sanchez Terry (1991), las descripciones de los escritores antiguos y las representaciones que han parecido más significativas. De especial interés, por su primicia, es su representación en el Papiro de Artemídoro, debiendo suponerlo con ello como representación de parte de las instalaciones interiores del antiguo puerto de Alejandría y no en otros lugares.

7. AGRADECIMIENTOS

Me gustaría agradecer muy significativamente a Paola Assom (Responsabile Relazioni Esterne) de la Fondazione per l'Arte della Compagnia di San Paolo - Centro Conservazione e Restauro "La Venaria Reale", y a la propia Fundación que me facilitaron las fotografías del Papiro de Artemidoro; sin ellas no hubiera podido localizar la representación del Faro.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Clement, C. (1998). The Pharos of Alexandria. Hellenistic Electronic Center. Disponible en <http://www.greece.org/alexandria/pharos/>
- Evans, A. J. (1921). *The Palace of Minos: a comparative account of the successive stages of the early Cretan civilization as illustrated by the discoveries at Knossos*. Londres (Reino Unido): Macmillan.
- Peña Olivas, J. M. (2005). *Sistemas de señalización marina en la antigüedad clásica*. Tesis doctoral, E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid (UPM).
- Rickman, G. E. (1988). The archaeology and history of Roman ports. *The International Journal of Nautical Archaeology*, 17 (3), 257-77.
- Sánchez Terry, M. Á. (1991). *Los faros españoles: historia y evolución*. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.
- Thiersch, H. (1909). *Der Pharos, Antike Islam und Occident. Ein Beitrag zu Architekturgeschichte*. Leipzig y Berlín (Alemania): B.G. Teuner.

Empleo de los ensayos de tracción y doblado alternativo para estimar el deterioro por corrosión bajo tensión en un acero de pretensado

Use of tensile and alternative bent testing to assess stress corrosion cracking on prestressed steel

Laura Rodríguez Duro^{1*}

Palabras clave

corrosión bajo tensión;
tracción; doblado
alternativo; acero de
pretensado;

Resumen

La corrosión bajo tensión es una de las causas más importantes de daño en las estructuras de hormigón pretensado. Se produce por la combinación de un material susceptible a la corrosión, la presencia de un medio corrosivo y la existencia de tensiones mecánicas. El ensayo de tracción y el ensayo de doblado alternativo proporcionan información sobre el comportamiento tensional y deformacional del material.

En este trabajo se trata de valorar el daño causado por la corrosión bajo tensión en un acero de pretensado, examinando la modificación de otras características con referencia al acero sin dañar. Las propiedades que se han analizado son la resistencia y la deformación. Para ello se han preparado las muestras de acero con diferentes niveles de corrosión para posteriormente, haciendo uso de los ensayos de tracción y de doblado alternativo, analizar el comportamiento del acero.

Se ha demostrado que en el caso del ensayo de tracción, la conclusión a la que se llega es que no permite apreciar la caída de parámetros de resistencia y deformación hasta que no se alcanzan patologías de corrosión avanzadas. Pero en el proceso del ensayo de doblado alternativo se puede decir que el efecto es patente desde los primeros indicios ya que el acero atacado puede llegar a romperse desde el primer doblado.

Keywords

stress corrosion cracking;
tensile; alternative bent;
prestressing steel;

Abstract

The stress corrosion cracking is one of the most important causes of damage in the prestressed concrete structures. It's produced by the combination of a corrosion susceptible material, the presence of a corrosive medium and the existence of mechanical tensions. Tensile and alternative bent tests give information about the tensional and deformational behaviour of the material.

In this work, the damage caused by the stress corrosion cracking on prestressed steel has been assessed by examining the modification of other characteristics with reference to the undamaged steel. The properties that have been analysed are strength and deformation. In so doing, steel specimens have been corroded at different corrosion levels to subsequently analyse, by making use of tensile and alternative bent tests, the behaviour of the steel.

It has been demonstrated that in the case of the tensile test, the conclusion is that it is not possible to estimate the fall of parameters of resistance and deformation until pathologies of advanced corrosion are reached. But in the process of alternative bent testing the effect of the corrosion is evident from the first levels, for the steel attacked may break down from the first bent.

1. INTRODUCCIÓN

La **corrosión bajo tensión** es una de las causas más importantes de daño en las estructuras de hormigón pretensado. Las armaduras activas pueden sufrir corrosión bajo tensión debido a distintos procedimientos agresivos tanto químicos como abrasivos o a causa de revestimientos escasos u hormigones inapropiados para el ambiente en el que se sitúa la estructura.

La corrosión bajo tensión aparece como consecuencia de la **combinación de tres factores**: un material susceptible a la corrosión, presencia de un medio agresivo y existencia de tensiones mecánicas. No es un requisito suficiente para que la corrosión se produzca la existencia

del medio agresivo y de las tensiones mecánicas (Galvele 2005). Para que la **susceptibilidad** a la corrosión bajo tensión tenga lugar se deben tener en cuenta otras **características metalúrgicas** del material: composición química, tamaño de grano, microestructura, tratamiento térmico, etc. (Feliu y Andrade 1991).

En el **proceso de fisuración** por corrosión bajo tensión se pueden distinguir tres etapas: **nucleación** que puede iniciarse en los defectos microestructurales del acero ya que son sitios propicios para el comienzo de la fisuración, **propagación** que tiene lugar en forma de grietas y rotura final (Feliu y Andrade 1991 y Otero 1997).

En el **Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX** se ha estudiado este fenómeno desde la aparición de las primeras roturas por corrosión bajo tensión en España en los años 60. Uno de sus trabajos más relevantes fue la elaboración de la Tesis Doctoral del Dr. José

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

¹ Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, Madrid, España.

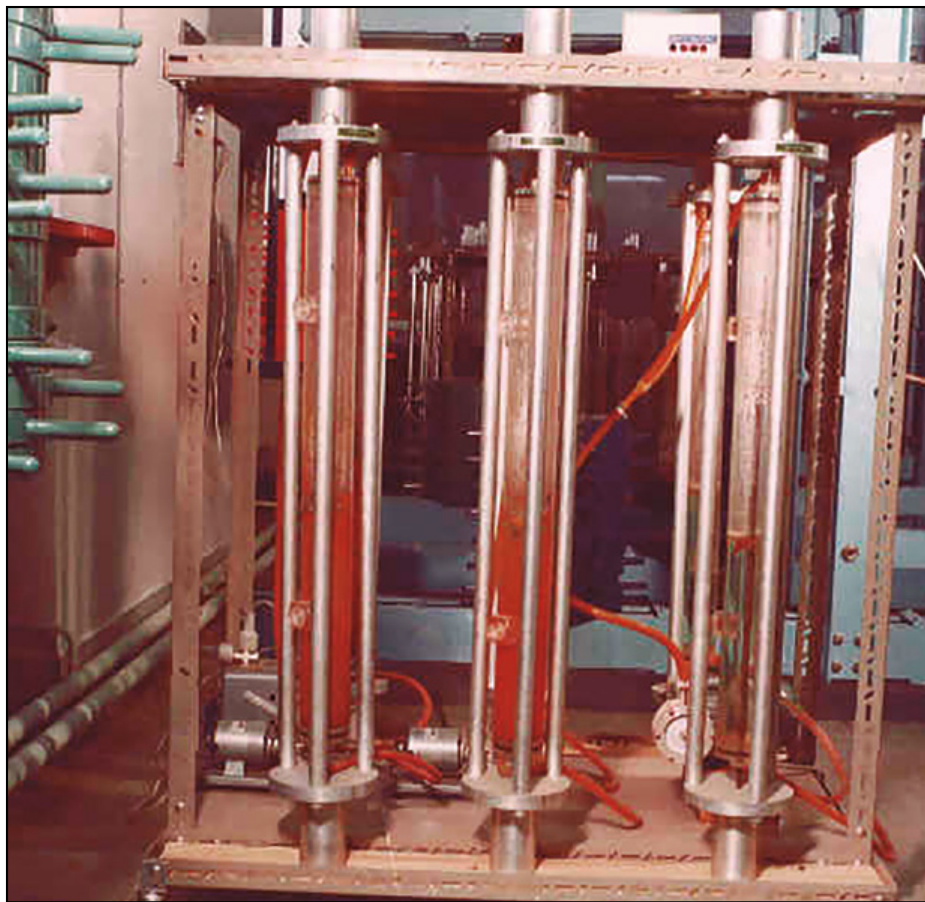


Figura 1. Detalle del bastidor y la célula de corrosión utilizados en la Tesis Doctoral del Dr. D. José Climent Beltrán (Climent 1979).

Climent Beltrán. En la figura 1 se muestran los bastidores y las células de corrosión que se utilizaron en la citada Tesis (Climent 1979).

El **ensayo a tracción** es la prueba que aporta mayor información. Simultáneamente permite conocer la respuesta en deformación, ante una carga unitaria o tensión, tanto en el periodo elástico como en el plástico, y la capacidad última o resistencia que puede esperarse (Sainz de Cueto 2007).

Por otro lado, el ensayo de doblado alternativo consiste en realizar **doblados y enderezados**, alternativamente en sentidos opuestos, contabilizando el número de ciclos necesarios para la rotura. Representa la capacidad del material para soportar ciclos de plastificación alternante (AENOR 2011).

Este trabajo de investigación trata de valorar el daño causado por la corrosión bajo tensión en un acero de pretensado, analizando la modificación de sus propiedades con referencia al acero sin dañar. Las herramientas de análisis que se han usado fueron el ensayo de tracción y de doblado alternativo (Rodríguez 2015).

La parte experimental consistió en la realización de **ensayos de corrosión bajo tensión** para caracterizar el material, conocer su tiempo de rotura y utilizando esta información, establecer los niveles de corrosión; y la ejecución de **ensayos de tracción y de doblado alternativo** con el objetivo de comparar los resultados obtenidos de las muestras sin corroer y de aquellas con un cierto grado de corrosión y así valorar el daño causado por la corrosión bajo tensión a través de su comportamiento en ambos ensayos.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

El **acero de pretensado** es un material muy importante en diferentes campos de la ingeniería civil por lo que es el objetivo de incontables investigaciones científicas. Entre sus aplicaciones es usado como armadura activa en las estructuras de hormigón pretensado.

Se obtiene por **trefilado a partir de un alambón de 10 a 15 mm de diámetro**, seguido posteriormente de un tratamiento termomecánico de envejecimiento (estabilización).

Su **microestructura** es la típica de un **acero eutectoide** formada por colonias perlíticas en las que se alternan las bandas de ferrita y cementita.

El material utilizado en este estudio es un acero para pretensar liso en forma de alambre de **5 mm de diámetro nominal**, con una **resistencia mínima garantizada de 1.860 MPa**.

El ensayo de corrosión bajo tensión se realizó siguiendo el procedimiento de la norma UNE-EN ISO 15.630-3:2011 apartado 10 (AENOR 2011). El ensayo determina el **tiempo** hasta alcanzar la **rotura** de una probeta sometida a una carga de tracción constante y sumergida en una solución a una temperatura constante dada.

Como medio agresivo se usó una disolución de 200 gr de tiocianato amónico en 800 ml de agua destilada. Según norma, se considera que se ha completado el ensayo bien por rotura de la probeta, bien por haber alcanzado el tiempo establecido.



Figura 2. Marco rígido de ensayo.

Este ensayo está basado en el ensayo FIP (de la Federación Internacional del Pretensado) y es aceptado universalmente desde hace más de 40 años como un medio para reproducir de forma acelerada cómo afecta la corrosión en las propiedades del acero.

El **Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX** cuenta con tres máquinas para realizar ensayos de corrosión bajo tensión cada una de ellas compuestas por un marco rígido o bastidor y una célula o recipiente de disolución. Los **bastidores horizontales** son de carga permanente de 2 m de longitud. La capacidad de carga máxima es de 300 kN. Cada una de ellas está conectada a un **ordenador** con un software que se usa como medidor de tiempo (figura 2).

Con el objetivo de estudiar más en profundidad cómo afecta la corrosión bajo tensión en las características del material y a fin de cuantificar el deterioro de las propiedades del acero al aumentar el grado de corrosión con relación al acero sin daño se realizaron ensayos de tracción y doblado alternativo después de diferentes niveles de corrosión.

En base al estudio anteriormente hecho del material y su **comportamiento en corrosión bajo tensión**, se establecieron unos grados de corrosión en los cuales la probeta no se rompía pero se corroía de forma tal que esto influía en sus propiedades.

El procedimiento de preparación fue exactamente el mismo siguiendo la norma UNE-EN ISO 15.630-3:2011 (AENOR 2011) pero ahora el ensayo no se realiza hasta la rotura de la probeta sino que se detiene una vez alcanzado el tiempo de corrosión establecido.

Una vez que se paraba el ataque, se procedía al desmontaje del ensayo. Cuando las **probetas corroídas** pero no fracturadas se sacaban de la célula correspondiente, se limpiaban con etanol para que la disolución corrosiva en contacto con el aire no continuara actuando y las probetas pudieran ser usadas en un **ensayo posterior**.

Como herramientas de análisis se utilizan los ensayos de tracción y de doblado alternativo.

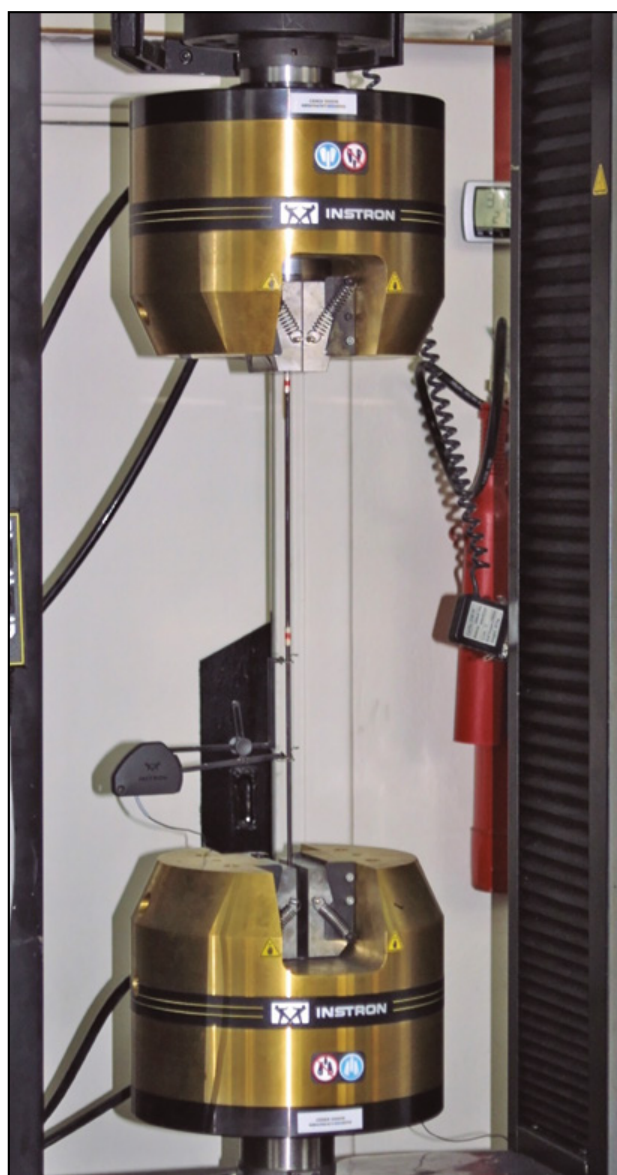


Figura 3. Máquina para ensayos de tracción.

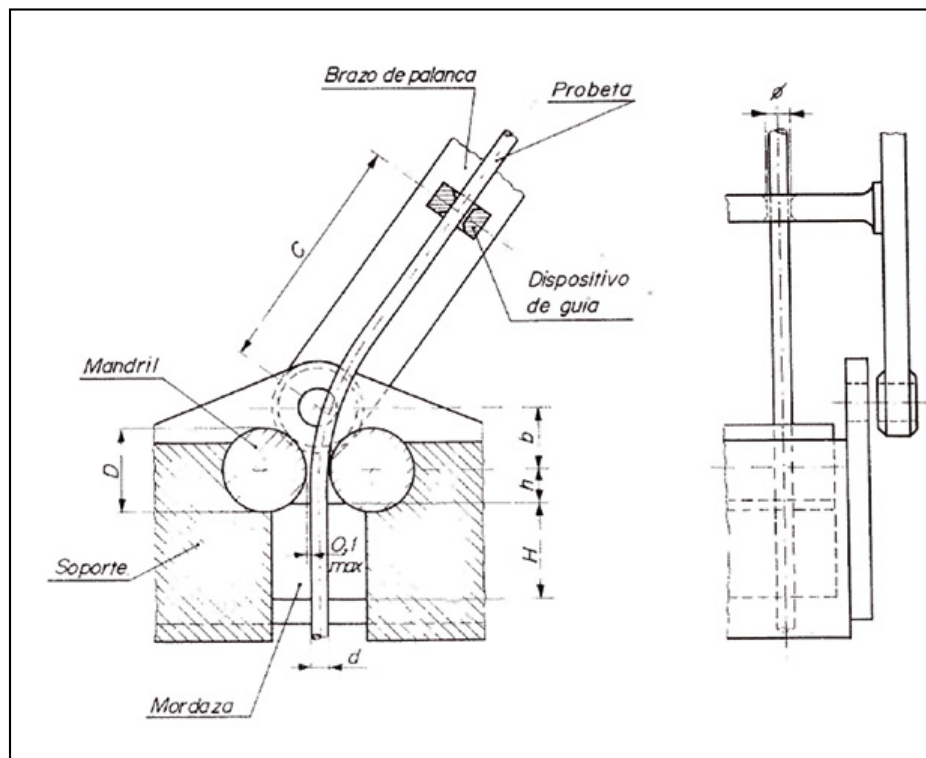


Figura 4. Esquema con los elementos esenciales de una máquina de doblado de alambre (AENOR 1980).

El **ensayo de tracción** se realizó siguiendo el procedimiento marcado por la norma UNE-EN ISO 15.630-3:2011 (AENOR 2011) apartado 5 y la norma UNE-EN ISO 6.892-1:2010 (AENOR 2010).

Consiste en someter a la probeta a un esfuerzo de estiramiento axial, generalmente hasta la rotura, en condiciones controladas y a una temperatura ambiente de $23 \pm 5^\circ\text{C}$.

Las probetas utilizadas fueron cortadas de los alambres suministrados por el fabricante, con una longitud aproximada de 60 cm y fueron protegidas en los extremos para evitar el daño de las mordazas.

Para la determinación del módulo de elasticidad y del límite elástico convencional (0,1 % y 0,2 %), se ha utilizado un **extensómetro** que tiene una base de medida de 50 mm (L_0).

El ensayo se realizó hasta la rotura de la probeta para poder determinar la **carga máxima** que soporta cada una de las probetas.

Para la acotación del alargamiento bajo carga máxima se consideró una base de medida de 500 mm, siguiendo lo indicado en la norma UNE 36.094:1997 (AENOR 1997).

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX en una máquina de 200 kN de capacidad con dos extensómetros dobles de 50 mm y 100 mm de base respectivamente (figura 3).

El ensayo de doblado alternativo se realizó sobre probetas de 18 cm de longitud aproximadamente.

Se ha efectuado hasta rotura de la probeta, siguiendo el procedimiento operatorio de la norma UNE-EN ISO 15.630-3:2011 apartado 7 (AENOR 2011).

A continuación se muestra un esquema con los elementos esenciales de una máquina de doblado de alambre (figura 4) y una fotografía de la máquina del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX (figura 5).

3. RESULTADOS

Los **ensayos de corrosión bajo tensión** para la **caracterización del material** dieron como resultado un valor medio del tiempo de rotura de 4,52 horas.

En base a estos valores se establecieron unos niveles de corrosión en los que las probetas no se rompían pero se corroían. Se fijaron 3 niveles alrededor de la media del tiempo de rotura: 4º nivel 4 horas de corrosión, 5º nivel 5 horas de corrosión y 6º nivel 6 horas de corrosión (figura 6).

En la figura 7 se puede observar la fractura típica de corrosión bajo tensión hallada en este trabajo y obtenida por **microscopía óptica**. La fractura no presentaba el aspecto de una rotura de carácter dúctil, sino más bien una apariencia de carácter frágil con ausencia total de estricción de la zona, aspecto típico de la rotura inducida por fragilización por hidrógeno.

Se puede ver que la primera etapa se inicia debido a una imperfección y evoluciona uniformemente en un plano con una pendiente muy pronunciada respecto al plano transversal hasta un tercio del diámetro y en la segunda etapa la fisura se extiende violentamente de forma arborescente a partir del punto medio de la primera. Esta segunda etapa es la consecuencia de la dispersión variable de la primera, fruto de la fuerza aplicada, mientras que la primera es el resultado del desarrollo creciente como consecuencia de la actuación conjunta de la carga y el medio corrosivo (Rodríguez, Saínz de Cueto, Morales y Pérez. En imprenta).

Se realizaron casi unos **30 ensayos de corrosión bajo tensión** con diferentes niveles de ataque, y posteriormente se llevaron a cabo 4 ensayos de tracción en cada uno de los niveles fijados y otros 4 ensayos de doblado alternativo también en los diferentes grados de corrosión. Los resultados obtenidos se van a usar para compararlos con los hallados para las muestras sin corroer.



Figura 5. Máquina para el ensayo de doblado alternativo.

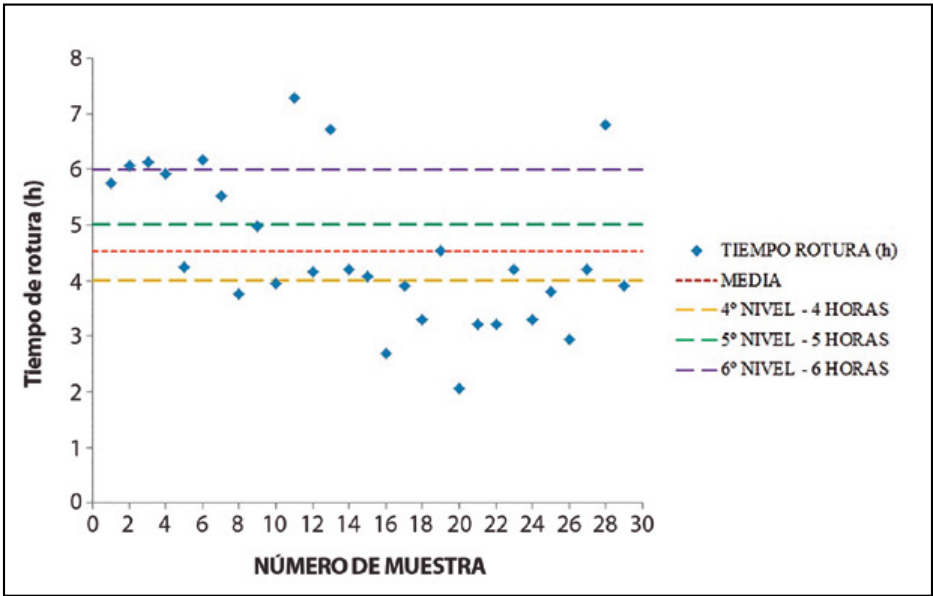


Figura 6. Valores del ensayo de corrosión bajo tensión y niveles de corrosión.



Figura 7. Imagen de rotura de desarrollo típico de corrosión bajo tensión vista transversalmente.

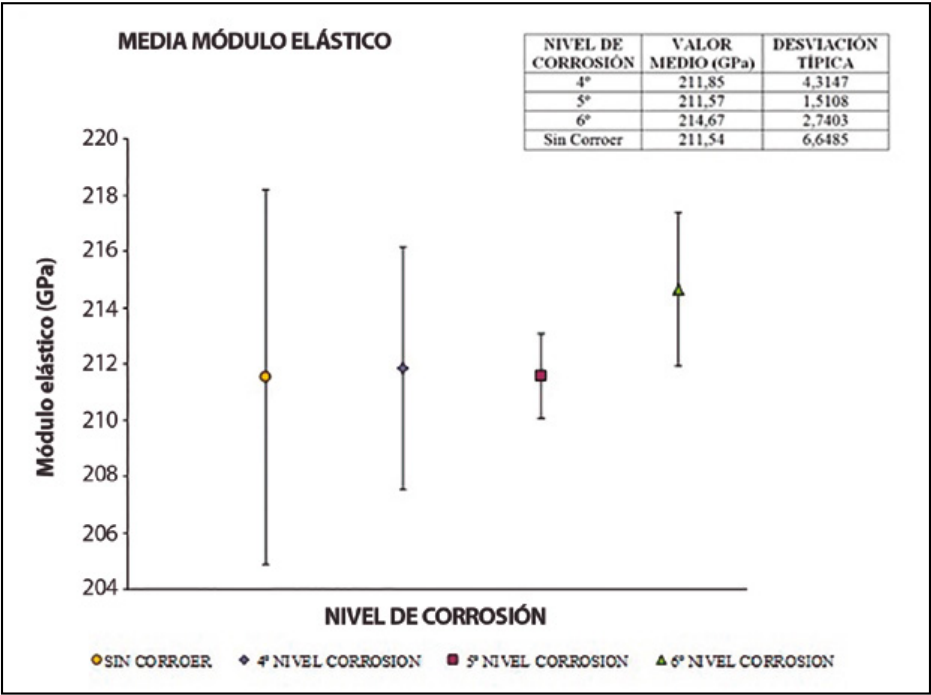


Figura 8. Valores medios para el módulo elástico según nivel de corrosión.

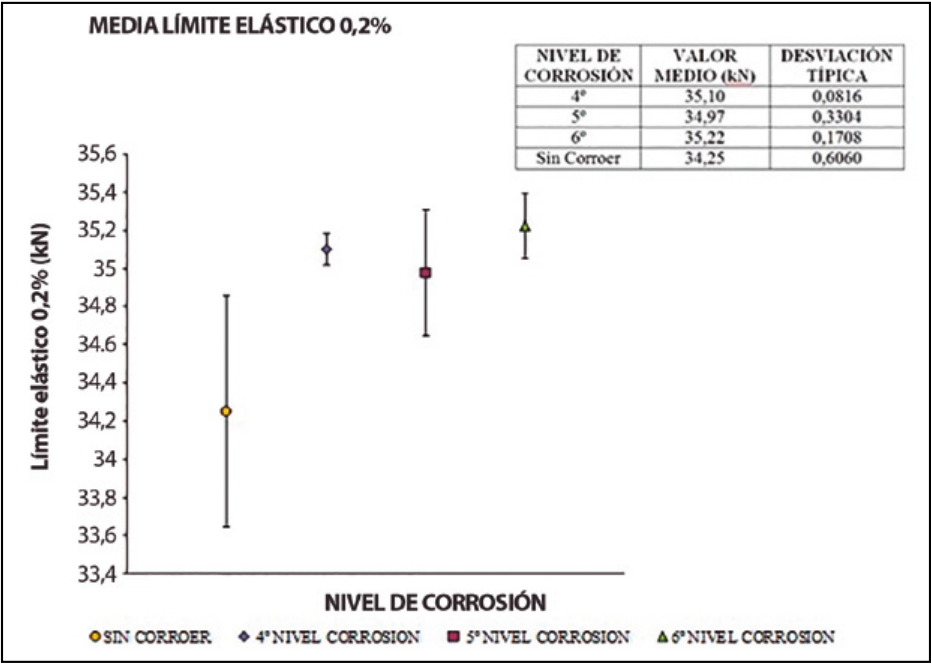


Figura 9. Valores medios para el límite elástico al 0,2 % según nivel de corrosión.

En el ensayo de tracción después de diferentes ataques de corrosión no se apreciaron diferencias significativas entre las muestras sin corroer y las muestras con un determinado grado de corrosión en los resultados de módulo elástico y límite elástico (figuras 8 y 9).

Como primer indicio, en el nivel de corrosión más alto se observó un cierto descenso del alargamiento bajo carga máxima desde 6,60 % para las muestras sin corroer, y 6,03 y 6,43 % en el cuarto y en el quinto nivel y hasta 5,41 % en este último, el sexto, porque existe en él una muestra con un valor de 2,93 % (figura 10).

En este mismo nivel de corrosión, el sexto, se advirtió una bajada, significativa pero muy escasa, de la carga máxima unitaria desde 1.903 MPa para las muestras sin corroer, y 1.954 y 1.952 MPa en el cuarto y en el quinto nivel hasta

1.941 MPa en este último porque existe en él una muestra con un valor 1.879 MPa (figura 11).

Esto parecía indicar que la corrosión bajo tensión afectaba más a la capacidad de deformación del acero de pretensado que al comportamiento resistente.

Las barras que se incluyen en estas gráficas se refieren al error del resultado calculado con su desviación típica y no a la incertidumbre de la medida.

A continuación se incluye la curva tensión-deformación (figura 12) donde se puede ver en rojo un alambre corroído en el último nivel conseguido y en línea discontinua un alambre sin corroer.

Se observa el mismo comportamiento que se ha explicado anteriormente, es decir, ese nivel de corrosión afectaba a la deformación en rotura más que a la capacidad

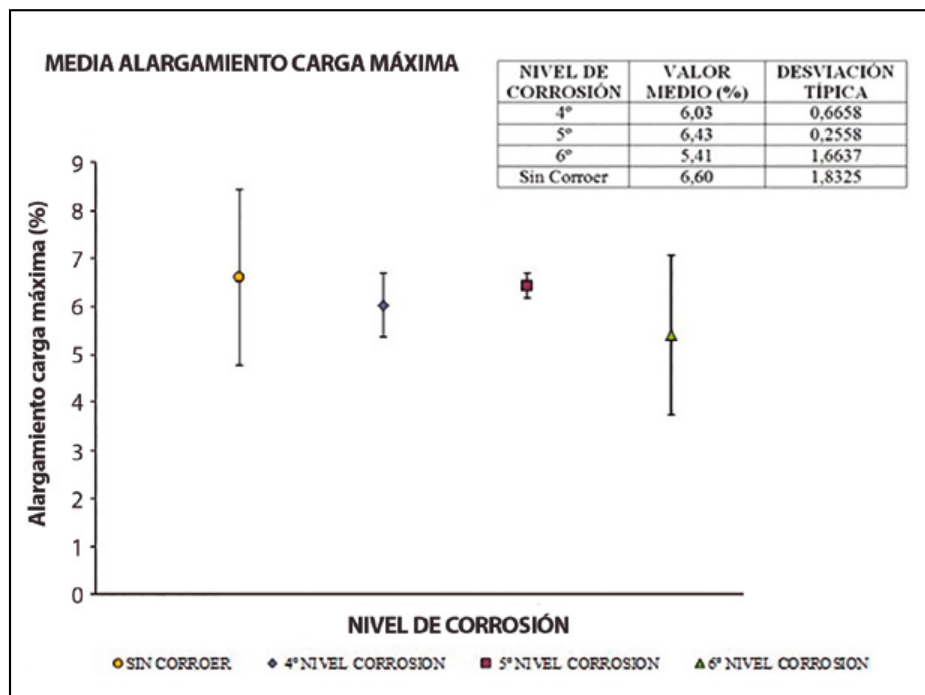


Figura 10. Valores medios para el alargamiento bajo carga máxima según nivel de corrosión.

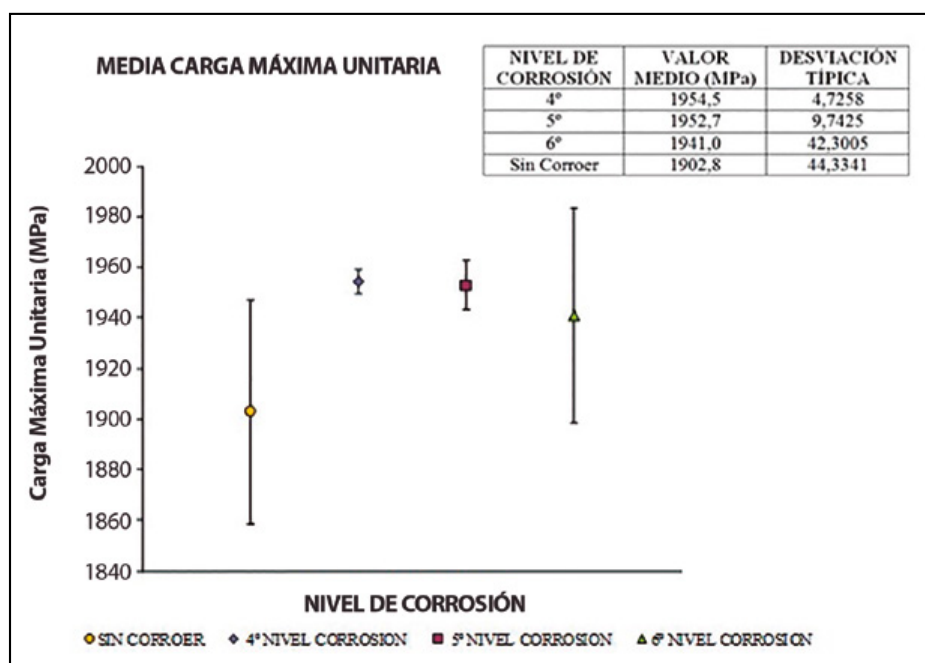


Figura 11. Valores medios para la carga máxima unitaria según nivel de corrosión.

resistente del material. Pero este caso representado aquí es un suceso extremo y por tanto el ensayo de tracción no era válido como herramienta de análisis.

Los resultados de **doblado alternativo** en cambio parecían indicar que se producen fenómenos de fragilización del material desde los niveles más bajos de corrosión (figura 13).

Es más, se puede decir que el efecto fue patente desde los primeros indicios ya que el acero atacado podía llegar a romperse desde el primer doblado, como es el caso del último nivel de corrosión conseguido con una media de 2 doblados.

Esto confirma que también frente al fenómeno de doblado la muestra corroída sufría una disminución alta en su aptitud a la deformación.

Igual que en el caso de tracción, las barras corresponden al error y no a la incertidumbre.

4. CONCLUSIONES

Por último, se expone el resumen de las conclusiones más relevantes de este estudio:

Como parte fundamental de esta investigación, para cuantificar el daño por corrosión en las propiedades de un acero de pretensado y poder evaluar su grado de ataque mediante ensayos mecánicos, se ha planteado como posibles herramientas de análisis los ensayos de tracción y doblado alternativo. Para ello se han realizado ataques previos de corrosión bajo tensión sobre unas 30 probetas para su posterior ensayo.

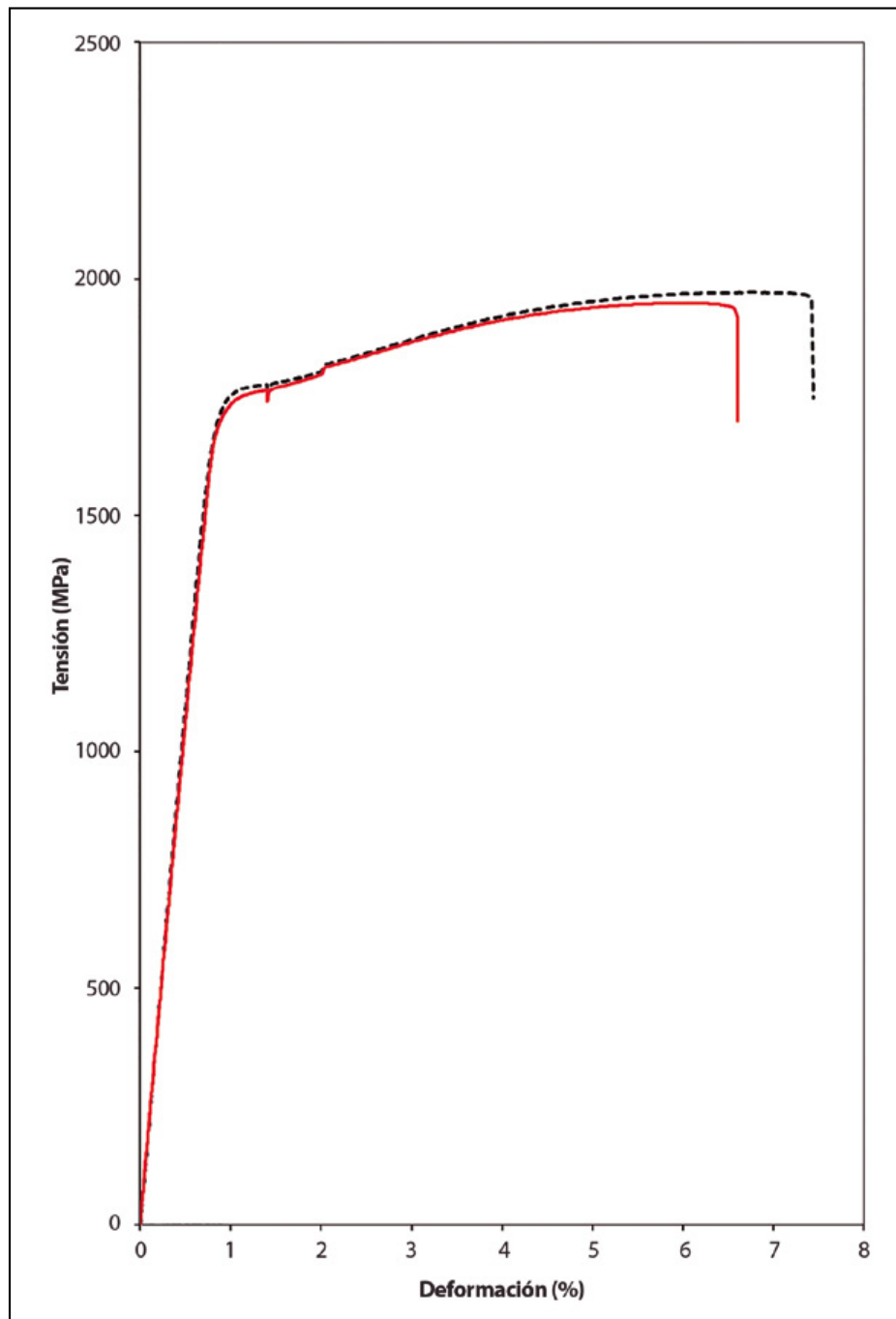


Figura 12. Curva tensión deformación para muestra corroída en el sexto nivel de corrosión y muestra sin corroer.

En el caso del **ensayo de tracción**, la conclusión a la que se llega es que no permite apreciar la caída de parámetros de resistencia y deformación hasta que se alcanzan patologías de corrosión avanzadas.

No se aprecian diferencias significativas entre las muestras sin corroer y las muestras con un determinado grado de corrosión en los resultados de módulo elástico y límite elástico. Como primer indicio, en el nivel de corrosión más alto se ha observado un cierto descenso del alargamiento bajo carga máxima y una bajada, significativa pero muy escasa, de la carga máxima unitaria. Esto hace señalar que la corrosión bajo tensión afecta más a la aptitud de deformación del acero de pretensado que a su resistencia.

Los resultados de **doblado alternativo** sugieren que se producen fenómenos de degradación del acero de

pretensado desde los primeros niveles de corrosión. Es más, se puede añadir que es evidente el daño causado ya que el material corroído es capaz de colapsarse desde el primer doblado lo que corrobora que frente al proceso de doblado el acero atacado sufre una gran reducción en su comportamiento deformacional.

Por lo tanto, para la valoración del deterioro por corrosión bajo tensión y/o fragilización del acero, se dispone de ensayos que no ofrecen capacidad de resolución. El ensayo de tracción ha demostrado que no es adecuado para evaluar el grado de corrosión del material estudiado pero existen otros ensayos que permiten apreciar los cambios experimentales desde progresiones más tempranas. Los ensayos de carácter alternante como es el caso del doblado alternativo proporcionan una herramienta para realizar un seguimiento del avance del daño.

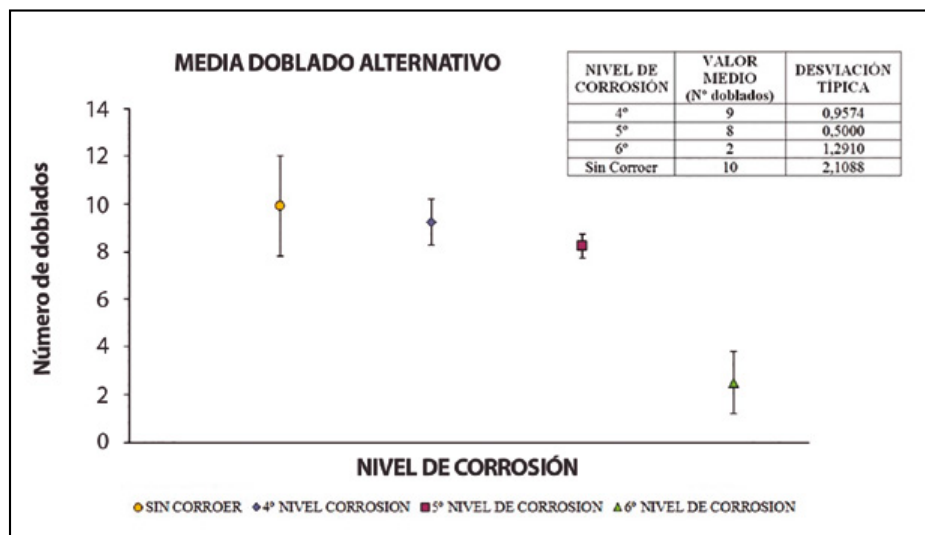


Figura 13. Valores medios para el número de doblados hasta rotura según nivel de corrosión.

5. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de investigación se ha llevado a cabo durante un contrato I+D otorgado por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. La autora desea agradecer al Laboratorio Central de Estructuras y Materiales los medios puestos a disposición y el apoyo recibido para la realización de este estudio y a EMESA Trefilería (Arteixo, La Coruña) por el suministro del acero utilizado en él.

6. REFERENCIAS

- [1] Galvele, J. R. (2001). Corrosión bajo tensión. Estado Actual del conocimiento. *Anales de mecánica de la fractura*, 18, 8-13
- [2] Feliu, S., y Andrade, M. C. (1991). *Corrosión y protección metálicas*. Madrid: CSIC.
- [3] Otero Huerta, E. (1997). *Corrosión y degradación de materiales*. Madrid: Editorial Síntesis.
- [4] Climent Beltrán, J. (1979). *Contribución al estudio de la corrosión fisurante bajo tensión de aceros al carbono de alta resistencia*. Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid (UCM).
- [5] Sainz de Cueto Torres, F. J. (2007). *Aceros estructurales y del hormigón para Técnicos de Laboratorio. Curso organi-*

zado por el Instituto Técnico de la Viabilidad del Transporte y el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Madrid.

- [6] AENOR (2011). UNE-EN ISO 15.630-3:2011. *Acero para el armado y el pretensado del hormigón. Métodos de ensayo. Parte 3: Acero para pretensar*. Madrid: Asociación Española de Normas.

- [7] Rodríguez Duro, L. (2015). *Evaluación del daño por corrosión bajo tensión en un acero de pretensado mediante condiciones experimentales de fatiga*. Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid (UCM).

- [8] AENOR (2010). UNE-EN ISO 6.892-1:2010. *Materiales metálicos. Ensayo de tracción. Parte 1: Método de ensayo a temperatura ambiente*. Madrid: Asociación Española de Normas.

- [9] AENOR (1997). UNE 36.094:1997. *Alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado*. Madrid: Asociación Española de Normas.

- [10] AENOR (1980). UNE 36.461:1980. *Ensayo de doblado alternativo de alambres de acero para armaduras pretensadas*. Madrid: Asociación Española de Normas.

- [11] Rodríguez Duro, L., Sainz de Cueto Torres, F. J., Morales Hortelano, M. A. y Pérez Trujillo, F. J. *Corrosión bajo tensión del acero de pretensado. Análisis mediante sollicitación de fatiga*. Monografías, Madrid: Servicio Editorial CEDEX (En imprenta).



Más allá del arco. Puentes de la modernidad

Catálogo de la exposición

Autores: Dolores Romero Muñoz... [et al.]

ISBN: 978-84-7790-567-7

Año: 2015

P.V.P.: 25 €

El catálogo de esta exposición aborda y muestra la evolución en la ejecución de puentes en la España de los siglos XIX y XX, conforme a la introducción de nuevos materiales: hierro fundido, acero y hormigón armado. El catálogo está formado por dos partes: Ensayos y Catálogo. Los ensayos han sido elaborados por ingenieros relevantes relacionados con el diseño de proyectos, la historia y la estética de los puentes españoles. Tal es el caso de Miguel Aguiló, Miguel Ángel Astiz, Leonardo Fernández Troyano, José Manuel Gállico y Javier Manterola. La parte del catálogo se divide en tres áreas: Puentes colgantes, Puentes de hierro y Puentes de hormigón, que muestran,

esencialmente, algunos de los más paradigmáticos puentes rectos realizados en los siglos XIX y XX (hasta 1950), así como su evolución histórica a través de la mejora del conocimiento estructural de los materiales con los que se construyeron.



Obras Hidráulicas de la Ilustración

Catálogo de la exposición

Autores: Dolores Romero Muñoz, Miguel Aguiló Alonso, Daniel Crespo

Delgado, Cristóbal Mateos Iguacel, Carlos Nárdiz Ortiz,

José Polimón López y Fernando Sáenz

ISBN: 978-84-7790-547-9

Año: 2014

P.V.P.: 10 €

Este catálogo aborda los grandes proyectos de canales artificiales ideados por los hombres de la ilustración española en su empeño por promover la mejora de las comunicaciones fluviales y así romper el aislamiento de las zonas interiores desconectadas de la periferia por la lógica de la geografía peninsular. En ese periodo histórico intelectuales, mandatarios e ingenieros apostaron por la construcción de canales artificiales como elemento esencial del sistema de transportes español, concibiéndolos, más allá de la navegación fluvial, como modelo y punto de partida de una nueva política de desarrollo

económico integral de las regiones más retrasadas de la España interior. Los ilustrados españoles vieron en estas nuevas vías de comunicación un motor de la economía al fomentar la repoblación, el aprovechamiento industrial mediante el uso de su caudal como fuerza motriz al servicio de molinos, batanes, fábricas de harina, en impulsor del regadío y la ganadería, además del transporte de mercancías de gran volumen. Pero los proyectos más o menos utópicos de los ilustrados chocaron inevitablemente con la realidad. Casos representativos de este planteamiento son Pedro Rodríguez de Campomanes y Gaspar Melchor de Jovellanos que, con una visión rayana en la utopía coincidente con las de Carlos Lemaire, Ramón de Pignatelli, Francisco Gabarrús, Guillermo Bowles y Antonio Ponz, entre otros, se sentían fascinados por las enormes posibilidades de transformación del territorio que ofrecía la construcción de los canales de Castilla o de Aragón, por poner dos ejemplos significativos. Apuesta arriesgada que buscaba solucionar el problema secular de una red de comunicaciones cuya insuficiencia entorpecía permanentemente el progreso y el desarrollo económico de nuestro país.

Estudios de Puentes históricos en el CEDEX. Estudio Histórico del Puente Internacional de Tuy sobre el río Miño (Pontevedra)

Studies on Historical Bridges at CEDEX. Historical Study on Tuy's International Bridge over the Miño River (Pontevedra)

Dolores Romero Muñoz^{*} y Miguel Ruiz Cabrero¹

Palabras clave

puentes; CEDEX; dirección general de carreteras; materiales; patologías; estructuras; geotécnica; hidráulica; historia;

Resumen

El año 2014 el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) firmó con la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento un Convenio de colaboración para llevar a cabo estudios técnicos e históricos en puentes de titularidad de dicha Dirección General, e identificados por ésta como dotados de valor histórico monumental desde el punto de vista de la preservación del Patrimonio de Obras Públicas en el ámbito de las infraestructuras de carreteras. El Convenio, con una duración de tres años, contempla el análisis de los puentes seleccionados con una novedosa aproximación integral, desde diversos puntos de vista, con el fin de acercarse a estas obras del pasado con criterios multidisciplinarios. Es decir, con una mirada sobre su tipología estructural, sus materiales constructivos, sus posibles patologías; el estado de su estructura y de su cimentación; los posibles descalses y su comportamiento hidráulico; y por último, sus características históricas con el fin de determinar la situación actual del puente y establecer una valoración patrimonial. Hasta la fecha, 2016, se ha trabajado sobre más de treinta puentes, en un trabajo coordinado en el que participan los siguientes centros del CEDEX: Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, el Centro de Estudios Hidrográficos, el Laboratorio de Geotecnia y el Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo. El presente artículo es una muestra del tratamiento histórico de un puente con un gran valor patrimonial a partir del informe elaborado por CEHOPU. Sirva el presente texto sólo como una muestra de los trabajos efectuados por los centros del CEDEX, que se dará a conocer con más detalle en un futuro.

Keywords

bridges; CEDEX; road department; materials; pathologies; structures; geotechnics; hydraulics; history;

Abstract

In 2014, an agreement of collaboration was signed up between the Research and Testing Centre for Civil Engineering (CEDEX), and the Department of Roadways of the Spanish Ministry of Public Works in order to carry out technical and historical studies on bridges managed by the aforementioned Department. Accordingly, the latter has proceeded to identify and list such bridges because of their monumental and historical value, and this has been done to guarantee the preservation of the Heritage of Public Works in the field of road infrastructure. The three-year agreement contemplates analysing the chosen bridges with an overall new approach, which aims to study the former from different points of view and following multidisciplinary criteria. Therefore, it entails approaching those same bridges by taking into consideration their structure and foundations; their possible mismatches and hydraulic behaviour; and lastly, their historical characteristics so as to determine their current state and heritage value. Up to 2016, it has been working on thirty bridges thanks to the joint collaboration of the Central Laboratory of Structures and Materials, the Centre for Hydrographical Studies, the Laboratory of Geotechnical Engineering and the Centre for Historical Studies of Public Works and Urbanism (CEHOPU). As a case in point, this article presents the procedures with regard to a valuable historical bridge resting on a report elaborated by CEHOPU. This is just an example of the works undertaken by different centres belonging to CEDEX, all of which will be let known in the foreseeable future.

1. CONTEXTO HISTÓRICO

En Tuy, la pérdida de su condición de capitalidad de la provincia de Pontevedra en 1833, produjo un cierto aletargamiento en la otrora espléndida y rica ciudad, bien situada a orillas del Miño, frontera natural con el cercano Portugal. Frontera militar y natural, escenario de conflictos pero

también de intercambios comerciales y culturales. Durante siglos las comunicaciones entre ambas riberas del Miño se efectuó con barcas, produciendo un tránsito de gran volumen de embarcaciones, siendo la hermosa ciudad de Tuy el paso natural del río desde Portugal hacia Santiago. Desde Tuy, sede catedralicia, y la ciudad compostelana se podía seguir la calzada romana que había señalado el paso de las corrientes de agua transversales a la depresión Meridiana.

Con vistas a recuperar el esplendor perdido varias personalidades tudenses de adopción impulsaron desde puestos relevantes en Madrid la idea de que el ferrocarril de

^{*} Autor de contacto: dolores.romero@cedex.es

¹ Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo, Cedex, Madrid, España.

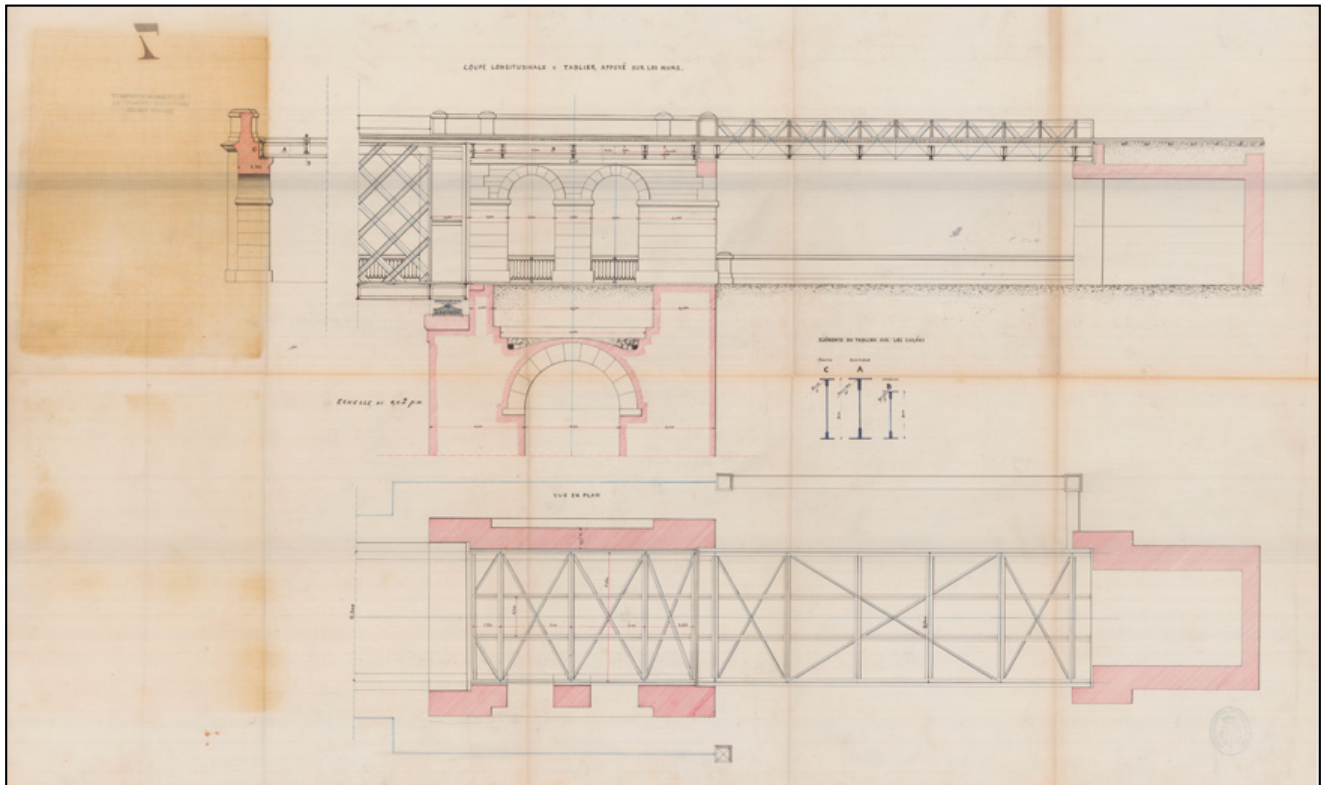


Imagen 1. Pont International de Tuy sur de Minho.Frontière Espagnole-Portuguese. Pont sur le Minho. Elevation General. 1881. Ministerio Educación, Cultura y Deporte. Archivo General de la Administración, sig. 25-07291-002.

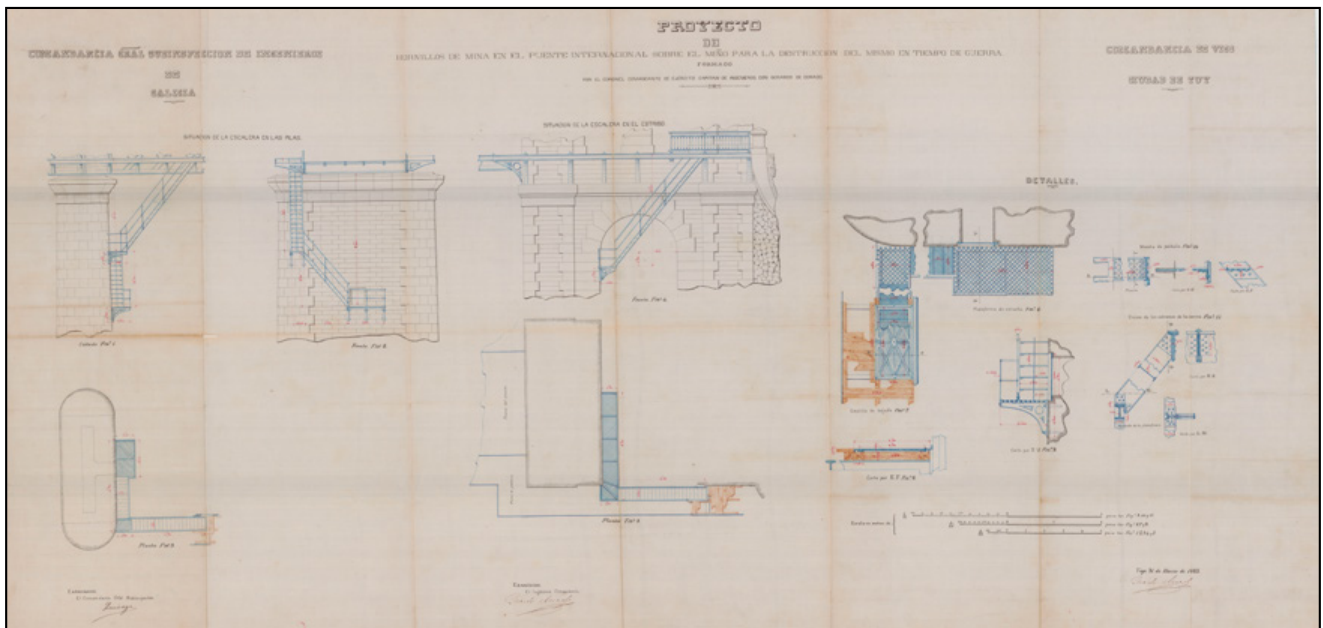


Imagen 2. Pont International de Tuy sur de Minho.Frontière Espagnole-Portuguese. Pont sur le Minho. Elevation General. 1881. Ministerio Educación, Cultura y Deporte. Archivo General de la Administración, sig. 25-07291-003.

Vigo llegase hasta la estación de Guillarey (Tuy) para desde allí atravesar el Miño hasta la margen portuguesa mediante un puente tendido sobre el río.

Tras diversas vicisitudes, el 31 de julio de 1879, ambas naciones acordaban el emplazamiento de la nueva estructura. Finalmente se convino la localización en Valença de Minho y Tuy, localidades cuyos ayuntamientos lo habían solicitado, eligiéndose esta alternativa entre las tres propuestas. Por la parte española, la ubicación definitiva fue aprobada por la Junta Consultiva celebrada el 25 de noviembre del mismo año, ratificada por Alfonso XII en marzo de 1880.

1.1. Historia de la tipología de viga celosía en hierro o acero

La tipología de un puente está íntimamente ligada a las características de los materiales que lo componen, de tal manera que es el material el que impone una forma, o a lo sumo un pequeño abanico de tipos. No obstante, en momentos de aparición de nuevos materiales, éstos se adaptan a tipologías propias de otros ya conocidos y utilizados, fase de transición que finaliza cuando las cualidades intrínsecas del nuevo material son descubiertas.

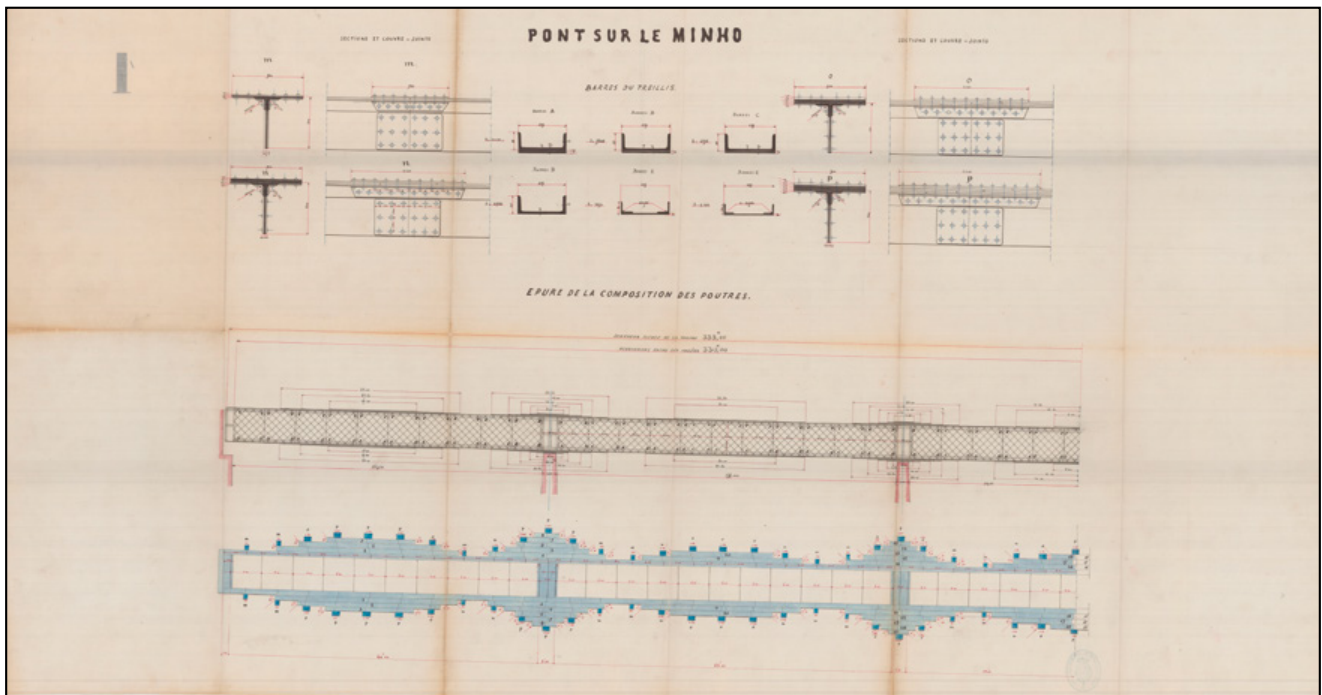


Imagen 3. Pont International de Tuy sur de Minho.Fronterre Espagnole-Portuguese. Pont sur le Minho. Elevation General. 1881. Ministerio Educación, Cultura y Deporte. Archivo General de la Administración, sig. 25-07291-004.

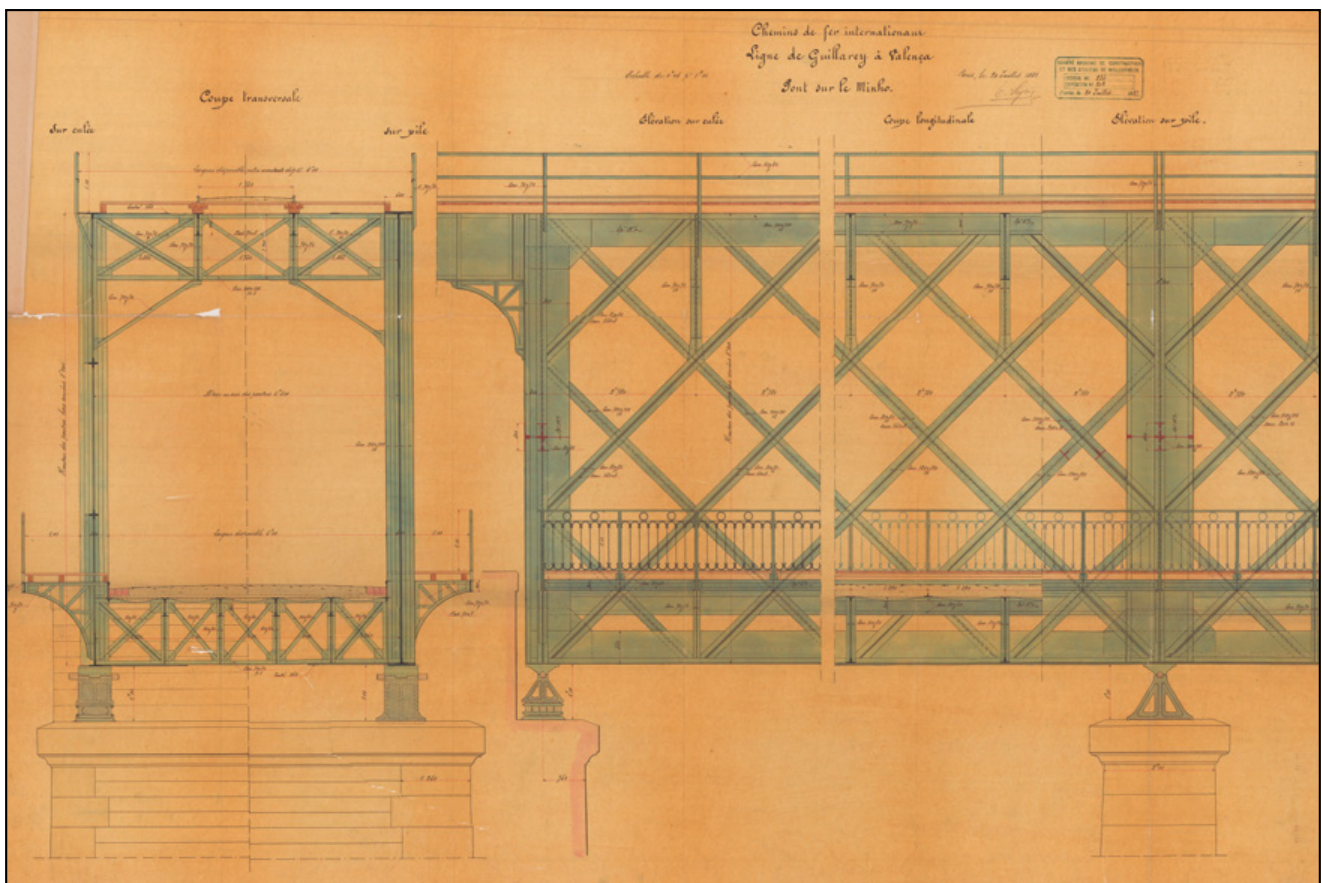


Imagen 4. Pont International de Tuy sur de Minho.Fronterre Espagnole-Portuguese. Pont sur le Minho. Elevation General. 1881. Ministerio Educación, Cultura y Deporte. Archivo General de la Administración, sig. 25-07291-36.

Steinman propone que las tipologías básicas se deducen de la observación de fenómenos naturales. Así, el tipo de puente en viga, y hasta el mismo concepto de puente, surge de un tronco de árbol caído y apoyado entre las dos márgenes de un río. La idea de puente colgante se inspira en las redes de ramas y lianas que se abrazan y entrelazan

de orilla a orilla; e incluso hay arcos naturales excavados por la erosión.

Los primeros puentes de hierro nacen en la cuna de la Revolución Industrial, en Inglaterra. El puente de Coalbrookdale, sobre el Severn, en 1779, fue construido por Abraham Darby, heredero de una saga de metalúrgicos. Tiene un arco

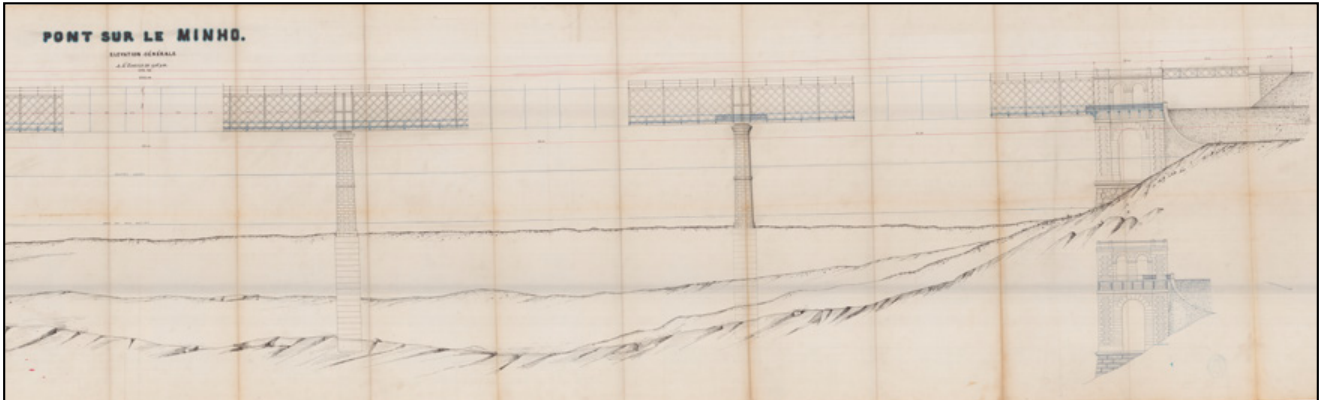
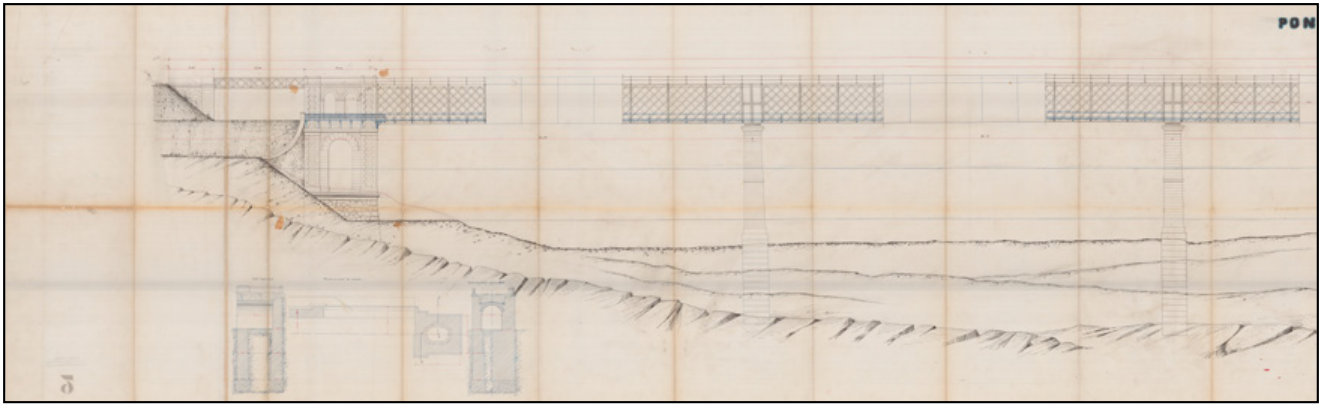


Imagen 5. Alzado del puente de Tuy, en *Pont International de Tuy sur de Minho.Frontière Espagnole-Portuguese. Pont sur le Minho. Elevation General*. 1881. Ministerio Educación, Cultura y Deporte. Archivo General de la Administración, sig. 25-07291-038-1-2.



Imagen 6. Inauguración del puente internacional en 1886. Archivo Histórico Provincial de Pontevedra.

principal semicircular de 30 m de luz. Coalbrookdale presenta todavía la forma propia de la piedra, con bloques de fundición haciendo las veces de dovelas de cantería.

A diferencia de la piedra, el hierro en sus diferentes formas, fundición, forja o acero, tiene una mayor flexibilidad en cuanto a los tipos estructurales que puede adoptar. En este sentido, disponemos de un amplio repertorio formal a partir del conocimiento de la historia de la ingeniería, mostrando cómo en una primera etapa se recurrió a la adaptación de modelos propios de la construcción en piedra o

madera con arcos metálicos que imitaban dovelas de fundición o celosías. El desarrollo tipológico de los puentes de celosía se inició en tiempos muy lejanos cuando Andrea Palladio recogía en su clásica obra *I quattro libri dell'architettura* (1570) un compendio de diseños de puentes de celosía en madera extraídos de otros tratados renacentistas.

Aunque en 1796 Thomas Telford construyó en hierro fundido el acueducto Longdon-on-Tern, este material no resistía bien las tracciones, con lo cual su empleo en vigas no se pudo acometer hasta 1830. En esta época, además, el



Imagen 7. Vistas del puente internacional de Tui.

precio de la fundición se normalizó tras la espectacular subida de los primeros años del siglo, bajando de veinte libras por tonelada a sólo cinco. Con ello el material entró rápidamente en todos los campos de la construcción y, en particular, en la del ferrocarril.

George Stephenson y su hijo Robert, figuras decisivas en la invención del ferrocarril a vapor, fueron los autores de los primeros puentes de vigas ferroviarios. Robert usó diversas formas: arcos, simples dinteles y el tipo “bows-tring”, es decir viga arqueada con tirante horizontal, utilizado en el High-Level Bridge sobre el Tyne (1850), para unir las ciudades de Newcastle y Gateshead, en el Noreste de Inglaterra.

Muy utilizados en Estados Unidos, los modelos de puentes en celosía multiplicaron sus patentes a lo largo del siglo XIX. Construidos de forma generalizada, ello provocó numerosos accidentes, aunque con el tiempo fueron mejorando su resistencia a partir de la aplicación de estudios y experimentación acerca del comportamiento de materiales y estructuras, con la sustitución de la fundición por el hierro forjado y posteriormente por el acero a finales del siglo.

Hacia 1850, la fundición empezó a ser reemplazada por el hierro forjado o laminado, en España conocido también como palastro. Este material aguantaba bien las tracciones y reveló idoneidad para resistir la flexión. Por primera vez se disponía de un material duradero, no como la madera, especialmente indicado para la construcción de vigas y celosías.

Los constructores de puentes han utilizado celosías para tres tipos estructurales básicos, madera, hierro o acero y hormigón armado, tanto para realizar sus paramentos principales como para los secundarios. En las vigas, la celosía se utiliza como disposición para construir la propia

viga, y en las muy grandes, cada uno de los elementos puede estar formado por numerosas celosías.

Las primeras celosías de hierro aparecieron en 1820 en Estados Unidos como evolución de las de madera en las que se introdujeron elementos de fundición y cadenas de hierro. Los tipos de celosía metálicas más conocidos son la Burr (1817), la Town en madera (1820), la Long (1830), la Howe (1840), la Whipple (1841), y la Pratt (1842), culminando con la Warren (1848) modelo que emplea el mínimo número de elementos y los organiza en triángulos equiláteros.

En España, a partir de mediados del siglo XIX, el material que va a determinar la imagen de los puentes de ferrocarril y de carretera, siguiendo los modelos ingleses y franceses, va a ser el hierro fundido primero, laminado después. A ello contribuyeron los intereses de las empresas extranjeras concesionarias, en contacto con una tecnología y una industria del hierro capaz de hacer frente a la demanda generalizada de un tipo de puente industrial. En virtud del Decreto Ley de 1885 que exigía el arancel no sólo a la exportación de los materiales, sino a la entrada del material fijo o móvil, suministrando ya elementos prefabricados, se unió la obligación de que la empresa adjudicataria realizase el proyecto constructivo. Esto acarreó la generalización de un tipo de puente de celosía sobre pilas de fábrica o metálicas en las líneas de ferrocarril y en las carreteras españolas.

Las nuevas redes de transporte dieron un gran impulso a la construcción de puentes de tramo recto, más fáciles y económicos sobre todo para pequeñas luces. Se utilizaba el principio de la viga continua usando las pilas como apoyos intermedios. Si la viga recta era de celosía se alcanzan luces considerables, como el puente sobre el Rin en Duisburg



Imagen 8. Negativo de foto del puente de Tui.

levantado durante la I Guerra Mundial (1914-1918), con una luz de 256 m. Este fue derruido en 1945 durante la ofensiva norteamericana, volado por los alemanes para impedir el avance del enemigo. En España destaca el Viaducto ferroviario del Salado, (1886), con tres vanos de 105 m. A partir de mediados de siglo, se generaliza el uso de puentes de viga recta y alma llena, muy especialmente en Alemania. En España el primer puente de alma llena fue el levantado sobre la ría de Eo en Oviedo. También se construyó en fecha temprana el de Lora del Río o el viaducto urbano de la calle Segovia en Madrid. Ésta constituyó una tipología más moderna al separarse de la ya clásica viga celosía.

Con todo, el aprovechamiento óptimo y generalizado de las posibilidades resistentes del acero, más allá de la confianza de que su empleo mejoraba la estructura, tuvo lugar después de la II Guerra Mundial. La reposición de puentes destruidos durante el conflicto, junto a la realización de amplios programas de construcción de infraestructuras en Europa, coincidieron con un desarrollo tecnológico clave. Se producen a gran escala los primeros aceros laminados de alta calidad, se perfeccionan los sistemas de soldadura, se abandona progresivamente la unión de elementos metálicos mediante roblonado, sustituidos por la soldadura y los tornillos

de alta resistencia y se establecen bases teóricas avanzadas para analizar el comportamiento estructural del material.

Entrado el siglo XX, las nuevas redes de autopistas dieron un gran impulso a la construcción de puentes de tramo recto, más fáciles y económicos sobre todo para pequeñas luces. Se utilizaba el principio de la viga continua usando las pilas como apoyos y no como estribos. Si la viga recta era de celosía se alcanzan luces considerables, como el puente sobre el Rin en Duisburg (1935) destruido en 1945 y con una luz de 256 m.

2. INFORME HISTÓRICO

El puente internacional de Tui se encuentra sobre el río Miño, uniendo las villas de Tui y Valença do Minho, a través de la carretera N-550 y de la línea de ferrocarril Orense-Vigo-norte de Portugal, comunicando ambos países. El

viaducto contemplaba el tránsito de los ferrocarriles por la vía superior y el de vehículos por la vía inferior, aprovechando el cajón formado por la estructura del tablero. (Plano del AGA con signatura 25/7291-039)

El proyecto tipo fue realizado por el ingeniero español Pelayo Mancebo y Agreda en 1879, antes por tanto de aprobarse el convenio entre España y Portugal, del que se incluye un plano con signatura 25/7291-037. En octubre de 1880, al objeto de atender a la subasta pública, se formó una comisión hispano-lusa compuesta por los ingenieros Mattos, Teixeira y Simoes de Carvalho, por la parte portuguesa, y Eusebio Page, Eduardo Godino Jimeno y un tal Mameto, por parte española. La obligación de la comisión era tramitar el procedimiento de adjudicación y selección del proyecto más ventajoso. Convocado el concurso internacional para la construcción del puente internacional de Tui, ocho fueron las empresas que presentaron proyecto, incluida la fundada por el insigne ingeniero francés Gustave Eiffel o la *Société Anonyme de Construction et des Ateliers de Willebroeck* de cuyo proyecto se presenta un plano del AGA con signatura 25/7291-36.

La opción elegida fue la de la belga *Société Anonyme International de Construction et d'Entreprise des Travaux Publics Braine-Le-Compte*. Ésta introdujo algunas modificaciones en el proyecto inicial, entre las que cabe señalar la sustitución de las pilas metálicas tubulares por otras de fábrica para abaratar costes. Los ingenieros de la empresa concesionaria, Ernesto Rolín y Augusto Cazaux, quienes dirigieron las obras junto con el español Andrés Castro Teijeiro, habían demostrado su experiencia en la construcción de grandes viaductos como el de Redondela o el de la calle Segovia en Madrid. (Ver planos adjuntos del AGA con signatura 25/7291-002; 25/7291-004)

Las dimensiones de este puente de vigas de celosía múltiple, con cinco tramos metálicos, de 69 m de luz los tres centrales y 63,50 los dos laterales, todos en acero, lo convierten en la mayor estructura metálica ferroviaria levantada en Galicia, con 363 metros de longitud. Las pilas de fábrica, de 3,85 m de ancho, fueron cimentadas por el sistema de aire comprimido. Con estribos también de fábrica, el sistema elegido fue el llamado Howe, que permitía hacer

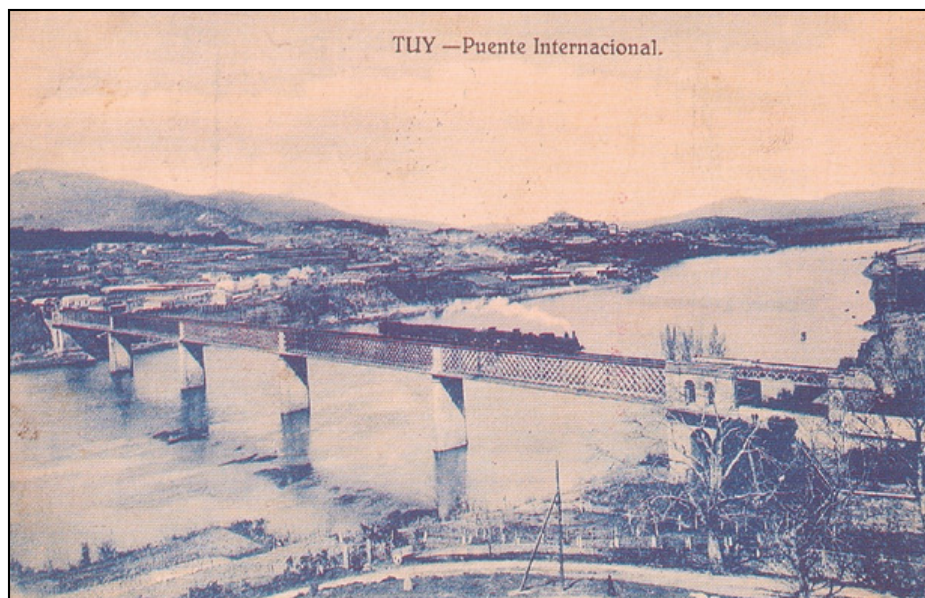


Imagen 9. Vista del Puente del Tuy el día de su inauguración.

una gran celosía en cajón. Los vanos metálicos del puente se elevan hasta 15 m de luz para permitir el paso del ferrocarril por el tablero superior y facilitar el tránsito por la carretera por el tablero-cajón. Ver planos del AGA con signatura 25/7291-038-01/2; 25/7291-038-02/2 y 25/7291-037.

Como medida preventiva para casos de confrontación bélica, en el puente se dispusieron unos calderos que permitiesen volarlo (signatura 25/7291-003). Algo no tan descabellado pues, como se sabe, en todos los conflictos armados los puentes han sido considerados objetivos prioritarios.

El puente de Tuy supone un ejemplo técnicamente notable pero además representa el mayor valor que poseen estas estructuras al comunicar España y Portugal en su frontera norte. En la actualidad existen otros puentes más modernos, pero históricamente éste cambió muchos aspectos sociales. No fue fácil su construcción, y sobre todo su ubicación, asunto que despertó un encendido debate sobre la necesidad que tenía Galicia de mejorar sus vías de comunicación, lo que dio lugar al apoyo de la prensa escrita como *“La Ilustración Gallega y Asturiana”* o *La voz de Galicia* con una incierta descripción del puente levantado, pues las medidas eran aún mayores que las descritas:

“Consta de cinco tramos de celosía, Los dos tramos laterales miden una luz de 61 metros, y los centrales de 66 metros entre los paramentos de los apoyos. Y asienta sobre cuatro pilas, dos estribos de 10 metros y dos viaductos laterales de 15 metros cada uno sobre las avenidas de acceso al tablero inferior destinado a carretera. Su altura desde el tablero superior sobre el lecho del río, es de 23 metros en crecidas ordinarias, y la altura media de las cimentaciones es de 14 a 22 metros”.

La parte metálica fue construida en los talleres belgas de la sociedad Braine-le-Compte. Y en todas las pilas se han construido hornillos. Como medida preventiva para casos de guerra.

Los estribos principales están formados en la parte inferior por dos pilastras y un arco de 4 metros, y en la superior por arcos elegantísimos. Terminan los estribos en

cornisa de cantería moldeada. La vía, por su parte, está asentada sobre traviesas de roble, elevadas con tirafondos”.

3. VALOR PATRIMONIAL

Como puede verse, Tuy constituye un notable ejemplo histórico que muestra como un puente bien resuelto e insertado en su entorno ofrece al espectador una sensación de que, si la obra no existiese el río y la ciudad quedarían incompletos y desasistidos. Cuando se produce esta integración, el puente trasciende el plano de la técnica y se convierte en cultura memorable e incluso en arte. Adquiere un valor patrimonial comparable al artístico o al literario, aunque, sin duda, mucho menos conocido. Por ello para cualquier observador avisado el puente de Tuy contiene un alto valor patrimonial alto.

4. CRONOLOGÍA

Presentado el primer proyecto en 1879. Iniciado en 1881 fue finalizado en 1884, e inaugurado oficialmente en 1886.

5. FUENTES DOCUMENTALES E HISTÓRICAS

Para el estudio del Puente se ha llevado a cabo una labor de investigación en los siguientes archivos.

5.1. Archivo Central del Ministerio de Fomento

No se ha encontrado documentación de carácter histórico.

5.2. Archivo General de la Administración

Se ha encontrado documentación histórica referente a los proyectos presentados en 1879, 1881 y 1883:

Pont International de Tuy sur de Minho. Frontière Espagnole-Portuguese. Documents Memoire et plans. 1881. Signatura AGA 25-07291-001

Chemins de fer international Ligne Guillarey a Valença. Pont sur le Minho. Coupe Transversale/ Elevation sur le culée/Coupe longitudinale/Elevation sur pile. Presentado por la empresa *Société Anonyme de Construction et des Ateliers de Willebroeck*, el 20 de julio de 1881. Signatura AGA 25-07291-036.

Plano General del trazado comparativo del ferrocarril de Guillarey a Valença. Madrid, 12 de julio de 1879. Signatura AGA 25-07291-039.

Plano 2. *Pont sur le Minho. Elevation General.* 1881. En dos partes Signatura AGA 25-07291-038-1-2 // AGA 25-07291-038-1-2.

Plano 3. *Ferrocarril de Guillarey a Valença por Tuy. Puente sobre el Minho. Disposición del Tablero del Viaducto.* Firmado por Pelayo Mancebo, 22 de julio de 1879. Visto bueno de Eugenio Page. Aprobado por Real Orden de esta fecha 16 de febrero de 1880. Firma ilegible. Signatura AGA 25-07291-037.

Plano del *Proyecto de hornillos de mina en el puente internacional sobre el río Minho para la destrucción del mismo en tiempo de guerra.* Comandancia de Vigo. 31 de marzo de 1883. Signatura AGA 25-07291-003.

Pont sur le Minho. Barres du treillis // Epure de la composition des Poutres / Éléments du tablier sur les culées.. AGA 25-07291-004.

Tablier appuyé sur les murs. Coupe Longitudinale et vue en plan. AGA 25-07291-002.

5.3. Archivo Histórico Provincial de Pontevedra

6 fotografías antiguas del puente, entre ellas del día de la inauguración.

6. BIBLIOGRAFÍA

Aguiló Alonso, M. (2007). *El carácter de los puentes españoles.* Madrid: ACS.

Aguiló Alonso, M. (2008). *Forma y tipo en el arte de construir puentes.* Madrid: Abada.

Arenas de Pablo, J. J. (2002). *Caminos en el aire: los puentes.* Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2 vols. (Colección Ciencias, Humanidades e Ingeniería, 57).

Chías, P., y Abad, T. (1994). *Puentes de España.* Madrid: Fomento de Construcciones y Contratas.

Fernández Casado, C. (1933). Teoría del arco, experiencias en arcos de puentes. *Revista de Obras Públicas* (2612): 3-9.

Fernández Casado, C. (1968). *Construcción de viaductos de hormigón pretensado.* Barcelona: Autopistas Concesionaria Española, S.A.

Fernández Casado, C. (2008). *Historia del puente en España: puentes romanos*, (2ª ed.), Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos: Doce Calles.

Fernández Troyano, L. (1999). *Tierra sobre el agua: visión histórica universal de los puentes.* Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

González Tascón, I. (2005). *Historia del transporte en España.* Madrid: Ineco- Tifsa.

González Tascón, I. (2008). *Historia de la ingeniería civil en España*, (edición de Isabel Velázquez con la colaboración Beatriz González Presmanes), Madrid: Ineco-Tifsa.

Lanza, C. (2009). *El arco como excusa: cosas y formas en la ingeniería del transporte.* Madrid: Ineco-Tifsa.

Manterola Amisén, J. (2007). Discurso de recepción en la Real Academia de Bellas Artes de San Fernando el día 17 de diciembre de 2006. Relación entre la estructura resistente y la forma. Notas en torno a la valoración estética de los puentes. *Revista de Obras Públicas*, 154 (3476): 23-40.

Martínez Vázquez de Parga, R. (2003). El patrimonio de las obras públicas. *Revista de Obras Públicas*, 150 (3438): 79-82.

Navarro Vera, J. R. (2001). El puente moderno en España: 1850-1950. Madrid: Fundación Juanelo Turriano, 2 vols.

Ribera Dutaste, J. E. (1929-1932). Puentes de fábrica y puentes de hormigón, (2ª ed), Madrid: Tall. Herrera.

Ribera Dutaste, J. E. (1905). Puentes metálicos en arco y de hormigón armado. *Revista de Obras Públicas*, 1897-1905.

7. AGRADECIMIENTOS

Se agradece la colaboración de la Dirección General de Carreteras en la realización de los trabajos objeto del Convenio antes citado, y en especial de D. Álvaro Navareño y D. Emilio Criado, técnicos de dicha Dirección General. Igualmente se agradece la colaboración del Archivo General de la Administración y del Archivo Histórico Provincial de Pontevedra, para la búsqueda de documentación histórica del puente objeto de este artículo.

Asimismo, queremos agradecer al equipo del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX su encomiable labor de dirección y coordinación de los trabajos de Estudios de Puentes.

Herramientas para la predicción, optimización y control de depuradoras aplicadas a sistemas MBR

Tools for prediction, optimization and control of WWTPs applied to MBR systems

Luz Marina Ruiz Hernández¹; Jorge Ignacio Pérez Pérez¹; Gustavo Calero Díaz²; José María Torre-Marín²; Juan Antonio Vico Jiménez²; Miguel Ángel Gómez Nieto^{1*}

Palabras clave

calibración; fangos activos; modelización; optimización; respirometría; simulación; MBR;

Resumen

El trabajo presenta un análisis teórico de escenarios para un sistema de biorreactor de membrana aplicado a depuración de aguas residuales urbanas, empleando el simulador WEST y el modelo de fangos activos ASM3 previamente calibrado. Los resultados demuestran la influencia que variables como el tiempo de retención celular, la temperatura o la carga orgánica tienen sobre la tasa de consumo de oxígeno, la biomasa, la degradación de materia orgánica o la nitrificación/desnitrificación, llegando a conclusiones útiles para la selección de variables operacionales o para el diseño y optimización de la aireación. Es destacable la importancia de llevar a cabo una correcta caracterización del influente cuando se realizan estudios de este tipo, ya que una mala estimación de sus fracciones puede llevar a errores en la descripción del proceso y el diseño.

Keywords

calibration; activated sludge; modelization; optimization; respirometry; simulation; MBR;

Abstract

A theoretical analysis of scenarios for a membrane bioreactor system applied to urban wastewater treatment was carried out with the commercial simulator WEST and the activated sludge model ASM3 previously calibrated. The results showed the influence that variables such as sludge retention time, temperature and organic loading have on the rate of oxygen consumption, biomass, organic matter degradation or nitrification/denitrification processes and led to useful conclusions for the selection of operational variables or the design and optimization of the aeration system. The importance of carrying out a correct characterization of the influent has been highlighted, since a bad estimation of the characteristics can lead to significant differences in process description and design.

1. INTRODUCCIÓN

Los sistemas basados en el uso de membranas sumergidas (MBR) para el tratamiento de aguas residuales urbanas, combinan el proceso convencional de fangos activos con una separación física mediante membranas. Esta tecnología ha sufrido un gran desarrollo desde su aparición gracias a las ventajas que tienen frente a los sistemas convencionales, tales como la elevada calidad del efluente obtenido, menores requerimientos de espacio y menores problemas en la separación sólido-líquido. Sin embargo, hoy día sigue siendo necesario ampliar el conocimiento sobre el proceso y su respuesta ante situaciones adversas tales como cambios bruscos de temperatura, alteraciones en las características del influente o de las condiciones operacionales, ya que disponer de este conocimiento permitirá mejorar, optimizar y adaptar su diseño para una mayor implementación de estos sistemas.

En las últimas décadas, se han utilizado herramientas de cálculo numérico como MATLAB o MATHEMATICA (Ruiz *et al.*, 2015) o simuladores comerciales como AQUASIM (Hocaoglu *et al.*, 2013), BIOWIN (Liwarska-Bizukojc y Biernacki, 2010) o WEST (Galleguillos *et al.*, 2011) para la simulación de los procesos de depuración de aguas residuales. Por un lado, los simuladores de propósito general como MATLAB/Simulink son simuladores que tienen una alta flexibilidad pero requieren que el modelador aporte los modelos a utilizar y exigen mayores conocimientos previos. Por otro lado, los simuladores específicos suelen disponer de una extensa librería de modelos predefinidos de procesos unitarios que permite configurar el proceso a simular conectando bloques. Sin embargo, estos últimos tienen el peligro de que el usuario que simula configuraciones de proceso sin un completo entendimiento de la estructura del modelo pueda obviar fácilmente las suposiciones y limitaciones aplicables a cada caso en particular. En ambos casos, son herramientas de gran utilidad para explorar las distintas alternativas de diseño, optimización y control de estaciones depuradoras de aguas residuales (EDARs) sin necesidad de perturbar el funcionamiento de la instalación ni hacer frente al tiempo y coste que conllevaría la valoración experimental (Ferrer *et al.*, 2008).

* Autor de contacto: mgomezn@ugr.es

¹ Grupo de Investigación Tecnologías para la Gestión y el Tratamiento del Agua, Departamento de Ingeniería Civil e Instituto del Agua, Universidad de Granada, Granada, España

² Empresa Municipal de Agua de Granada (EMASAGRA), Granada, España.

Un modelo matemático sólo es útil si está calibrado y validado para el sistema que se pretende estudiar (Keesman *et al.*, 1998). Esto implica que algunos de los parámetros cuyos valores por defecto vienen dados en dicho modelo sean modificados con el fin de ajustar y optimizar los resultados de la simulación a un conjunto de datos obtenidos experimentalmente. Basándose en la experiencia, es posible afirmar que generalmente sólo es necesario modificar unos pocos parámetros y que su valor no cambia drásticamente para diferentes sistemas de tratamiento de agua residual (Liwarska-Bizukojc y Biernacki, 2010; Ruiz *et al.*, 2015). Sin embargo, la selección de aquellos parámetros que han de ser modificados es una tarea difícil y por ello la calibración suele estar basada en un análisis de sensibilidad previo que aporte información sobre aquellos parámetros cuya influencia sobre el sistema es elevada (Machado *et al.*, 2009).

La calibración del modelo se puede realizar mediante cálculos matemáticos o por determinación experimental con técnicas respirométricas que permiten obtener el valor de las constantes cinéticas y estequiométricas más influyentes del modelo. Se puede definir la respirometría como la medida e interpretación de la velocidad con la que los microorganismos consumen oxígeno bajo condiciones experimentales bien definidas (Spanjers *et al.*, 1998) y su importancia radica en que el consumo de oxígeno es directamente proporcional tanto al crecimiento de la biomasa como a la pérdida del sustrato, permitiendo, por tanto, obtener información relativa a los procesos biológicos que se dan en un sistema de fangos activos. Actualmente está considerada como una de las herramientas fundamentales para el análisis y control de EDARs, siendo su principal inconveniente que todos los métodos respirométricos requieren una interpretación basada en el modelo y demandan softwares específicos y personal cualificado.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

La instalación experimental en la que se ha basado este estudio consiste en un sistema MBR (14 m³/d) instalado en la EDAR-Sur de Granada, gestionada por EMASA-GRA (figura 1). La instalación emplea membranas planas de microfiltración (MS50, KUBOTA), con tamaño medio

de poro de 0,4 µm, hidrofóbicas y fabricadas en polietileno clorado (PE). Se alimenta con el influente procedente del pretratamiento de la EDAR y presenta tres reactores (anóxico, aireado y membranas) en la configuración de pre-desnitrificación. Todos ellos están contruidos en PRFV y tienen volúmenes de 3,9 m³ para anóxico (regulable para mantener un volumen del 25 % con respecto al total), hasta 9 m³ el aerobio (según la altura seleccionada) y 3.6 m³ el de membranas. La instalación está totalmente automatizada y controlada gracias a un sistema de supervisión basado en SCADA Intouch 10 (Wonderware) y a una serie de sensores cuya finalidad es poder llevar un control continuo del proceso.

Los principales parámetros del proceso controlados han sido la concentración de TSS del fango activo y las concentraciones de DQO y compuestos nitrogenados del efluente. Así mismo, para caracterizar el influente se han analizado las concentraciones de TSS, DQO, DBO₅ y compuestos nitrogenados. Todos estos análisis se han realizado siguiendo los protocolos estándar (APHA, 2012). Los análisis se realizaron a muestras compuestas de influente y efluente, tomadas con frecuencia horaria y manteniéndolas a una temperatura constante de 4 °C en ausencia de luz solar. Las muestras de fango activo para la determinación de las concentraciones de TSS y VSS y para los ensayos de respirometría se tomaron de forma puntual en el momento previo a su análisis.

Para la caracterización del influente y la calibración de los parámetros cinéticos y estequiométricos más representativos del modelo se utilizó una unidad de respirometría con la que se calculó la constante de decaimiento de la biomasa heterótrofa (b_{H,O_2}) y el rendimiento de la biomasa heterótrofa (Y_H) y se fraccionó la DQO biodegradable del influente (SURCIS S.L), mientras que con una segunda unidad (BioCalibra, CALAGUA), se determinaron las constantes heterótrofas de Monod ($\mu_{H,max}$ y K_s). Durante los ensayos respirométricos encaminados a la obtención de parámetros relativos a la biomasa heterótrofa, se añadió alitiourea para inhibir el proceso de nitrificación.

Para el análisis de escenarios se empleó el simulador WEST, siguiendo los siguientes pasos para implementar y simular una planta real: a) Configuración gráfica del proceso (figura 2): definir el diseño físico del sistema y sus



Figura 1. Visión general de la instalación experimental de microfiltración.

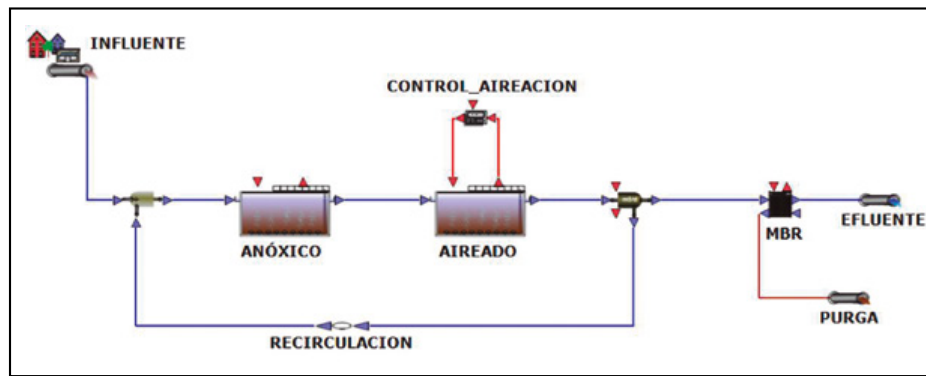


Figura 2. Configuración de la instalación en WEST.

Tabla 1. Ranking de sensibilidad

Ranking sensibilidad	S_s	S_{NH}	S_{NO}	TSS	OUR
1	θ_{KH}	$\theta_{\mu A, max}$	$\theta_{\mu A, max}$	θ_{bH, O_2}	θ_{bH, O_2}
2	θ_{bH, O_2}	θ_{bA, O_2}	$\theta_{\mu H, max}$	$i_{TS, BM}$	$\theta_{\mu A, max}$
3	k_H	$\mu_{A, max}$	K_O	b_{H, O_2}	b_{H, O_2}
4	K_X	$\theta_{\mu H, max}$	θ_{bA, O_2}	γ_H	γ_H
5	$\theta_{\mu A, max}$	θ_{bH, O_2}	θ_{KH}	γ_{STO}	γ_{STO}
6	b_{H, O_2}	γ_A	$\mu_{A, max}$	θ_{bA, O_2}	$\theta_{\mu H, max}$
7	$\theta_{\mu H, max}$	θ_{KH}	$\mu_{H, max}$	γ_A	θ_{KH}
8	γ_H	$K_{A, O}$	γ_A	θ_{bSTO, O_2}	θ_{kSTO}
9	θ_{bA, O_2}	K_O	b_{A, O_2}	$\theta_{\mu H, max}$	θ_{bA, O_2}
10	γ_{STO}	γ_H	θ_{bH, O_2}	θ_{KH}	K_O

características (tamaño de las unidades, volúmenes, caudales, etc.); b) Recogida de datos de las características del influente, funcionamiento de la instalación, condiciones de operación y datos hidráulicos para definir el sistema; c) Calibración y verificación el modelo seleccionado previo a su utilización. Se seleccionó el modelo ASM3 de la IWA (Gujer *et al.*, 1999) y para la calibración se ha seguido el protocolo WERF (Melcer *et al.*, 2003).

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Análisis de sensibilidad y calibración del modelo

Se ha llevado a cabo un análisis de sensibilidad (tabla 1) para los siguientes parámetros de salida: concentración de TSS en el fango activo, DQO, NH_4^+ y NO_3^- en el efluente y tasa de consumo de oxígeno (OUR). Los resultados obtenidos indicaron que las constantes que más influyen sobre estos parámetros son la constante de decaimiento (b_{H, O_2}) y el rendimiento de la biomasa heterótrofa (γ_H). Estos resultados coinciden con los de otros autores que además incluyen la tasa máxima de respiración de la biomasa heterótrofa $\mu_{H, max}$ (Ekama y Wentzel, 2008; Galleguillos *et al.*, 2011). Es por ello que el trabajo de calibración se ha centrado principalmente en estimar mediante respirometría el valor de estas constantes.

Además de b_{H, O_2} e γ_H , las constantes de Monod ($\mu_{H, max}$ y K_S) también han sido calibradas mediante respirometría, ya que suelen requerir calibración cuando el influente contiene una significativa cantidad de agua residual industrial y es muy biodegradable, lo que obliga a incrementar los valores de K_S y de $\mu_{H, max}$ (Liwarska-Bizukojc *et al.*, 2011).

Además, ha sido necesario calibrar las constantes de semi-saturación para el oxígeno (K_O y $K_{A, O}$) hasta ajustar los consumos de oxígeno. Estos parámetros son de gran importancia especialmente en simulaciones dinámicas (Liwarska-Bizukojc y Biernacki, 2010).

La tabla 2 recoge las constantes modificadas durante la calibración para conseguir el ajuste de los parámetros de salida. El criterio seguido para esta calibración ha sido utilizado por Liwarska-Bizukojc *et al.* (2011) y consiste en validar la calidad de la calibración comprobando que los valores simulados estén dentro del intervalo de confianza ($\pm 15\%$) estimado a partir de los valores experimentales (Ruiz *et al.*, 2015).

Tabla 2. Constantes del modelo ASM3 modificadas durante la calibración

Constante	Valor por defecto	Valor calibrado
b_{H, O_2}	0,20	0,10
γ_H	0,63	0,65
$\mu_{H, max}$	2,00	2,39
K_S	2,00	44,27
K_O	0,20	0,50
$K_{A, O}$	0,50	1,00

Una vez calibrado el modelo, se llevaron a cabo varias simulaciones durante diferentes periodos para comprobar y validar la calibración. En todos los casos se consiguió un buen ajuste de las predicciones con respecto a los datos experimentales.

3.2. Aplicación práctica: Análisis de escenarios

La aplicación práctica del trabajo realizado anteriormente consiste en simular la instalación experimental con el modelo ASM3 (Gujer *et al.*, 1999) previamente calibrado y analizar distintos escenarios posibles para evaluar de manera teórica la respuesta del sistema ante cambios en determinadas variables operacionales o de diseño. En este estudio se han realizado distintas simulaciones modificando el valor de una única variable en cada una de ellas (tabla 3).

A partir de los resultados obtenidos se observa en primer lugar que las variables operacionales que mayor efecto positivo tienen sobre el valor de TSS en el interior del biorreactor (figura 3) son el SRT, la carga orgánica de entrada (COV) y la concentración de sólidos inertes en el influente (X_I), ya que al ser inerte, X_I no sufre transformación alguna durante el proceso, de manera que, si no sale a través de la purga, se acumula en el sistema y afecta negativamente al ensuciamiento de la membrana, a la transferencia de oxígeno o a las necesidades energéticas para mezclar y bombear el fango activo. Por este motivo, es necesario caracterizar correctamente el influente y conocer el valor de esta fracción para poder hacer un buen diseño del sistema, ya que esta información nos permite definir un valor máximo aceptable de TSS y seleccionar el valor de SRT y purga de fangos para mantenerlo, reduciendo así la acumulación de material inerte y sus efectos negativos sobre el sistema MBR (mayor ensuciamiento, peor transferencia de oxígeno, etc.). En general, no es aconsejable superar concentraciones de TSS por encima de 12 g/L, por lo que, con el fin de evitar concentraciones perjudiciales para el sistema MBR, es aconsejable en este caso no superar un SRT de 50 d.

Para la biomasa heterótrofa (figura 3 abajo), las variables positivamente más influyentes son la COV y las fracciones de materia orgánica biodegradable en el influente (X_S y S_S), ya que todas ellas incrementan la cantidad de sustrato disponible para su crecimiento. El SRT mostró también una importante influencia positiva, ya que su aumento supone una menor salida de biomasa a través de la purga e implica un incremento del tiempo de permanencia

en el biorreactor, fomentando el desarrollo de bacterias de crecimiento lento. En relación a la temperatura, ésta presentó un efecto negativo sobre las concentraciones de biomasa, ya que supone un aumento exponencial del decaimiento de biomasa según su correspondiente ecuación de Arrhenius (Hauduc *et al.*, 2011), lo que se traduce en una menor concentración de biomasa activa. Sin embargo, la disminución de la biomasa activa provocada por la endogénesis supone al mismo tiempo la producción de material inerte, motivo por el cual el efecto de la temperatura sobre la concentración global de TSS no fue tan evidente como en el caso de la biomasa activa. El rango de temperaturas testadas varía entre 8 y 28 °C y, aunque en las condiciones simuladas no se observa una influencia significativa sobre la concentración de TSS, sobre el consumo de oxígeno o sobre las concentraciones de materia orgánica y compuestos nitrogenados a la salida, generalmente, un aumento de la temperatura incrementa la actividad de los microorganismos presentes en un sistema de depuración biológica y mejora la eficacia del sistema, siendo el rango óptimo de temperatura para las bacterias más comunes en los procesos de lodos activos aquel comprendido entre 25 y 35°C (Krzeminski *et al.*, 2012). Además, autores como Ma *et al.* (2013) afirman que la formación de *fouling* disminuye al aumentar la temperatura debido a la disminución de la viscosidad del fango activo y a que las bajas temperaturas llevan consigo una disminución del tamaño de los flóculos que favorecen el *fouling*. Por todo ello, es conveniente mantener el sistema en un rango de temperaturas que no sean excesivamente bajas y no afecten negativamente ni al proceso biológico ni al correcto funcionamiento de las membranas. Finalmente, el rango de concentración de OD ($K_L a$) en el biorreactor aireado no muestra una influencia significativa sobre la biomasa activa debido al concepto de almacenamiento incluido en el modelo ASM3 (Gujer *et al.*, 1999), que permite el almacenamiento del sustrato durante los periodos en los que pudiera verse limitado el oxígeno disponible para ser posteriormente consumidos durante los periodos en los que hay nuevamente oxígeno suficiente.

En relación al OUR (figura 4 arriba), el principal efecto viene dado por la carga orgánica, ya que cuanto mayor

Tabla 3. Valores seleccionados durante las simulaciones realizadas para llevar a cabo el análisis de escenarios

Variable modificada	Nº Simulación								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
V anóxico, m ³	1,44	2,16	2,89	3,61	4,33	5,05	5,77	6,49	7,22
$K_L a$ anóxico, d ⁻¹	0	3	10	15	20	25	30	50	60
V aireado, m ³	4,41	5,3	6,18	7,06	7,95	8,83	10,6	12,36	14,13
S_{Si} influente, mg/L	61	92	123	153	184	215	245	276	307
X_{Si} influente, mg/L	90	135	179	224	269	314	356	404	448
X_{Ii} influente, mg/L	152	228	304	380	456	532	608	684	760
S_{Ni} influente, mg/L	24	36	48	60	72	85	97	109	121
COV, kgDQO/m ³ d	0,31	0,47	0,55	0,63	0,71	0,79	0,94	1,1	1,26
SRT, d	15	25	35	45	55	65	75	85	95
Recirculación, N x Q _{in}	1,6	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6	6,4	7,2	8,0
Temperatura, °C	8	10	12	15	18	20	23	25	28
$K_L a$ aireado, d ⁻¹	0-50	20-80	0-100	20-100	40-100	20-120	0-150	20-150	0-200

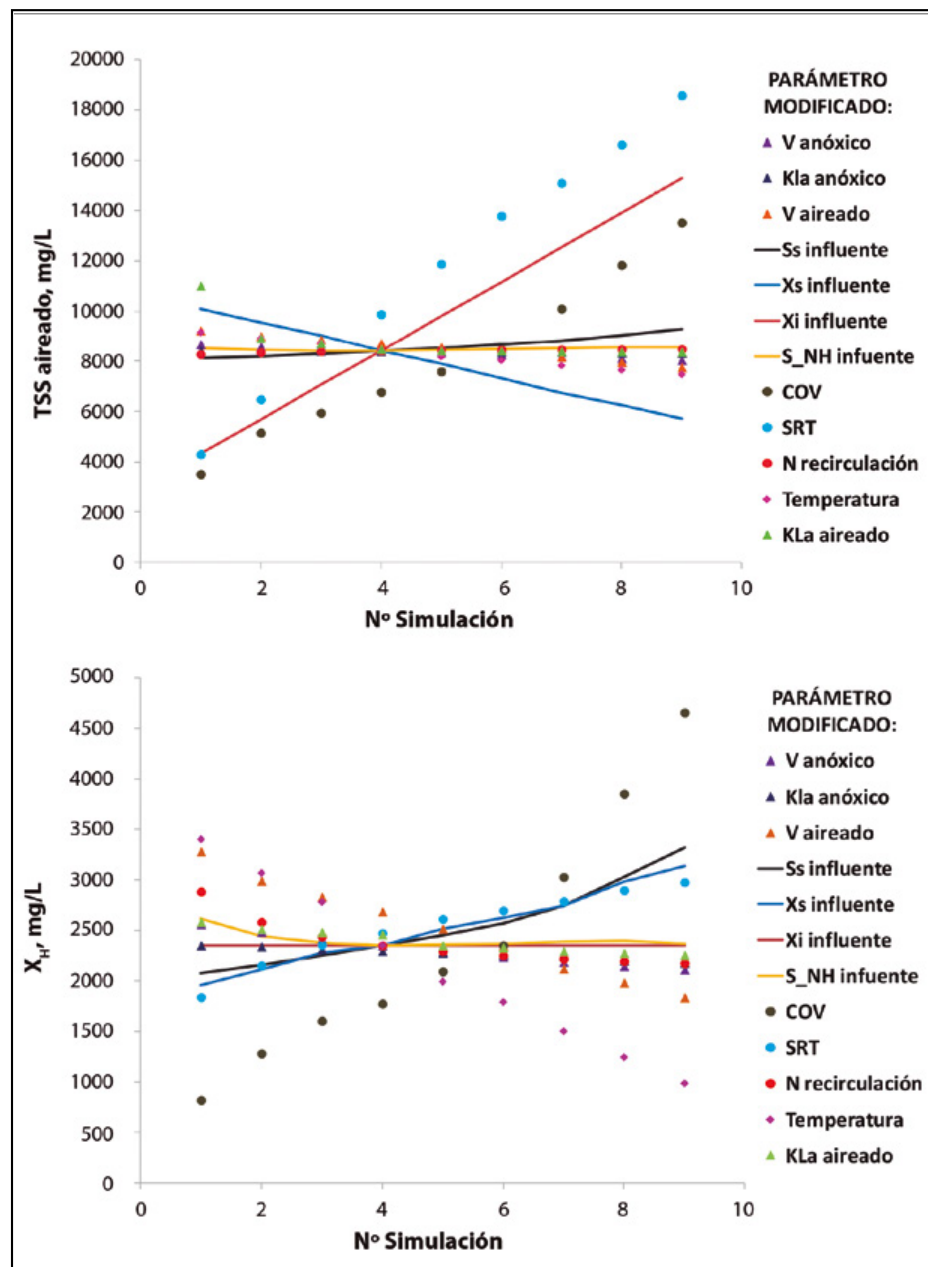


Figura 3. Concentración de TSS (arriba) y biomasa heterótrofa o X_H (abajo) en el biorreactor aireado bajo distintas condiciones de operación.

sea ésta, mayor es la cantidad tanto de materia orgánica como de nitrógeno que le llega al sistema, intensificando así ambos procesos en los que se consume oxígeno. Destaca el efecto de la concentración de nitrógeno en el influente, más pronunciado incluso que el efecto de la materia orgánica de entrada, tanto soluble como particulada. Esto es debido a que estequiométricamente, para consumir 1 mg de NH_4^+ se consumen 4,57 mg de O_2 , mientras que la constante estequiométrica de la reacción de degradación de sustrato es igual a la unidad (Henze *et al.*, 1987). En este sentido, autores como Zhu *et al.* (2013), determinaron que los parámetros más influyentes sobre la aireación eran principalmente parámetros relacionados con el proceso de nitrificación tales como $\mu_{A,\max}$ o $K_{O,A}$. Por este motivo, a la hora de diseñar un sistema y calcular las necesidades de aireación es fundamental hacerlo en base a la cantidad de NH_4^+ que le entra al sistema, ya que una incorrecta estimación puede llevar a graves problemas relacionados con una baja eficacia en la eliminación de nitrógeno.

La eliminación de S_s (figura 4 abajo) es prácticamente completa en todos los casos (0,03 y 0,05 mg/L), con independencia de los cambios en las condiciones de trabajo. Esto confirma la capacidad de los sistemas MBR para obtener efluentes de elevada calidad en un amplio rango de condiciones operacionales, incluso a bajos SRT o muy bajas temperaturas. La única variable a destacar es la concentración de X_s del influente, cuyo aumento implica un aumento en el valor de S_s del efluente debido a que X_s se hidroliza transformándose en S_s (Henze *et al.*, 1987). Puesto que la correcta eliminación de S_s está prácticamente asegurada en un amplio rango de condiciones, las decisiones sobre los valores óptimos para variables como el SRT, los volúmenes de los biorreactores o las necesidades de aireación han de hacerse en función de la optimización de costes y de otros procesos como la nitrificación.

La concentración de los compuestos nitrogenados del efluente (figura 5) pone de manifiesto varios aspectos importantes relativos al diseño de la instalación. En primer

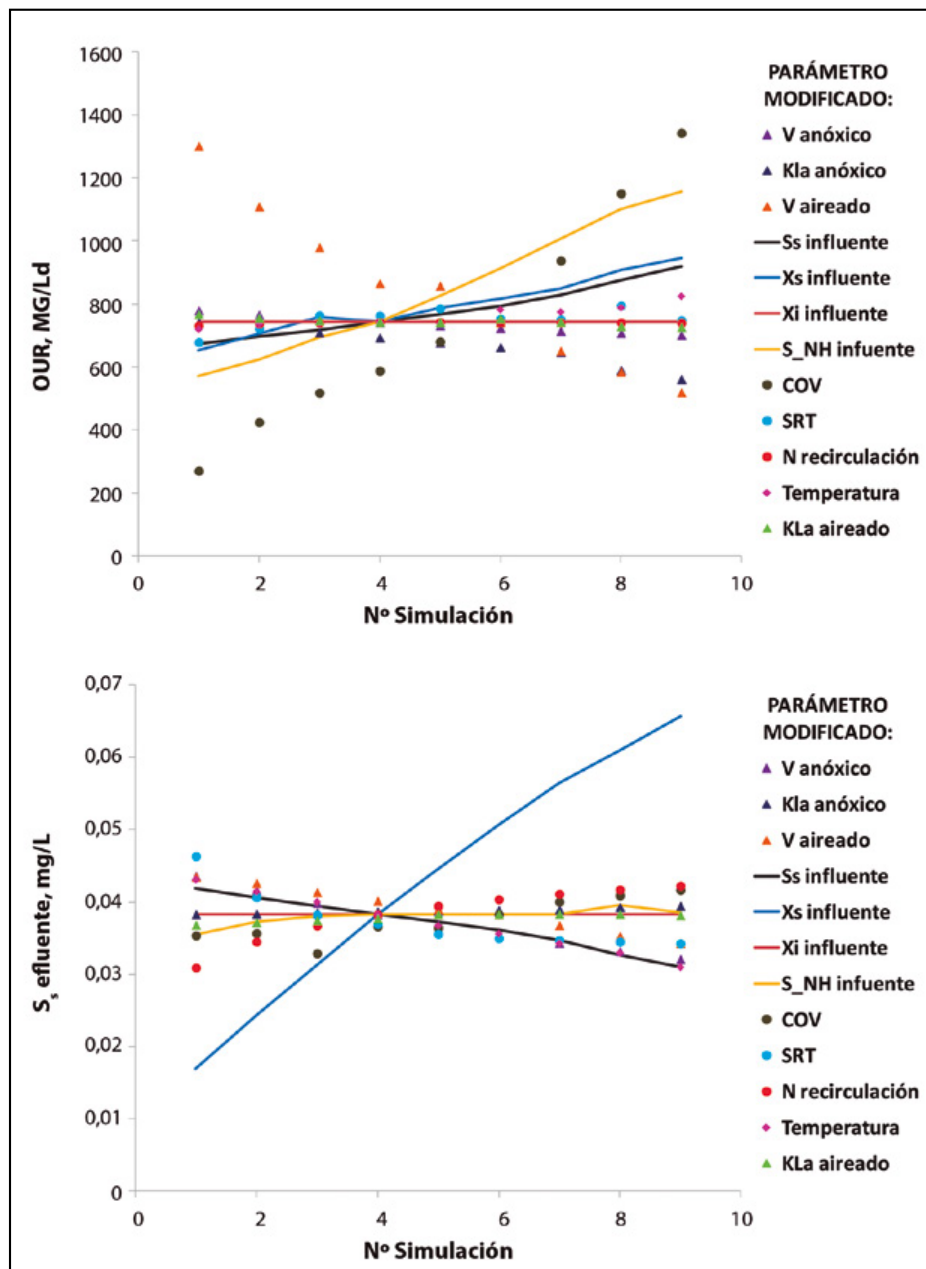


Figura 4. Tasa de consumo de oxígeno (OUR) en el biorreactor aireado (arriba) y concentración de S_e en el efluente (abajo) bajo distintas condiciones de operación.

lugar, la concentración de NH_4^+ en el efluente presenta concentraciones muy bajas (0,07-0,28 mg/L). Las connotaciones de estos resultados son principalmente económicas, ya que los rangos de K_La en el biorreactor seleccionados corresponden a rangos de OD entre 0,0 y 0,1 mg/L en el biorreactor anóxico y entre 3,0 y 5,0 mg/L en el biorreactor aireado (valores de K_La hasta 200 d⁻¹). Según Kusiak y Wei (2013), los microorganismos requieren una concentración de OD mínima entre 0,1 y 0,3 mg/L para que tenga lugar la depuración aeróbica, ya que si la concentración de OD es demasiado baja, no será un ambiente estable para el grueso de las bacterias aerobias. Sin embargo, si la concentración es demasiado elevada, además de un incremento en el coste energético, puede favorecerse el crecimiento de organismos indeseados que enmascaren el proceso biológico. Por este motivo, seleccionar para el sistema concentraciones de OD elevadas implicaría un gasto energético excesivo e innecesario y puede asegurarse que, tanto la eliminación de materia orgánica como la nitrificación, son prácticamente

completas incluso en aquellos casos en los que las concentraciones de OD seleccionadas para los ciclos de aireación son muy bajas (Huyskens *et al.*, 2011).

Hay variables operacionales sobre las que no se puede actuar, como son las características del influente que llega al sistema (concentraciones de entrada) o la temperatura atmosférica. Sin embargo, de este estudio se deduce que, para las condiciones de media carga y temperaturas medias de 15 °C, que son las condiciones habituales del sistema estudiado, conviene trabajar a SRT inferiores a 50 d para mantener la concentración de TSS por debajo de 12 g/L y asegurar una correcta transferencia de oxígeno en el seno del biorreactor. Así mismo, si se produce un incremento brusco de la COV de entrada, se debe modificar proporcionalmente el ratio de recirculación de fango (N) para mantener un ratio F/M apropiado. Por otro lado, para una adecuada optimización energética del sistema, los valores de OD en el biorreactor han de mantenerse lo más bajos posible (0,1 – 0,3 mg/L) siempre que se asegure que

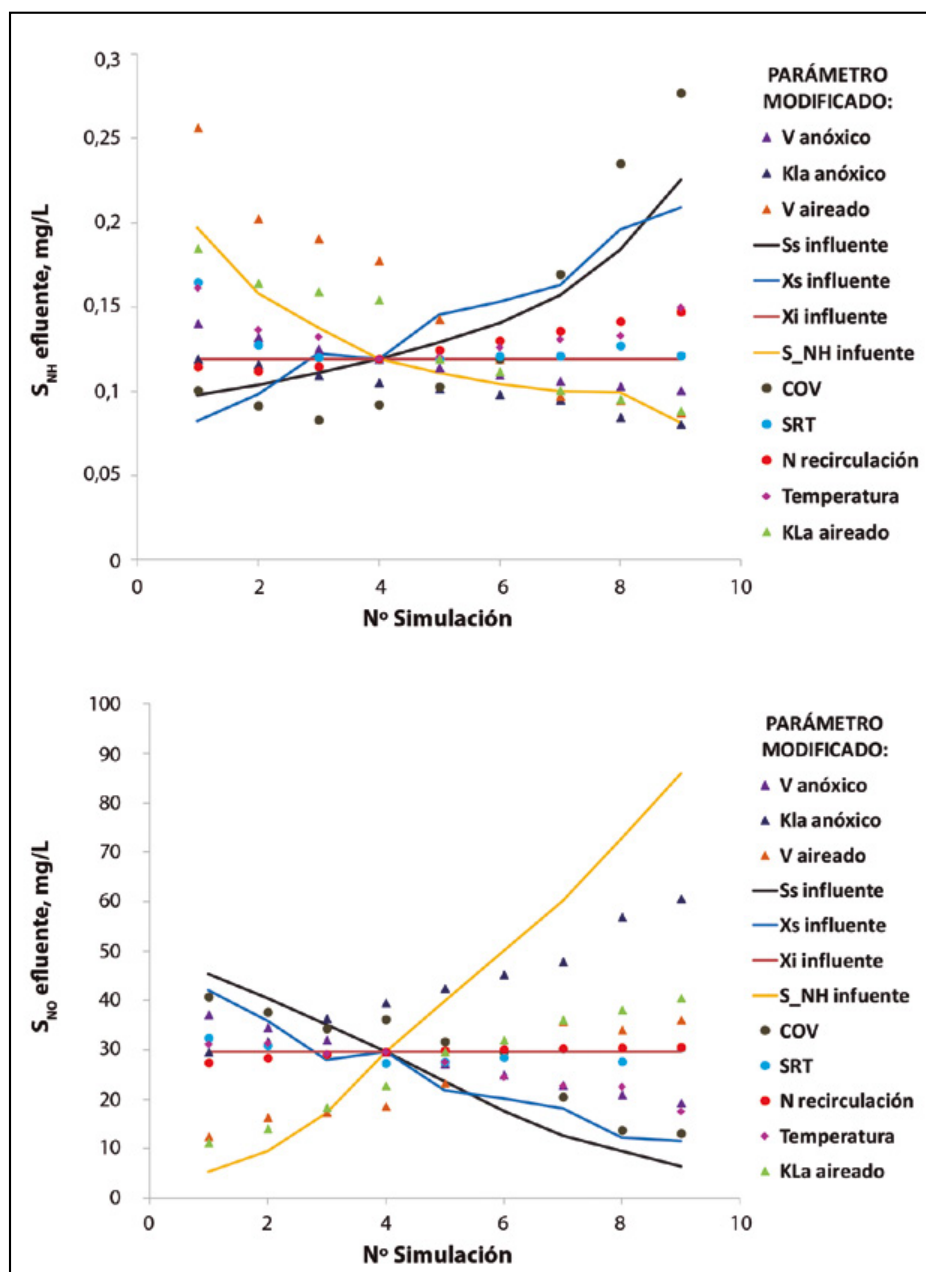


Figura 5. Concentración de S_{NH} (arriba) y S_{NO} (abajo) en el efluente bajo distintas condiciones de operación.

se eliminan prácticamente por completo tanto la materia orgánica como el nitrógeno. En relación a los volúmenes de los reactores, éstos han de diseñarse con una fracción anóxica entre el 20 y el 35 % del volumen total, para asegurar que tiene lugar el proceso de desnitrificación del nitrato generado en condiciones aeróbicas a partir de la transformación del amonio.

En resumen, estos resultados demuestran cómo el análisis de una instalación experimental mediante simulaciones da lugar a conclusiones similares a aquellas obtenidas experimentalmente y permite analizar distintas alternativas de diseño o evaluar distintos escenarios sin tener que hacer frente a un desarrollo experimental completo a escala o alterar el funcionamiento normal del sistema. Así pues, aunque un modelo no deja de ser una simplificación de la realidad, la ayuda que supone el modelado y simulación de sistemas experimentales a la hora de tomar decisiones sobre el control o el diseño y la optimización de EDARs es innegable.

4. CONCLUSIONES

La calibración del modelo ASM3 para un sistema MBR se ha conseguido sustituyendo únicamente los valores por defecto de unas pocas constantes: $b_{H_2O_2}$, Y_H , μ_{Hmax} y K_S (obtenidos mediante respirometría) y K_O y K_{AO} (obtenidos mediante el ajuste del valor de OUR simulado con respecto al consumo de oxígeno real).

Una vez que el modelo ha sido calibrado, es capaz de simular correctamente el sistema experimental bajo diferentes condiciones operacionales y proporcionar información útil para la toma de decisiones relativas al diseño y optimización sin necesidad de análisis experimental y sin alterar el funcionamiento del sistema.

Puesto que se trata de materia inerte, el valor de X_I en el influente no afecta al consumo de oxígeno, pero sí a la concentración de TSS en el biorreactor y con ello, afecta negativamente tanto a la transferencia de oxígeno como al ensuciamiento de las membranas. Es por ello que, en base al

valor de X_1 del influente, es posible seleccionar el SRT más adecuado para mantener una determinada concentración de TSS en el biorreactor que no debe superar los 12 g/L de concentración de TSS, de tal manera que para mantener una concentración adecuada, el SRT en este caso no debe ser superior a 50 días.

La correcta estimación en el influente de las fracciones biodegradables de DQO, de la fracción X_1 y de la concentración de NH_4^+ es fundamental a la hora de diseñar el sistema de depuración, ya que una mala estimación puede llevar a errores significativos en la eficiencia y funcionamiento del sistema.

La estimación de las necesidades de oxígeno basadas en resultados teóricos sobre la eliminación de materia orgánica y nitrógeno permitirá ajustar y diseñar el sistema de aireación optimizando el consumo energético de la planta y, con ello, minimizando los costes de explotación de la EDAR. En este caso, para las concentraciones de entrada actuales, se puede mantener la concentración de OD en valores muy bajos (0,1 – 0,3 mg/L) sin que ello afecte negativamente al proceso.

5. AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada con Fondos Europeos de Desarrollo Regional (FEDER) a través del proyecto NET324936/1 realizado con EGMASA y ha contado con la colaboración de EMASAGRA S.A.

6. REFERENCIAS

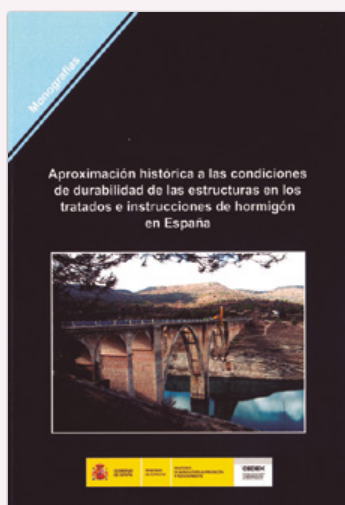
- APHA, AWWA, and WEF. (2012). *Standard methods for the examination of water and wastewater*, (22nd Edition). American Public Health Association. Washington, DC, (EE UU).
- Ekama, G. A., y Wentzel, M. C. (2008). *Biological Wastewater Treatment: Principles, Modelling and Design*. Londres (Reino Unido): IWA Publishing, 53–86.
- Ferrer, J., Seco, A., Serralta, J., Ribes, J., Manga, J., Asensi, E., Morenilla, J. J., y Llavador, F. (2008). DESASS: A software tool for designing, simulating and optimising WWTPs. *Environmental Modelling and Software* 23 (1), 19–26.
- Galleguillos, M., Keffala, C., y Vassel, J. L. (2011). Simulation of a membrane bioreactor pilot treating old landfill leachates with activated sludge model No. 1 and No. 3. *Environmental Technology*, 32 (16), 1955–1965.
- Gujer, W., Henze, M., Mino, T., y Van Loosdrecht, M. (1999). Activated Sludge Model No. 3. *Water Science and Technology*, 39 (1), 183–193.
- Hauduc, H., Rieger, L., Ohtsuki, T., Shaw, A., Takács, I., Winkler, S., Héduit, A., Vanrolleghem, P. A., y Gillot, S. (2011). Activated sludge modelling: development and potential use of a practical applications database. *Water Science and Technology*, 63 (10), 2164–2182.
- Henze, M., Grady, C. P. L. Jr., Gujer, W., Marais, G.v.R., y Matsuo, T. (1987). *Activated Sludge Model No. 1. Scientific and technical report No. 1*. Londres (Reino Unido): IAWPRC.
- Hocaoglu, S. M., Atasoy, E., Baban, A. y Orhon, D. (2013). Modeling biodegradation characteristics of grey water in membrane bioreactor. *Journal of Membrane Science*, 429, 139–146.
- Huyskens, C., Brauns, E., Van Hoof, E., Diels, L., y De Wever, H. (2011). Validation of a supervisory control system for energy savings in membrane bioreactors. *Water Research*, 45 (3), 1443–1453.
- Keesman, K. J., Spanjers, H., y Van Straten, G. (1998). Analysis of endogenous process behaviour. *Water Science and Technology*, 37 (12), 227–235.
- Krzeminski, P., Iglesias-Obelleiro, A., Madebo, G., Garrido, J. M., Van der Graaf, J. H. J. M., y Van Lier, J. B. (2012). Impact of temperature on raw wastewater composition and activated sludge filterability in full-scale MBR systems for municipal sewage treatment. *Journal of Membrane Science*, 423–424, 348–361.
- Kusiak, A., y Wei, X. (2013). Optimization of the Activated Sludge Process. *Journal of Energy Engineering*, 139 (1), 12–17.
- Liwarska-Bizukojc, E., y Biernacki, R. (2010). Identification of the most sensitive parameters in the activated sludge model implemented in BioWin software. *Bioresource Technology*, 101, 7278–7285.
- Liwarska-Bizukojc, E., Olejnik, D., Biernacki, R., y Ledakowicz, S. (2011). Calibration of a complex activated sludge model for the full-scale wastewater treatment plant. *Bioprocess Biosystems Engineering*, 34, 659–670.
- Ma, Z., Wen, X., Zhao, F., Xia, Y., Huang, X., Waite, D., y Guan, J. (2013). Effect of temperature variation on membrane fouling and microbial community structure in membrane bioreactor. *Bioresource Technology*, 133, 462–468.
- Machado, V. C., Tapia, G., Gabriel, D., Lafuente, J., y Baeza, J. A. (2009). Systematic identifiability study based on the Fisher Information Matrix for reducing the number of parameters calibration of an activated sludge model. *Environmental Modelling and Software*, 24 (11), 1274–1284.
- Melcer, H., Dold, P. L., Jones, R. M., Bye, C. M., Takacs, I., Stensel, H. D., Wilson, A. W., Sun, P., y Bury, S. (2003). *Methods for wastewater characterization in activated sludge modeling*. Water Environment Research Foundation (WERF). Alexandria, VA, (EE UU): WERF.
- Ruiz, L. M., Arévalo, J., Parada, J., González, D., Moreno, B., Pérez, J., y Gómez, M. A. (2011). Respirometric assays of two different MBR (microfiltration and ultrafiltration) to obtain kinetic and stoichiometric parameters. *Water Science Technology*, 63 (11), 2478–2485.
- Ruiz, L. M., Rodelas, P., Pérez, J., y Gómez, M. A. (2015). Sensitivity Analyses and Simulations of a Full Scale Experimental Membrane Bioreactor System using the Activated Sludge Model No. 3 (ASM3). *Journal of Environmental Science and Health*, 50 (3), 317–324.
- Spanjers, H., Vanrolleghem, P. A., Nguyen, K., Vanhooren, H., y Patry, G. G. (1998). Towards a simulation-benchmark for evaluating respirometry-based control strategies. *Water Science and Technology*, 37 (12), 219–226.
- Zhu, Z., Wang, R., y Li, Y. (2013). Aeration model coupled with ASM1: Case study for wastewater treatment plant. *Huanjing Kexue Xuebao. Acta Scientiae Circumstantiae*, 33 (6), 1629–1636.

7. GLOSARIO

Concentraciones y fracciones	
S	Fracción soluble
S_I	Concentración de DQO soluble inerte
S_{NH}	Concentración de nitrógeno amoniacal
S_{NO}	Concentración de nitrato
S_s	Concentración de DQO soluble biodegradable (rápidamente biodegradable)
TSS	Concentración de sólidos en suspensión totales
VSS	Concentración de sólidos en suspensión volátiles
X	Fracción particulada
X_A	Concentración de biomasa autótrofa
X_H	Concentración de biomasa heterótrofa
X_I	Concentración de DQO particulada inerte
X_s	Concentración de DQO particulada biodegradable (lentamente biodegradable)
Parámetros cinéticos y estequiométricos	
b_{A,O_2}	Coefficiente de decaimiento de la biomasa autótrofa
b_{H,O_2}	Coefficiente de decaimiento de la biomasa heterótrofa
b_{STO,O_2}	Coefficiente endógeno aeróbico para X_{STO}
$i_{TS,BM}$	Factor de conversión TSS/DQO para la biomasa
$K_{A,O}$	Constante de semi-saturación para el oxígeno de la biomasa nitrificante
k_H	Constante de hidrólisis

K_O	Constante de semi-saturación para el oxígeno
K_s	Constante de semi-saturación para el sustrato S_s
k_{STO}	Constante de almacenamiento
K_X	Constante de semi-saturación para la hidrólisis
OUR	Tasa de consumo de oxígeno
Y_A	Rendimiento para el crecimiento de la biomasa autótrofa
Y_H	Rendimiento aeróbico para el crecimiento de la biomasa heterótrofa
Y_{STO}	Rendimiento aeróbico para la transformación del material almacenado en S_s
$\mu_{A,max}$	Tasa máxima de crecimiento de la biomasa autótrofa
$\mu_{H,max}$	Tasa máxima de crecimiento de la biomasa heterótrofa
θ	Coefficiente de corrección por temperatura para la ecuación de Arrhenius

Parámetros operacionales	
COV	Carga orgánica volumétrica de entrada
F/M	Ratio materia orgánica/microorganismos
$K_L a_{anoxico}$	Coefficiente de transferencia de oxígeno en el biorreactor anóxico
$K_L a_{aireado}$	Coefficiente de transferencia de oxígeno en el biorreactor aireado
N	Ratio de recirculación
SRT	Tiempo de retención celular
$V_{aireado}$	Volumen del biorreactor aireado
$V_{anoxico}$	Volumen del biorreactor en condiciones anóxicas



Aproximación histórica a las condiciones de durabilidad de las estructuras en los tratados e instrucciones de hormigón en España

Autores: Ismael Carpintero García

Serie Monografías: M-121

ISBN: 978-84-7790-543-1

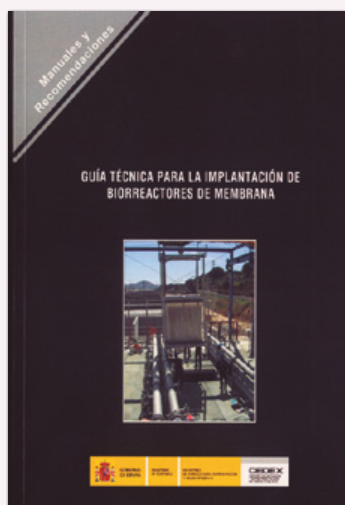
Año: 2013

P.V.P.: 20€

En el ámbito del diseño de estructuras la durabilidad es actualmente uno de los parámetros fundamentales a considerar. En el caso de las estructuras de hormigón, debido a su mucha mayor durabilidad respecto a otros materiales como la madera o la estructura metálica, esta problemática ha surgido con bastante posterioridad a su desarrollo. De este modo el hormigón estructural ha pasado de ser un material prácticamente inalterable, que era como se consideraba en sus inicios hace 100 años, a ser un material con una durabilidad limitada respecto la vida útil de la estructura.

Actualmente el mantenimiento de las estructuras es ya uno de los mayores desafíos que tenemos en la gestión de las infraestructuras y edificios. A la hora de estudiar el estado actual de una estructura de cara a su rehabilitación es necesario conocer qué criterios de diseño se consideraron en su construcción, en particular en cuanto a los parámetros que gobiernan su durabilidad. De este modo podrá plantearse con mayor eficacia los procedimientos de reparación o protección necesarios.

La presente Monografía trata de exponer cuáles han sido estos parámetros de diseño en las estructuras de hormigón armado a partir de los tratados e instrucciones de mayor difusión en España desde la introducción de esta tecnología de construcción a principios del s.XX.



Guía técnica para la implantación de biorreactores de membrana

Autores: Raquel Iglesias Esteban, Enrique Ortega de Miguel, María Adela Martínez

Tarifa, Pedro Simón Andreu, Lucas Moragas Bouyat, Emilia García Fernández,

Jordi Robusté Cartró, Ignasi Rodríguez-Roda Layret

Serie Manuales y Recomendaciones: R-22

ISBN: 978-84-7790-548-6

Año: 2014

P.V.P.: 25€

Esta Guía recoge de forma ordenada la experiencia y el conocimiento generado en España sobre los MBR, consiguiendo así una herramienta útil que permite a todos los actores implicados (planificadores, gestores, ingenierías, operadores, etc.) tomar decisiones sobre su implantación, avanzar en la mejora del diseño y conocer las singularidades de la operación de esta tecnología. La Guía está estructurada en seis capítulos, comenzando con una introducción sobre la evolución de los MBR y un segundo capítulo con la descripción de la tecnología, donde se detallan los fundamentos del proceso, su funcionamiento, las peculiaridades de las instalaciones y la calidad del efluente obtenido. El tercer capítulo se dedica a la operación donde se recoge la

experiencia, problemas, soluciones y recomendaciones al respecto y el cuarto capítulo, dedicado al diseño, recoge recomendaciones basadas en la experiencia de esta operación. El quinto trata sobre los costes de implantación y explotación, y en el último capítulo se establecen algunos criterios de implantación de esta tecnología.

Defensa de los Países Bajos frente a los riesgos costeros. Cómo hacer de la necesidad virtud

Water managment: making a virtue of necessity

José Manuel González Parejo^{1*}

Palabras clave

agua; gestión; ingeniería hidráulica; Países Bajos; dique; pólder; esclusa;

Resumen

La gestión del agua en los Países Bajos supone al mismo tiempo un asunto de seguridad nacional y uno de los elementos claves de la economía neerlandesa. Teniendo una tercera parte de su territorio por debajo del nivel del mar, los Países Bajos han aprendido a lidiar con el agua mejor que ningún otro país en el mundo. Tres de los ríos más importantes de Europa: el Rin, el Mosa y el Escalda vierten sus aguas al mar en estas *tierras bajas* (el pico más alto de todo el país apenas llega a los 300 m. de altitud sobre el nivel del mar) formando un gran delta. Esta gran cantidad de agua y la amenaza que ella representa han sido dadas la vuelta y hoy en día los Países Bajos poseen la mayor reserva de agua dulce de Europa. Toda esta gran obra de ingeniería es considerada por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ASCE como una de las siete maravillas del mundo moderno.

Keywords

water; management; hydraulic engineering; Netherlands; dyke; polder; lock;

Abstract

Water management in the Netherlands is both a national security matter and one of the strongest points of its economy. Having a third part of their territory under sea level, the Dutch have learnt to deal with water better than any other people in the world. Three of the main rivers in Europe, the Rhine, the Meuse and the Scheldt flow to the sea through these low-lying lands (the highest point in the country is only 300 metres above sea level) forming a great delta. This huge amount of water and the threat it represents have been held back, and nowadays the Netherlands has Europe's largest store of fresh water. This remarkable engineering achievement have been considered one of the Seven Wonders of the Modern World by the American Society of Civil Engineers (ASCE).

1. INTRODUCCIÓN

Si hay un país que merece ser destacado en su habilidad gestionando el agua, esos son los Países Bajos. Esta pequeña nación del norte de Europa, (con 41.500 km², tiene una superficie inferior al 10% del territorio español) se ha forjado a sí misma a través de su lucha para defenderse del agua y al mismo tiempo su audacia para hacer de este recurso su principal fuente de riqueza. Sin embargo, con tan poca superficie y albergando casi 17 millones de personas, los Países Bajos son la zona de Europa más densamente poblada. Este hecho adquiere un cariz sobrecogedor si pensamos que una tercera parte de la superficie neerlandesa se encuentra por debajo del nivel del mar.

Según *Rijkswaterstaat*, los números globales de la ingeniería puesta al servicio de la sociedad para proteger a ésta de las aguas son los siguientes:

- 90.278 km² de superficie de agua
- 35 km de dunas naturales que protegen del mar
- 214 km de diques y presas
- 2.969 km de riberas de ríos y canales
- 10 Embalses
- Los impresionantes diques de *Afsluitdijk* y *Houtribdijk* que cerraron el mar de *Zuiderzee*

- Cuatro enormes barreras contra las olas de los temporales del Mar del Norte

Sin estos números, prácticamente el 60% de la superficie de los Países Bajos se encontraría permanentemente bajo el agua o frecuentemente inundados por el mar y los ríos, según reconoce el organismo nacional de gestión del agua *Rijkswaterstaat* (2015). El riesgo de inundación de los Países Bajos procede de todos lados. A nivel nacional este riesgo proviene del Mar del Norte, del Mar de Wadden, de los lagos y de los ríos interiores. Como ejemplo se puede poner la ciudad de Ámsterdam. El plan de protección contra inundaciones de esta ciudad señala los siguientes agentes que amenazan la seguridad de la capital holandesa:

- Subida del nivel de las aguas en el Canal del Mar del Norte (que de facto es el único acceso desde el Atlántico al puerto de Ámsterdam, una vez que el mar de *Zuiderzee* ha sido transformado en dos lagos interiores)
- Subida del nivel de las aguas del lago *Markermeer*
- Desbordamiento del río Amstel
- Desbordamiento del río Lek (una de las ramificaciones en las que se divide el Rin en su desembocadura)

* Autor de contacto: josemanuel.gonzalez.parejo@gmail.com

¹ Investigador independiente.

El futuro, además, presenta desafíos no menos importantes para los Países Bajos. Se prevé que el cambio

climático que padece nuestro planeta produzca una elevación del nivel del mar para el año horizonte 2100 de 85 cm, aumento que preocupa y mucho a las autoridades del país. A esta circunstancia se une el hecho, no menos preocupante, del descenso en el nivel de los terrenos que se está produciendo en gran parte de las tierras situadas al oeste. Es además la zona occidental del país la que presenta los principales núcleos de población como Ámsterdam, Róterdam, La Haya o Utrecht. La mayor parte de estas tierras están ocupadas por los famosos pólderes, terrenos ganados al mar y dedicados a la explotación agropecuaria. La desecación y desalinización de estos terrenos produce su paulatino descenso. Por último, es más que probable que el cambio climático aumente la intensidad de las precipitaciones durante las épocas de lluvia en esta parte del continente.

Seguidamente se explican en detalle en qué consisten las principales obras de ingeniería que se han llevado a cabo para proteger al país del agua y, a la vez, generar un recurso que es fuente de riqueza.

2. PLAN DELTA

El Plan Delta fue desarrollado por el gobierno de los Países Bajos a raíz de las gravísimas inundaciones que acaecieron en el año 1953. Durante la noche del 31 de enero de ese año varios de los diques de las provincias de Zelanda y Holanda del Sur fueron superados por las aguas. Las inundaciones fueron devastadoras dejando un panorama desolador y casi dos mil fallecidos. El ambicioso plan de obras duró más de 40 años y se terminó en 1997. La idea era reforzar las defensas contra el Mar del Norte en una amplia zona en la que confluyen las desembocaduras de tres caudalosos ríos europeos: el Rin, el Mosa y el Escalda. Estos tres ríos se dividen en innumerables ramales en su tramo final, formando un gran delta común. El Plan Delta fue muy ambicioso y desastres como el de 1953 no se han vuelto a repetir, lo cual prueba lo acertado del plan.

El Plan Delta estaba formado por una serie de diques y compuertas que separaban el Mar del Norte de los diferentes ramales de desembocadura de los tres grandes ríos antes señalados. Esto hizo que las aguas del Delta pasasen a ser dulces en vez de saladas. Muchos terrenos de cultivos se vieron favorecidos por este cambio y muchos diques dieron lugar a vías de comunicación que mejoraron la accesibilidad de estas tierras. Al mismo tiempo era necesario mantener el tráfico marítimo de importantes puertos que operan en esta zona, como es el puerto de Róterdam en los Países Bajos y el Puerto de Amberes en Bélgica. Ambos puertos ocupaban en el año 2012 el primer y el tercer puesto respectivamente dentro de los puertos de Europa en concepto de toneladas de carga operada. Como curiosidad, los puertos de Valencia, Algeciras y Barcelona se encontraban en cuarto, quinto y sexto lugar respectivamente.

Entre los sistemas de cierre del Plan Delta cabe destacar la barrera del *OosterSchelde* (Escalda Oriental). En este caso, y teniendo en cuenta las especiales características ecológicas que presenta el estuario del río Escalda en esta zona, se decidió no convertir en dulce este área de agua salina. Para ello, en vez de un dique cerrado se debía

construir un sistema de compuertas que pudieran cerrarse en caso de emergencia, pero que permitiesen la mayor parte del tiempo el trasvase de gran cantidad de agua salada hacia dentro del estuario. La conjunción de estas dos condiciones dio origen a la imponente barrera de *OosterSchelde*. El cierre del *OosterSchelde* consiste en 62 compuertas con 40 m. de anchura cada una.

Junto al cierre del *OosterSchelde*, otro de los puntos singulares del Plan Delta es el inmenso cierre de *Maeslantkering* (cierre *Maeslant*). Esta imponente barrera móvil representa la última defensa de la ciudad de Róterdam y se sitúa en el *Nieuwe Waterweg* (nuevo canal) que es un canal que conecta el río Lek (ramificación del Rin) con el Mar del Norte y que sirve de acceso al puerto de Róterdam. La estructura consiste en dos enormes compuertas móviles en forma de arco de 210 m. de longitud cada una y 22 m. de alto. Se mueven por flotación y una vez que han alcanzado su posición de cierre se llenan de agua para hundirlas y realizar un cierre total ante los posibles temporales del Mar del Norte. El *Maeslantkering* tuvo que ser activado en el año 2007 como medida preventiva ante la llegada de la tormenta Tilo. Cada año, entre finales de septiembre y principios de octubre, es cerrado a modo de ensayo antes de que comience el periodo de tormentas, periodo que suele tener su inicio a mediados de octubre.

En general, la gestión del agua en el delta está principalmente dominada por las compuertas de *Haringvliet*, al norte del delta. Cuando el caudal del Rin a su entrada a los Países Bajos desde Alemania, cerca de la ciudad de Lobith, es inferior a 1.100 m³/s, las compuertas de *Haringvliet* se encuentran completamente cerradas, excepto para el paso de los peces y el control de la salinidad. Cuando este caudal se encuentra entre 1.100 y 1.700 m³/s, las compuertas se abren con la marea baja desaguando un caudal de 50 m³/s durante cada ciclo de marea. Con caudales del Rin entre 1.700 y 9.500 m³/s las compuertas se van abriendo de forma gradual cada vez más. Para caudales por encima de 9.500 m³/s, las compuertas de *Haringvliet* se encuentran completamente abiertas.

Para luchar contras las nuevas amenazas y mejorar la primera línea de defensa del país contra las aguas, se aprobó en septiembre del año 2014 el *Plan Delta 2015*. Debido a que las condiciones de contorno están cambiando, se han modificado los estándares de seguridad de los diques y presas que protegen las tierras interiores. Se eleva de este modo la exigencia demandada a estos elementos, fijándose como horizonte temporal para cumplir con las nuevas condiciones el año 2050.

Debido a que el refuerzo y recerido de tantos kilómetros de diques resultaría enormemente oneroso para las arcas públicas, un avanzado programa de ensayos se va a realizar en los diques sometiéndolos a olas que los desbordeen pero comprobando que estas olas no comprometan la estabilidad estructural de los mismos. La premisa con la que trabajan los técnicos neerlandeses es la siguiente: “*podemos permitirnos mojarnos los pies pero no que nuestras tierras queden anegadas*”. El primer dique a ensayar será el *Afsluitdijk* (cierre del lago *IJsselmeer*) que será probado a partir del año 2017.

Junto al programa de ensayos, se colocarán sensores en los diques que aporten información ininterrumpida de los



Figura 1. Gestión del agua en Países Bajos Rijkswaterstaat (2011).



Figura 2. Sistema de compuertas del OosterSchelde.



Figura 3. El Maeslantkering en su posición de cierre.

misimos, en aras a un análisis continuo de su estabilidad. Estos sensores ya se están utilizando en los diques cercanos a la ciudad de Utrecht.

Otra de las medidas que se proponen en el Plan Delta 2015 es la eliminación de la vegetación (o la indicación de qué tipo de vegetación puede crecer según el lugar) en las zonas llanas de descarga de los ríos, en su tramo final. La presencia de esta vegetación produce un aumento en el nivel del agua, cuando la descarga de estos caudalosos ríos es mayor. Este hecho hace que se aumente la probabilidad de inundaciones.

El Plan Delta original fue un acierto sin lugar a dudas, pues los niveles de seguridad frente a los riesgos de inundación fueron aumentados y desastres como el de 1953 no se han vuelto a repetir. El Plan Delta 2015 ahonda en la mejora de estos niveles de seguridad de un modo acertado al tomar medidas en las que cobran un mayor peso los principios de sostenibilidad y menor afección posible al medio ambiente.

3. EL MOTOR DE ARENA

Uno de los proyectos más innovadores que se están realizando en la costa de los Países Bajos es el motor de arena, conocido como *Sand Motor* o *Sand Engine*. La costa occidental de los Países Bajos se enfrenta al problema de la pérdida de arena de su litoral a causa de la erosión marina. Este fenómeno obliga al *Rijkswaterstaat* a reponer cada 3-5 años la arena de su costa para mantenerla en la misma posición y no perder la defensa que ésta representa para las tierras interiores.

El volumen de m³ de arena que ha tenido que ser repuesta en las playas de los Países Bajos en el año 2014 es el siguiente:

Tabla 1. Rellenos efectuados en playas. Rijkswaterstaat (2015)

Relleno de playas		
Zona de costa	Localización	Volumen (m ³)
Rijnland	Rijnland South	2.200.000
Zeeuws Vlaanderen	Cadzand (Kievitte West)	180.000
Zeeuws Vlaanderen	Herdijkte Zwarte Polder / Cadzand-Bad	600.000
Zeeuws Vlaanderen	Nieuwvliet-Groede	650.000
Walcheren	Domburg	350.000

El motor de arena pretende sustituir los rellenos de arena que se vienen efectuando en las playas y litorales de los Países Bajos cada 3-5 años por un relleno puntual cada 20

años. El principio en el que se basa el motor de arena es utilizar la naturaleza como agente constructor, utilizar el principio de trabajar con la naturaleza en vez de luchar contra ella (Saeijs et al, 2004).

Durante dos décadas, los trabajos para regenerar con arena las costas y playas holandesas han tenido como objetivo mantener el litoral en la misma posición que en el año 1990.

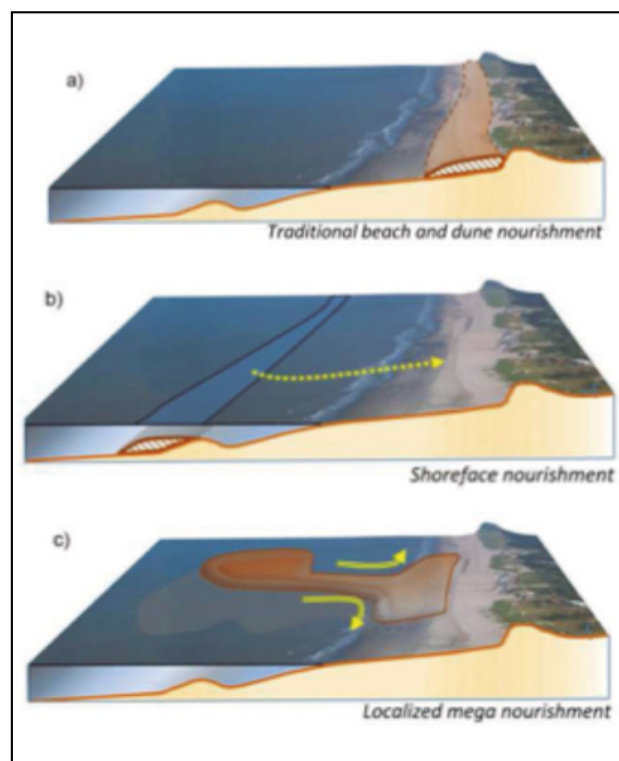


Figura 4. Distintos métodos para rellenos de arena de playa (Stive 2013).

En los dibujos anteriores se pueden ver tres formas de regeneración de costas con arena. En la figura 4.a, desarrollada desde los años setenta en adelante, playas y dunas se rellenan directamente con arena. En la figura 4.b, que se empezó a estudiar a partir de la década de los noventa, se coloca la arena justo antes o después de la barrera en la que rompe el oleaje. Posteriormente, son las mareas las encargadas de distribuir esta arena a lo largo de la costa. En la solución de la figura 4.c, que se viene estudiando en los últimos años, se hace una alimentación de arena concentrada y se aprovecha tanto la capacidad del agua como la del viento para repartir esta arena a lo largo de la costa.

El motor de arena surge en este contexto fruto de la colaboración de la administración holandesa y la comunidad científica en la Universidad de Delft. Se trata de una gran península de arena diseñada para que sea la naturaleza la que reparta 21 Mm³ de arena a lo largo de la costa. Las principales ventajas del motor de arena son las siguientes:

- El relleno de arena en la costa se hace sólo una vez cada 20 años en vez de una vez cada 2-5 años
- El relleno se diseminará lentamente a lo largo de una franja de 10 km de costa de un modo más natural y difuso
- La gran perturbación que se produce al inicio se convertirá a corto y medio plazo en un incremento de la superficie disponible para el ocio y para regeneración medioambiental
- Se produce un impacto ambiental en un sitio muy concreto de 2,5 km² evitando la afección al resto del litoral

Los responsables del proyecto y las autoridades aprobaron el vertido de 21Mm³ de arena en la costa de Ter Heijde en 2011 y hasta la fecha el resultado es positivo y goza de la aceptación social.

Mediante la herramienta Delft3D que realiza un análisis morfodinámico de la costa se ha desarrollado una proyección a futuro del comportamiento que tendrá el motor de arena en el litoral afectado a lo largo de su horizonte temporal de 20 años. El resultado de este modelo, en el que se va estudiando la evolución de la batimetría inicial de la costa, se puede ver a continuación:

La batimetría “a” corresponde a la situación inicial en septiembre de 2011 y de la “b” a la “f” a las proyecciones a 3, 5, 10, 15 y 20 años respectivamente. El resultado muestra como el relleno de arena va paulatinamente reduciendo su anchura, en la dirección perpendicular a la línea de costa, mientras que va extendiendo su acción hasta alcanzar una longitud de 8 km tras 20 años, a medida que va “alimentando” de arena la costa adyacente. La línea de costa



Figura 5. Vista aérea del Motor de Arena después de su conclusión en septiembre de 2011. Foto de Rijkswaterstaat/Joop van Houdt.

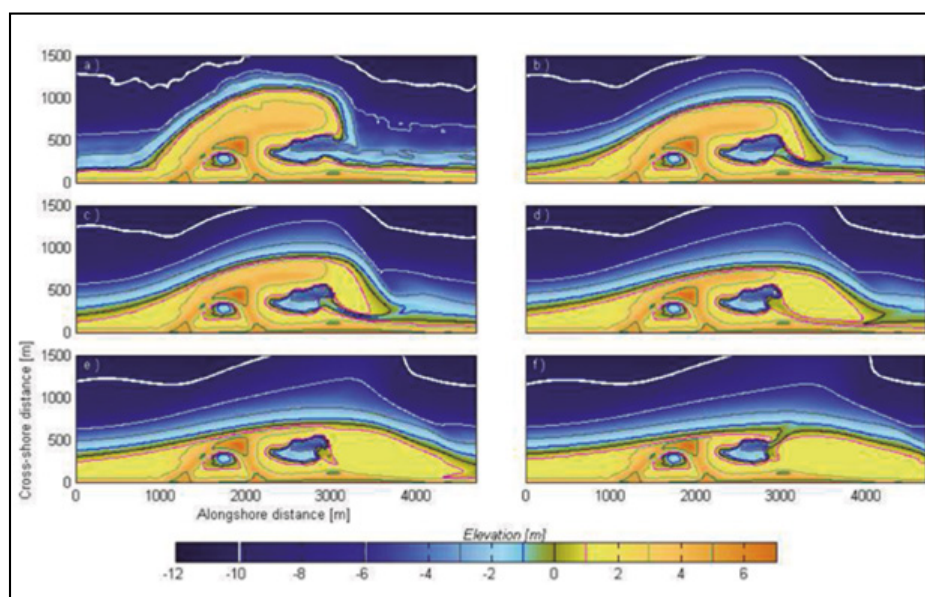


Figura 6. Predicción de la evolución de la batimetría con el Motor de Arena (Stive 2013a).

se modifica y se ganan aproximadamente 200 hectáreas de playa. Se comentan a continuación cada uno de los estadios:

- En el estadio 6.a, situación inicial, el motor de arena tiene una anchura de 0,95 km y una longitud de 2,4 km a lo largo de la línea de costa.
- En el estadio 6.b, al cabo de tres años, la lengua de arena aumenta su longitud en 1,1 km (0,7 km hacia el sur y 0,4 km hacia el norte) mientras que su máxima anchura disminuye en 200 m. El extremo de la lengua de tierra paralela a la costa se curva hacia ésta, convirtiéndose en una barrera de arena transversal que está separada de la costa por un estrecho canal de agua de unos 50 m. de ancho, formando un lago artificial en su interior de 17 hectáreas.
- En los estadios 6.c y 6.d, al cabo de cinco y diez años, el motor de arena se va esparciendo lentamente reduciendo su máxima anchura hasta los 600 m mientras que su longitud crece desde los 3,5 km hasta los 5,3 km (con un alargamiento de 1,6 km hacia el sur y 1,2 km hacia el norte. El área del lago decrece hasta las 14 hectáreas mientras que la estrecha conexión con el canal continúa existiendo.
- En el estadio 6.e, que representa la situación a quince años vista, el motor de arena ya tiene una longitud de 7 km (con una extensión hacia el sur de 2,5 km y hacia el norte de 2,1 km) con una anchura máxima de 500 m. El canal paralelo a la costa ha desaparecido dejando de estar conectado el lago con el océano.
- El estadio 6.f que representa la situación a los veinte años. Entre los quince y los veinte años se forma un nuevo canal, hidráulicamente más eficiente que crece en el lado norte del relleno de modo que el lago vuelve a estar conectado con el océano. En el horizonte de los 20 años la máxima anchura es de 450 m mientras que la longitud del relleno es de 8 km (con una extensión hacia el norte de 2,5 km y de 3,0 km hacia el sur). Por su parte, el área del lago artificial ha decrecido hasta las 8 hectáreas y permanece abierto hacia el océano por su nuevo canal.

En la figura 7 se muestra una imagen actual del motor de arena en donde se puede ver que la evolución de éste es acorde a lo esperado. En este incipiente estadio de su evolución el motor de arena cuenta con la aceptación de los ingenieros que lo diseñaron, de las autoridades que lo aprobaron y de la sociedad. No será hasta que se hayan completado los veinte años de su evolución prevista cuando se puedan extraer conclusiones definitivas acerca de lo acertado del artificio. En esas conclusiones habrá que valorar los aspectos medioambientales, sociales, económicos y de seguridad, ante posibles temporales, para la población.

4. DEL MAR DE ZUIDERZEE A LOS LAGOS IJSELMEER Y MARKERMEER

Zuiderzee o Mar del Sur para los neerlandeses (*zuid* significa sur y *zee* significa mar en neerlandés) es un mar de agua salada que se formó en el siglo XII y que se convirtió en dos lagos de agua dulce en el siglo XX. Para conocer la historia de este mar y en general de los Países Bajos, hay que remontarse a la última glaciación hace unos diez mil años. En esta época el Mar del Norte era una gran llanura junto a lo que hoy conocemos como Países Bajos. Al llegar la actual inter-glaciación (periodo comprendido entre dos glaciaciones con temperaturas sensiblemente más cálidas) el nivel de los mares se elevó produciendo que el agua del mar fuera inundando el actual Mar del Norte.

La ciudad de Ámsterdam surgió entre los siglos XII y XIII a raíz de la construcción de una presa (*dam* en neerlandés) en la desembocadura del río Amstel. Con esta presa el río se bifurcaba en dos ramales aumentando su sección hidráulica. Este aumento de la sección hidráulica les permitía a los primeros habitantes un mejor control de las avenidas del río. Al mismo tiempo, detrás de la presa, había una zona con agua marina donde se pudo construir un puerto al abrigo de las avenidas del Amstel. Esos dos primeros canales en los que se bifurcó el río Amstel fueron el embrión de la vastísima red de canales que configuran hoy la morfología de la ciudad. En el lugar físico donde fue construida la presa se encuentra en la actualidad la plaza Dam, centro neurálgico de la ciudad.



Figura 7. Imagen del motor de arena en el 2015.



Figura 8. Mapa de los Países Bajos del S. XVII.



Figura 9. Ámsterdam en el siglo XVI.

La conexión de Ámsterdam con el Mar del Norte era a través del Zuiderzee. Esta conexión tenía el gran inconveniente del poco calado de las aguas en este mar. En efecto, el Zuiderzee tenía una profundidad bastante constante y en torno a los 4 m en toda su extensión. Debido a los sedimentos que aportaba el caudaloso río Amstel, y al uso de barcos cada vez mayores, el dragado del puerto se hizo necesario de modo frecuente. Es por esta razón que en la segunda mitad del siglo XIX se decide construir el Canal del Mar del Norte (Noordzeekanaal). En la figura 8 se puede observar cómo Ámsterdam no estaba conectada con el Mar del Norte por el Oeste, por la bahía del IJ. Entre 1865 y 1876 se construye este canal de máxima importancia para el tráfico marítimo del puerto de Ámsterdam. Esta nueva conexión permitía una salida directa al Mar del Norte desde Ámsterdam, sin tener que recorrer el mar de Zuiderzee. Además, al tener un mayor calado,

permitía la operatividad del puerto para una mayor variedad de barcos.

A partir de este momento comenzaron los pensamientos más serios para cerrar el Zuiderzee y convertirlo en un inmenso lago interior. El principal impulsor de este proyecto fue el ingeniero Cornelis Lely quien en 1891 realizó el primer plano del cierre. Las obras comenzaron en 1920 y se concluyeron en 1932. El mar de Zuiderzee ya no sería más un mar, pasando a convertirse en el lago IJsselmeer (meer significa lago en neerlandés). El nombre le procede del río IJssel, uno de los ramales en los que se divide el Rin a su llegada a los Países Bajos y principal curso fluvial que desembocaba en el Zuiderzee.

El dique de Afsluitdijk tiene una longitud de 32 km, una anchura de 90 m y una altura sobre el nivel del mar de 7,25 m.

Posteriormente, en 1976, se terminó un dique de similares dimensiones, el dique Houtribdijk, el cuál dividió las



Figura 10. Obras de construcción del dique Afsluitdijk.



Figura 11. Vista del Dique de Afsluitdijk separando las aguas del Mar de Wadden (saladas) de las aguas del lago IJsselmeer (dulces).

aguas del lago *IJsselmeer* en dos lagos, el lago norte que siguió denominándose *IJsselmeer* y el lago sur que pasó a denominarse *Markermeer*, en honor a la isla de Marken que se encontraba en sus aguas. Esta isla también se unió al continente (provincia de Holanda del Norte) a través de un dique que, haciendo las veces de istmo, la convirtió en península.

En la figura 12 se puede apreciar al norte en color azul claro el Mar de Wadden (*Waddenzee*), que pertenece al Mar del Norte. El Mar de *Wadden* está separado del lago *IJsselmeer* por el cierre de *Afsluitdijk*. A su vez, el lago *IJsselmeer* está separado del lago *Markermeer* por el cierre de *Houtribdijk*. Dentro del lago *Markermeer* se puede ver la isla de Marken, que ha sido convertida en península, uniéndola mediante un istmo a la provincia de *Noord Holland* (Holanda del Norte). Por último, y aunque no aparezca

reflejado en la figura 12, el lago *Markermeer* está hidráulicamente separado de las aguas de Ámsterdam mediante las esclusas de *Oranje* (figura 13). Estas esclusas independizan el nivel de las aguas del lago *Markermeer* de las aguas del Canal del Mar del Norte.

Volviendo a los lagos *IJsselmeer* y *Markermeer*, su desconexión del mar unida a la gran cantidad de agua dulce que le entra desde el continente, principalmente a través del río *IJssel*, propició que el agua de estos lagos fuese siendo cada vez menos salada hasta que, con el paso de pocos años, se convirtieron en lagos de agua dulce. Este hecho arruinó la vida pesquera de los pueblos que habitaban las orillas del antiguo *Zuiderzee*. Sin embargo, se había creado la mayor reserva de agua dulce de todo el occidente europeo. Este gran lago está disponible para proporcionar agua dulce a la zona septentrional de Países Bajos en épocas de sequía.



Figura 12. IJsselmeer y Markermeer.



Figura 13. Vista cenital de las esclusas de Oranje.

Al estar desconectados del mar exterior, los lagos *IJsselmeer* y *Markermeer* no están sujetos a las mareas ni a los temporales exteriores. Este hecho propició que grandes extensiones de tierra pudieran ser arrebatadas al mar mediante sucesivos pólderes. En la figura 10 aparecen en verde intenso las nuevas tierras creadas, y en color naranja las nuevas ciudades surgidas. La adquisición de nuevos terrenos fue de tal magnitud que a mediados del siglo XX los Países Bajos crearon oficialmente su decimosegunda provincia, *Flevoland*, con capital en *Lelystad*, ciudad también de nueva creación y que debe su nombre al ingeniero *Cornelis Lely*, antes citado.

El lago *IJsselmeer*, y en verano el lago *Markermeer* también, son alimentados principalmente por el río *IJssel*. Desde abril a septiembre el nivel de sus aguas es 0,20 m. inferior al nivel medio del mar. Durante el resto del año, el nivel se mantiene 0,40 m. por debajo del nivel medio del mar. Durante el invierno, el lago *Markermeer* vacía su excedente de agua al lago *IJsselmeer*, mientras que éste hace lo propio hacia el Mar de *Wadden* a través de las compuertas de *Den Oever* y *Kornwerderzand*. Para ello se aprovechan los periodos de bajamar. En verano, sin embargo, el lago *Markermeer* vacía sus excedentes de agua hacia el Canal del Mar del Norte, para ayudar a mantener éste con las aguas dulces y con un nivel adecuado para el tránsito de los barcos. En primavera y otoño, la dirección de descarga depende de las condiciones climáticas y el nivel de las aguas.

Quizás estemos ante la obra más impactante de la ingeniería holandesa. La transformación de un mar de agua salada en dos inmensos lagos de agua dulce es un logro sin parangón en la ingeniería de costas, sin el cual no es explicable la configuración física actual de los Países Bajos, el inmenso terreno ganado al mar y la evolución de su producción agrícola y ganadera.

5. AMSTERDAM-RIJNKANAAL

Con la construcción de las compuertas de *Oranje*, se independizaba el agua del Canal del Mar del Norte de las aguas del lago *Markermeer*. Del mismo modo, en la salida de este canal al Mar del Norte se encuentran las compuertas de *IJmuiden*. Estas compuertas permiten mantener un

nivel distinto de las aguas entre el canal y el Mar del Norte, así como permiten también que el agua del Canal del Mar del Norte sea dulce a diferencia del agua exterior. Este hecho hace que las aguas de los canales de Ámsterdam sean dulces y no saladas. Cada vez que un barco opera en las esclusas de *IJmuiden*, se produce una contaminación con agua salada del canal. Esto propicia que haya un gradiente de salinidad en el canal desde las compuertas de *IJmuiden* hacia el interior. Este gradiente de salinidad proporciona al canal unas características ecológicas únicas. El aporte de agua dulce que tiene el canal viene principalmente del río *Amstel*. Sin embargo, este aporte es insuficiente para evitar que la salinidad llegue hasta la ciudad de Ámsterdam contaminando todas las aguas. Para introducir un nuevo aporte de agua dulce en esta zona se construyó el *Amsterdam-Rijnkanaal*, un canal que une la ciudad de Ámsterdam con el río *Lek* y con el *Waal* (ramificaciones por el sur del Rin). Este canal tiene una captación de agua para consumo humano por lo que es muy importante que no se salinice. Es por ello que se exige un caudal mínimo de 30 m³/s para abastecer este canal.

La evacuación de agua desde el Canal del Mar del Norte hacia este mar se hace a través de las compuertas de *IJmuiden*. Cuando hay bajamar en el Mar del Norte la descarga se hace directa por gravedad mientras que cuando el nivel del Mar del Norte está alto, en pleamar, entra en acción la estación de bombeo de *IJmuiden*, que a la postre viene a ser la más grande de Europa, con una capacidad de bombeo de 260 m³/s.

Como se puede ver, la gestión del agua de los canales de Ámsterdam se enmarca dentro de complejo sistema en el que se mueve una ingente cantidad de agua y en donde hay que tener muy presente el gradiente de salinidad en las diferentes zonas y no sólo el nivel del agua. Esto lleva a tener que disponer de un vasto conjunto de canales, esclusas y estaciones de bombeo de gran capacidad.

6. CONCLUSIONES

Las obras de ingeniería para protección contra inundaciones de los Países Bajos han merecido su consideración como una de las siete maravillas del mundo moderno



Figura 14. Ubicación del Amsterdam Rijnkanaal.

por parte de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ASCE.

Los nuevos retos proceden en primer lugar de la creciente importancia que tiene la evaluación ambiental al planear futuras actuaciones ingenieriles. En efecto, hoy en día la transformación de un medio marino a un medio de agua dulce suscita mayores cuestionamientos medioambientales que en décadas pasadas, cuestionamientos que deben ser tenidos muy en cuenta en la toma de decisiones. Las políticas actuales de los Países Bajos ya no pasan por seguir ganando terreno al mar, sino por elevar los niveles de seguridad de los terrenos ya ganados. Igualmente, la producción agroalimentaria ya no tiene el peso específico que tenía hace cien años en la economía de los Países Bajos, y la evolución demográfica tampoco es la misma.

Como se ha comentado, la idea que rige las nuevas actuaciones consiste en trabajar con la naturaleza en vez de luchar contra ella y las nuevas apuestas como el motor de arena así lo demuestran. Parece acertada esta nueva forma de entender la ingeniería. Intervenciones como las del siglo pasado, transformando un mar de agua salada en dos lagos de agua dulce ya no son bien recibidas por la sociedad de hoy, en la que los criterios medioambientales tienen un peso cada vez mayor.

Pero sin lugar a dudas el mayor reto al que se enfrentan los Países Bajos es al cambio climático. La elevación del nivel del mar y el aumento de la intensidad de las lluvias en las épocas húmedas no son vistos de la misma manera en los Países Bajos que en el resto del mundo. Allí, estas nuevas condiciones son una amenaza a la propia existencia de una gran parte del territorio. Por desgracia, las causas del calentamiento global de la Tierra quedan lejos de poder ser neutralizadas por la acción de un único país. Por suerte, parece que la ingeniería civil neerlandesa está preparada para hacer frente a las nuevas circunstancias y minimizar los riesgos para su población.

7. REFERENCIAS

Ministerio de Infraestructuras y Medio Ambiente y Ministerio de Asuntos Económicos de los Países Bajos (2014). *Delta Programme 2015*. Países Bajos. Ministerio de Infraestructuras y Medio Ambiente y Ministerio de Asuntos Económicos de los Países Bajos. Disponible en http://english.deltacommissaris.nl/binaries/delta-commissioner/documents/publications/2014/09/16/delta-programme-2015/Delta+Programme+2015+English_tcm310-358177.pdf

Rijkswaterstaat, Ministerio de Infraestructuras y Medio Ambiente de los Países Bajos (2015). *Annual Report 2014*. Países Ba-

jos. Rijkswaterstaat. Disponible en http://www.rijkswaterstaat.nl/en/images/Annual%20Report%20Rijkswaterstaat%202014_tcm224-373126.pdf

Rijkswaterstaat Ministerio de Infraestructuras y Medio Ambiente de los Países Bajos (2011). *Water Management in the Netherlands*. Países Bajos. Rijkswaterstaat. Disponible en https://www.rijkswaterstaat.nl/en/images/Water%20Management%20in%20the%20Netherlands_tcm224-303503.pdf

Stive, M. J. F., De Schipper, M. A., Luijendijk, A. P., Ranasinghe, R. W. M. R. J. B., Van Thiel de Vries, J. S. M., Aarninkhof S., Van Gelder-Maas C., De Vries, S., Henriquez, M., y Marx, S. (2013). The sand engine: A solution for vulnerable deltas in the 21st century?. En *Coastal Dynamics: 7th International Conference on Coastal Dynamics*, Arcachon, France, 24-28 June (pp. 1537-1546). Bordeaux (France): Bordeaux University.

Saeijs, H. L. F., Smits, A. J. M., Overmars, W., y Willems, D. (2004). *Changing Estuaries, Changing Views*. Erasmus University, Rotterdam y Radboud University, Nijmegen. Disponible en <http://repub.eur.nl/res/pub/1850/ESM-2004-005.pdf>

Baars, W. (2004). Peat dike failure in the Netherlands. En *European Water Management Online*. Disponible en <http://www.ewaonline.de/journal/online.htm>

Steen, P. J. M., y Pellenburg, P. H. (2004). Water Management in the Netherlands: Introduction to the 2004 Maps. *Tijdschrift voor Economische en Sociale Geografie*, 95 (1), 127-129.

Vis, M., Klijn, F., De Bruijn, K. M., y Van Buuren M. (2003). Resilience Strategies for flood risk management in the Netherlands. *International Journal of River Basin Management*, 1 (1), 33-40.

De Bruijn, K. M., y Klijn, F. (2009). Risky Places in the Netherlands: a First Approximation for Floods. *Journal of Flood Risk Management*, 2 (1), 58-67.

Oude Essink G. H. P., Van Baaren E. S., y De Louw P. G. B. (2010). Effects of Climate Change on Coastal Groundwater Systems: A Modeling Study in the Netherlands. *Water Resources Research*, 46 (10), W00F04, doi:10.1029/2009WR008719

Kwadijk, J. C. J., Haasnoot, M., Mulder, J. P. M., Hoogvliet, M. M. C., Jeuken, A. B. M., Van der Krogt, R. A. A., Van Oostrom, N. G. C., Schelfhout, H. A., Van Velzen, E. H., Van Waveren, H., y De Wit, M. J. M. (2010). Using Adaptation Tipping Points to Prepare for Climate Change and Sea Level Rise: a Case Study in the Netherlands. *Wiley Interdisciplinary Reviews: Climate Change*, 1 (5), 729-740.

Van de Ven, G. P. (1996). *Man-made lowlands: history of water management and land reclamation in the Netherlands*. Utrecht (Holanda): Uitgeverij Matrijs.

Coops, H., y Hosper, S. (2002). Water-Level Management as a Tool for the Restoration of Shallow Lakes in the Netherlands. *Lake and Reservoir Management*, 18 (4), 293-298.



Reacción álcali sílice en el hormigón con áridos de reacción rápida. Estudio Experimental.

Autores: Víctor D. Lanza Fernández y María del Pilar Alaejos Gutiérrez

Serie Monografías: M-118

SBN: 978-84-7790-544-8

Año: 2013

PVP: 25€

La detección de áridos reactivos con los álcalis del hormigón es fundamental para poder evitar que en el futuro aparezca esta patología, con lo que conlleva en gastos de mantenimiento y reparación para las estructuras. Este estudio experimental se ha realizado con el objetivo final de diseñar una metodología completa para el estudio de áridos españoles de reacción rápida.

Así, partiendo de áridos cuya reactividad es conocida por haber sido extraídos de obras afectadas por la reacción álcali sílice, se han evaluado diferentes ensayos normalizados existentes en la normativa española o internacional: ensayo acelerado de probetas de mortero, ensayo químico, ensayo químico-cinético, y Gel-Pat. Además, se

estudia la aplicación de dos técnicas diferentes para la identificación y cuantificación de componentes reactivos: la difracción de rayos X (no normalizada) y el estudio petrográfico (sin norma que lo desarrolle en España). Finalmente se ha definido un nuevo ensayo que, de una forma fácil y rápida, sea capaz de detectar áridos potencialmente reactivos, diferenciando a los rápidos y los lentos, e inocuos: el Gal Pat modificado. Los resultados obtenidos han sido válidos para definir una metodología completa de estudio de áridos reactivos, corroborada con la casuística real española.



Reacción álcali sílice en el hormigón con áridos de reacción rápida. Estado del arte.

Autores: Víctor D. Lanza, Fernández y María del Pilar Alaejos Gutiérrez

Serie Monografías: M-119

ISBN: 978-84-7790-538-7

Año: 2013

PVP: 25€

En España es conocido el daño que la reacción álcali sílice (RAS) ha producido en distintas estructuras, daño que conlleva un elevado coste de conservación de las construcciones con esta patología. Para evitar el desarrollo de la RAS en futuras obras de hormigón, es necesario disponer de una metodología que permita, con seguridad y de forma fácil y rápida, diferenciar áridos reactivos e inocuos. En este libro se recoge el estado actual del conocimiento sobre la detección de áridos reactivos, profundizando en las siguientes cuestiones necesarias para poder caracterizar a los áridos españoles:

- Fundamento de la reacción álcali sílice y factores que intervienen
- Áridos reactivos, analizando los componentes reactivos existentes y en que áridos han sido identificados
- Técnicas para la detección de áridos reactivos y sus limitaciones
- Metodologías para el estudio de la reactividad de los áridos: normativa existente y evolución
- Álcalis disponibles en el hormigón para el desarrollo de la reacción álcali sílice

Zonificación geotécnica de la ciudad de Xalapa, Veracruz. México

Geotechnical characterization of Xalapa city, Veracruz, Mexico

Óscar Lenz^{1*}

Palabras clave

zonificación geotécnica; suelos volcánicos; campo colcánico de Xalapa; sedimentos piroclásticos; fábrica de las arcillas volcánicas; módulos de reacción y compresibilidad;

Resumen

Sobre la base de 144 estudios geotécnicos repartidos por todo el área metropolitana de la Ciudad de Xalapa, Veracruz, incluyendo zonas conurbadas, se propone una carta geotécnica que presenta la distribución de los suelos. Para comprender la configuración de los depósitos que componen el subsuelo de la mencionada ciudad son descritas brevemente la historia geológica que dio lugar a la actual disposición de los geomateriales y la morfología presentada por el Campo Volcánico de Xalapa.

El trabajo presenta, además, una miscelánea de valores de módulos de reacción obtenidos en ensayos con placa realizados en diversos materiales piroclásticos parcialmente saturados.

Finalmente, se muestran correlaciones entre la resistencia no drenada y el contenido de humedad, y describe las características de compresibilidad de las arcillas ubicadas en los cauces intermitentes.

Keywords

geotechnical zoning; volcanic soils; Xalapa volcanic field; pyroclastic sediments; fabric volcanic clays; reaction modules and compressibility;

Abstract

Resting on 144 geotechnical studies comprising the whole metropolitan area of Xalapa City (Veracruz), including conurbations zones, a geotechnical map presenting the distribution of soils in the aforementioned urban spot is proposed. In order to understand the configuration of the deposits that make up the subsoil of the alluded city, a brief description is given of both the geological history leading to the current disposition of geomaterials, and the morphology present in Xalapa Volcanic Field.

Furthermore, this paper presents a miscellany of reaction module values obtained through plate testing carried out on different partially-saturated pyroclastic materials.

Finally, it shows correlations between drained resistance and moisture content, and describes the compressibility characteristics of clays located in intermittent channel.

1. INTRODUCCIÓN

La Ciudad de Xalapa se encuentra alojada en el oriente de la provincia fisiográfica denominada Eje Neovolcánico Mexicano (figura 1) y ha crecido de forma anular sobre las laderas del Cerro Macuiltepetl, pequeño volcán compuesto por escorias.

Xalapa capital del Estado de Veracruz tiene más de 457,928 habitantes y en estos últimos 30 años el crecimiento del aparato administrativo del Gobierno del Estado de Veracruz ha ocasionado un crecimiento acelerado de la población, que comprende a la misma ciudad y a sus áreas conurbadas con Coatepec, Banderilla y Las Trancas. Como consecuencia de lo anterior, el desarrollo urbano acelerado ha cubierto áreas inestables compuestas por lomeríos y rellenos mal compactados, situación que impuso al sector de la construcción realizar estudios geotécnicos. Gracias a esta circunstancia, en este trabajo se ha podido acopiar casi todo este acervo de informes geotécnicos y ha permitido caracterizar los suelos que componen el subsuelo de Xalapa con el objeto de implementar una zonificación geotécnica del lugar en estudio.

Adicionalmente a lo comentado en el epígrafe precedente, los alcances de este trabajo incluyen una breve caracterización de los suelos y rocas que componen los

diferentes depósitos que se alojan en la zona en estudio y toda vez localizados e identificada su extensión y distribución, proponer una carta geotécnica que permita a un futuro mediano la identificación de áreas que presentan riesgos geotécnicos. Por otro lado, las escalas usadas en este trabajo, por así imponerlo la cartografía existente y la disponibilidad de espacio, fue del tipo gráfico, tanto en el sentido horizontal (en planta) como en el vertical (perfiles longitudinales).

2. ANTECEDENTES

La primera caracterización geotécnica de los suelos que componen los depósitos volcánicos del subsuelo de la Ciudad de Xalapa fue presentada, de manera preliminar, en las memorias de la VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, organizada por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos en el año 1976. El trabajo reporta un total de siete estudios dentro del área urbana que comprenden 25 sondeos profundos y 18 pozos a cielo abierto (Esquivel, 1976). A partir de 1983 hasta el presente se ha recopilado más de 144 informes geotécnicos que reportan 131 sondeos realizados con máquina rotaria (incluyendo sondeos de la Autopista Libramiento de Xalapa) y 258 sondeos someros del tipo pozos a cielo abierto y ejecutados con barrena manual, todos ellos con sus respectivos reportes de laboratorio. También se aprovechó las recientes investigaciones realizadas en estos diez últimos años, como los estudios de

* Autor de contacto: oscarlenz@hotmail.com

¹ Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Veracruzana, México.

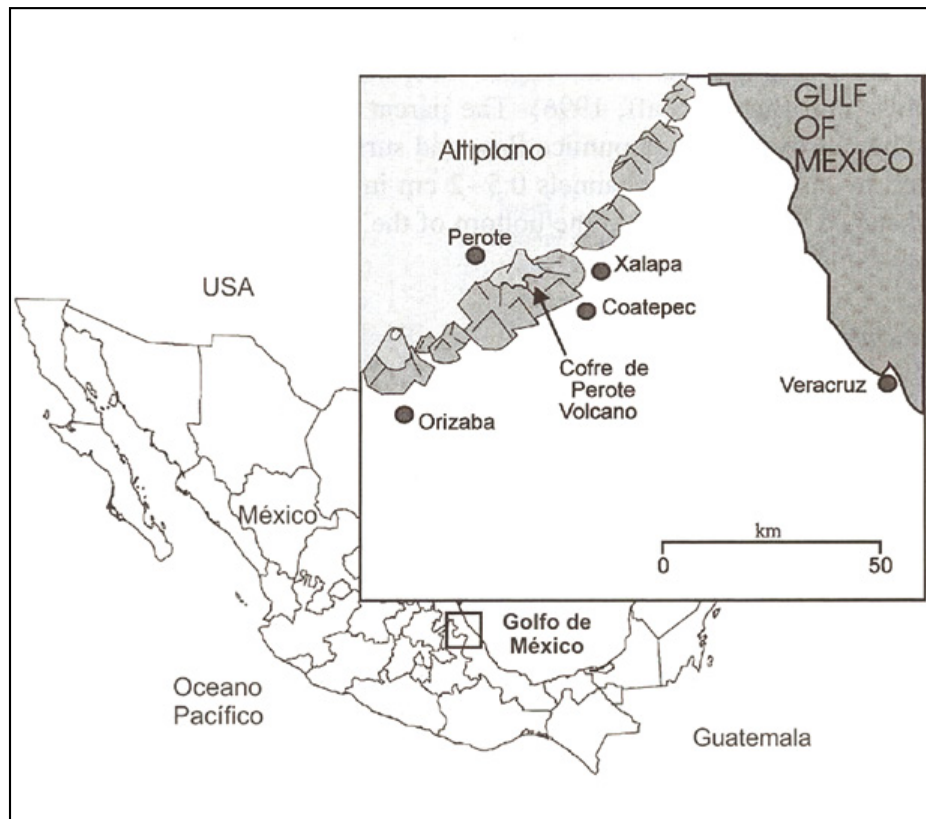


Figura 1. Localización de Xalapa, Veracruz (Dubroeuq et al, 2002).

González Mercado [2005], Morales Barrera, W. V. (2009) y Lenz, O. (2004 y 2009), por citar los de mayor interés para esta investigación.

3. GEOLOGÍA

La zona en estudio se encuentra en el oriente del Eje Neovolcánico, en la porción central del Estado de Veracruz y está limitada por los paralelos $19^{\circ}29'$ y $19^{\circ}36'$ latitud norte y entre los meridianos $96^{\circ}48'$ y $96^{\circ}58'$ de longitud oeste y altitudes de 700 a 1600 msnm. El clima corresponde a semi-cálido húmedo, con lluvias abundantes en verano, con precipitaciones de 1100 a 1600 mm (INEGI, 2009).

El inicio del vulcanismo del Eje Neovolcánico o Faja Volcánica Transmexicana (FVT) ocurre en la transición de las Épocas del Mioceno y Plioceno (5.3 a 1.8 Ma) y según Padilla y Sánchez (2007) adquiere su máxima actividad en el Plioceno y el Cuaternario. Dicha actividad volcánica está asociada a la zona de subducción formada por las placas de Cocos y la Continental Mexicana (INEGI, 1984), que es la que suministra el material magmático a la FVT. En el Pleistoceno-Cuaternario se forma el Campo Volcánico de Xalapa (CVX), compuesto por 20 volcanes del tipo monogenético (sólo una fase eruptiva) y a finales del Cuaternario ocurrieron eventos laháricos que aportaron sedimentos volcanoclásticos provenientes del volcán Cofre de Perote (ver figura 1) y se depositaron en la parte norte y centro del CVX (González Mercado, 2005). Se mencionan aquí los volcanes que se encuentran dentro del área metropolitana y zonas conurbadas de Xalapa, a saber: Cerro Macuiltepetl, Cerro Colorado 1 (según asignación de González Mercado, 2005), El Estropajo, Las Margaritas y Pitaya, pues fueron los que modelaron la

actual morfología del terreno y suministraron los geomateriales a la localidad. La figura 2 muestra el relieve producto de la actividad volcánica del Campo Volcánico de Xalapa y la tabla 1 incluye la localización y características de los volcanes antes aludidos.

La figura 3 muestra la geología de la región de Xalapa con la distribución de sus formaciones, como: aluviones, lahares, flujos de lava, deposición de ignimbritas y el emplazamiento del CVX, y también indica la localización de los conos monogenéticos. La litología suministrada por estos volcanes está representada por fragmentos autoclásticos, piroclásticos y epiclásticos (Fisher, 1961). Los materiales autoclásticos se encuentran dentro de la chimenea del volcán Macuiltepetl, que corresponden a basaltos y escorias de color gris y rojo, y lavas de composición basáltica y andesítica (González Mercado, 2005), éstas escurrieron hacia el oriente de la ciudad formando contacto con los escurrimientos de los flujos La Joya (figura 3). Los sedimentos piroclásticos están representados por materiales tobáceos compuestos por cenizas volcánicas de grano fino, con tamaños comprendidos entre 1/256 mm a 2.0 mm y se encuentran repartidos por toda el área urbana, formando lomeríos que corresponden a las zonas altas de Xalapa. Otros sedimentos piroclásticos que se emplazaron hacia el oriente de la ciudad en el Terciario superior y medio son las ignimbritas (Morales Barrera, 2009), que presentan compacidades de media a muy compactas y las arenas pumíticas que se depositaron entre Coatepec y el Sur de Xalapa (formación Xaltipan, ilustrada en la figura 3). Los sedimentos epiclásticos son materiales que contienen residuos producidos por la meteorización y erosión procedentes de productos volcánicos (transporte de fragmentos) y se encuentran en las zonas que aquí denominamos cauces intermitentes o lo que fueron paleocanales que corresponden a

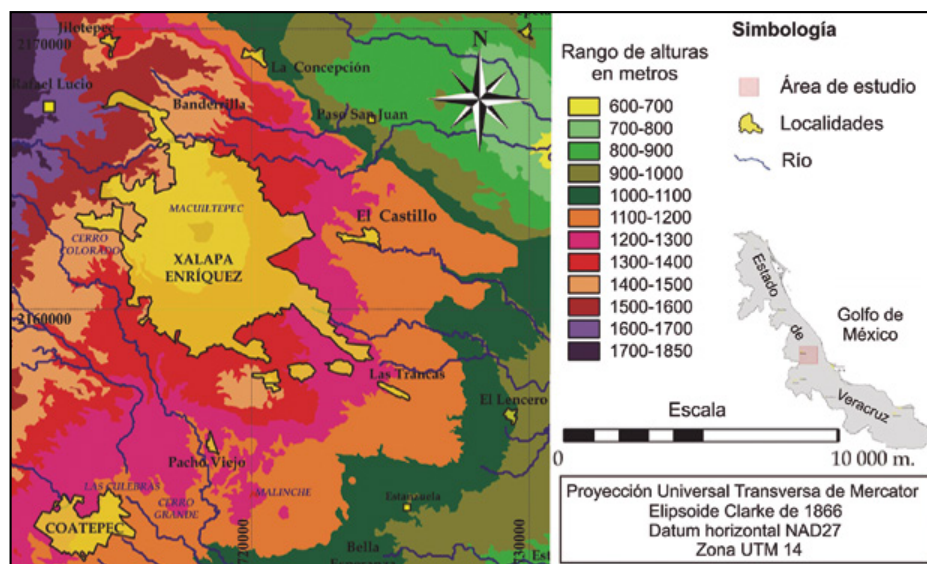


Figura 2. Mapa Hipsométrico de la Región de Xalapa (extraído de Morales Barrera, 2009).

Tabla 1. Volcanes monogenéticos ubicados dentro la mancha urbana de Xalapa

Volcán	Localización(*)		Tipo de volcán	Ubicación
	Latitud	Longitud		
Macuítépetl	19°32'54"	96°55'09"	Cono de escorias	Centro Xalapa
Cerro Colorado 1	19°32'30"	96°56'44"	Cono de escorias	Al oeste de Xalapa
El Estropajo	19°33'40"	96°57'31"	Cono de escorias	Al oeste de Xalapa
Las Margaritas	19°29'55"	96°54'40"	Tipo escudo	Al sur de Xalapa
Pitaya	19°30'25"	96°57'30"	Cono de lava	Al suroeste de Xalapa

(*) Según González Mercado (2005).

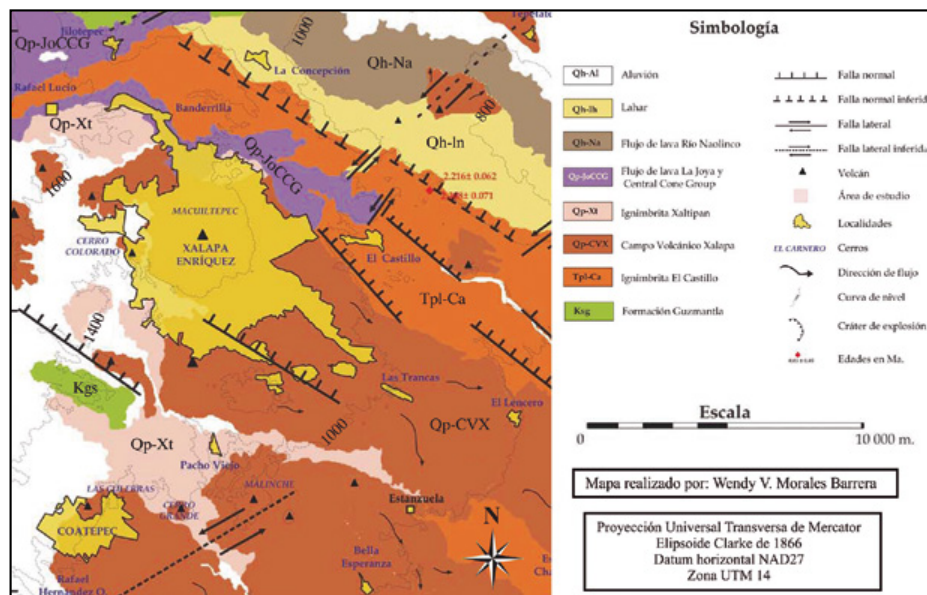


Figura 3. Geología de la Región de Xalapa (Morales Barrera, 2009).

zonas bajas. Las coladas provenientes del Cerro Macuítépetl formaron rocas basálticas, andesitas basálticas y traquiandesitas basálticas, predominando el basalto y escorias que se emplazan por toda el área perimetral del Volcán Macuítépetl y hacia el oriente de la ciudad. Resumiendo, todos los geomateriales situados en el área en estudio son de origen volcánico y su edad corresponde al Pleistoceno (González Mercado, 2005, Morales Barrera e INEGI, 2009).

4. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

4.1. Trabajos de campo

Según información reportada por los 144 estudios geotécnicos revisados, se llevaron a cabo sondeos profundos en los que se realizaban ensayos de penetración estándar (SPT), ejecutados bajo la metodología indicada por las Especificaciones Generales para Proyectos de Obras de PEMEX

(1976), equivalente a la norma ASTM D1586-99 (1999); toda vez ejecutado el ensayo SPT se recuperaba la muestra para su clasificación, embalado, etiquetado y su respectiva remisión al laboratorio. Según lo indicado por los registros de campo, para la recuperación de corazones de roca se utilizó la Norma ASTM D2113-99. Además, los mencionados estudios reportaban sondeos con pozos a cielo abierto (PCA) que permitían observar la estratigrafía superficial y la extracción de muestras del tipo alterado e inalterado.

Los trabajos de campo complementarios consistieron en realizar sondeos tipo PCA y ensayos con placa para identificar los módulos de reacción (Ks) y compresibilidad (Ev). La normativa utilizada en el ejercicio de este tipo de ensayos fue la AENOR NLT-357/98, basada a su vez en la norma DIN18134 (september, 2001).

La figura 4 muestra la localización de los estudios aludidos en el primer párrafo de este apartado, incluyendo las zonas conurbadas con Coatepec, Las Trancas, San Andrés Tlanehuayocan y Banderilla.

4.2. Trabajos de laboratorio

La ensayos de laboratorio que reportan los mencionados estudios del párrafo precedente son de carácter rutinario, es decir, los ensayos ejecutados consistieron en determinar lo siguiente: contenido de humedad (ω), granulometría, densidad de los sólidos (G_s), límite líquido (LL), límite plástico (LP), peso volumétrico natural (γ), ensayo triaxial no consolidado-no drenado (UU) y consolidación unidimensional. Con los resultados de laboratorio se procedió a calcular el índice de plasticidad (IP), la relación de vacíos (e), el grado de saturación (S_r) y los reportes de análisis

granulométrico facilitaron los porcentajes de finos (F). Los ensayos mecánicos permitieron calcular los parámetros de resistencia en condiciones no drenadas y los parámetros de compresibilidad de los suelos finos saturados. Cabe hacer mención, que para la clasificación de los suelos se ha utilizado el criterio propuesto por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Casagrande, A. 1948).

Conforme a lo reportado, los ensayos de laboratorio fueron realizados apegados a las normas ASTM. De manera resumida, la tabla 2 incluye los rangos máximos y mínimos de las propiedades mecánicas e índice de los suelos estudiados.

5. ESTRATIGRAFÍA Y CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS Y ROCAS

5.1. Depósito de Tobas, arcillas/limos arenosos (Qtl)

Para caracterizar y formular la estratigrafía del depósito Qtl se incluyeron los estudios indicados en los cortes longitudinales A-A' y B-B' señalados en la figura 4. Los sedimentos piroclásticos predominantes están representados por arcillas o limos de color café (cenizas volcánicas), de consistencia firme a muy firme, mezcladas con pequeñas cantidades de arenas finas y los sedimentos epiclásticos que se encuentran en las zonas bajas están compuestos por arcillas o limos de color café oscuro mezcladas con gravas y arenas, con inclusiones de bombas volcánicas; estos suelos regularmente se encuentran saturados.

Las propiedades físicas de estos suelos se incluyen en la tabla 2 y las características de plasticidad pueden apreciarse en la figura 5, en ella se hace la distinción entre los suelos

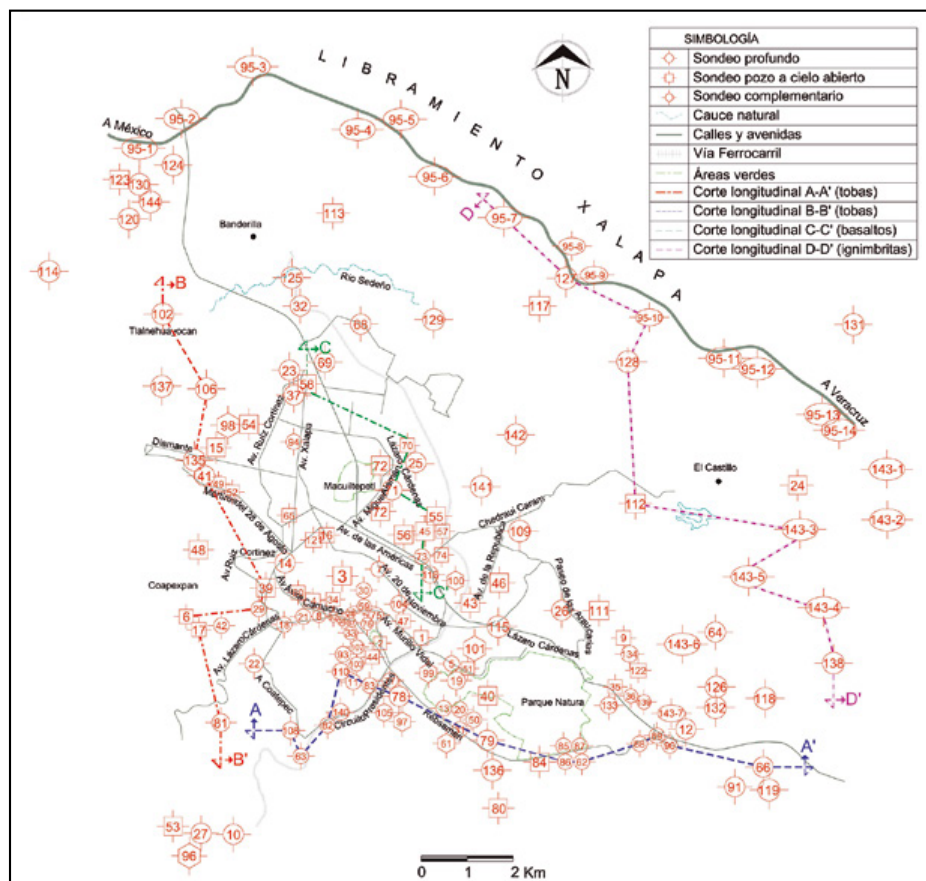
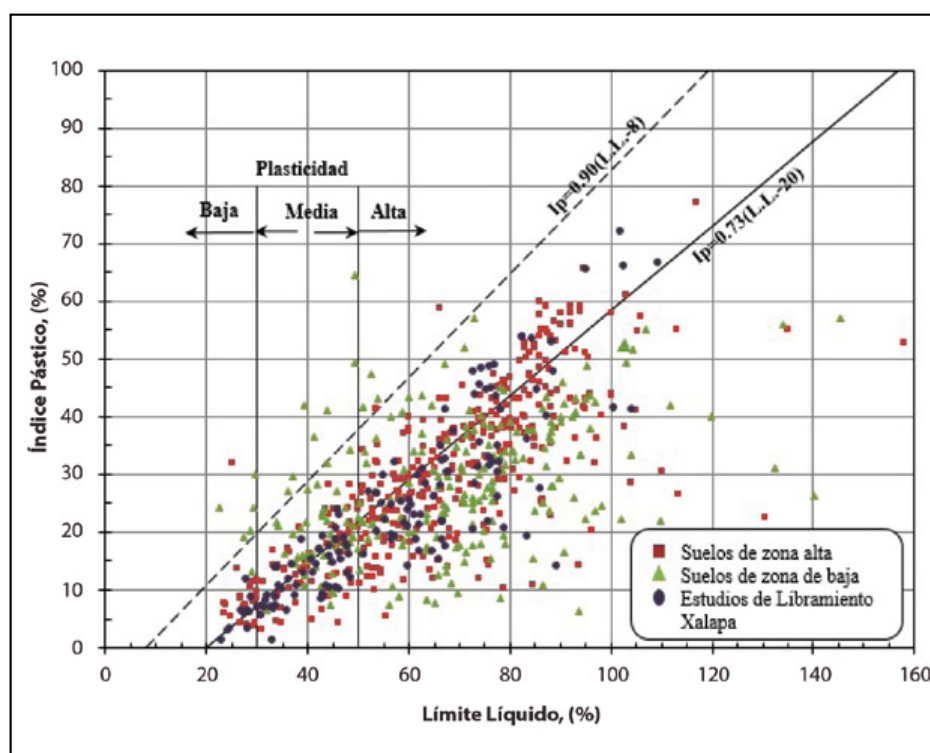


Figura 4. Localización de estudios realizados en la zona urbana y conurbada de Xalapa.

Tabla 2. Propiedades mecánicas e índice de los suelos de Xalapa

Tipo de suelo	Prof. m	ω %	LL %	IP %	G_s	γ ton/m ³	e	Sr %	F %	m_v cm ² /kg	k_v cm/seg
CH	0.15-27.00	29.48-61.83	55.54-90.72	26.82-60.2	2.44-2.72	1.48-1.78	0.89-1.75	63.76-100.00	72.10-99.54		
OH-MH	0.20-34.80	35.29-94.91	51.84-99.82	20.84-52.90	2.40-2.62	1.29-1.66	1.22-2.93	68.48-100.00	59.79-99.88	0.006-0.08	1.73E-6 – 1.97E-5
CL	0.20-18.00	18.69-50.44	27.82-46.41	8.41-24.99	2.40-2.62	1.40-1.83	0.47-1.70	56.91-100.00	61.89-95.31		
OL	1.00-11.10	17.53-53.95	31.70-46.74	7.51-18.26	2.42-2.71	1.43-1.76	0.73-1.22	66.65-91.07	63.53-98.00		
ML	0.45-30.00	30.01-34.59	24.90-48.00	3.20-16.52	2.75	1.55	1.39-1.57	52.58-68.43	52.30-99.00	-	-
SC	2.80-39.20	18.52-47.80	24.60-58.70	5.80-30.30	2.22-2.45	1.80	0.43-1.02	93.44	12.55-42.00	-	-
SM	0.90-45.49	14.46-60.34	27.50-59.00	3.90-24.40	2.22-2.62	1.03-1.65	1.23-2.10	26.39-96.39	12.18-48.00	-	-
SW	7.38-9.13	19.34-20.32	-	-	2.74	1.70	0.94	56.98-58.89	1.35-1.47	-	0.0274–2.85 E-3
SP	1.20-4.00	8.39-26.28	-	-	2.27-2.35	1.50-1.60	0.76-0.94	26.67-65.70	1.26-5.80	-	5.32 E-3–1.59 E-3
GC	6.00-26.00	12.10-54.70	52.00-56.90	21.00-32.80	-	1.80	-	-	25.00-41.00	-	-
GW	2.15-8.31	12.59-57.03	-	-	2.61	1.65	0.80-1.49	42.08-99.89	0.22-5.42	-	-

ω contenido de humedad; LL límite líquido; IP índice plástico; G_s peso específico relativo; γ peso específico; e relación de vacíos; Sr grado de saturación; F por ciento de finos; m_v coeficiente de variación volumétrica; k_v coeficiente de permeabilidad

**Figura 5.** Características de plasticidad de los suelos del CVX.

que están en zona alta (cara y corona de laderas) y los que se encuentran en zonas bajas (pie de laderas).

La permeabilidad de los suelos de media a alta plasticidad (CH, MH, OH, OL y CL) se determinó en ensayos edométricos y las relaciones de sobreconsolidación reportados oscilan entre 1.10 a 4.81 y por otra parte, la permeabilidad de los suelos granulares (SW y SP) fue

determinada en permeámetros de carga variable (ver tabla 2).

Cabe destacar, que la plasticidad y la actividad de estas arcillas o limos están condicionadas por la composición mineralógica y los minerales presentes en estos suelos son la haloysita y alofana (Lenz, 2004). La actividad característica de estos suelos oscila entre 0.52 a 0.71 (Lenz, 2009)

y según Day (2000) estas arcillas limosas (CH, MH, OH y OL) no son activas.

Para identificar la posible expansividad de los suelos finos que constituyen las zonas altas (arcillas parcialmente saturadas) se utilizó el criterio empírico de Bara, retomado de Esquivel (1976). En la relación límite líquido y peso volumétrico seco se manejaron ciento treinta y nueve datos y en la relación límite líquido contenido de humedad se utilizaron doscientos cincuenta y un datos. El criterio anterior se grafica en la figura 6, en ella puede

observarse que los suelos en estudio no son expansivos y era de esperarse por el tipo de minerales de arcillas reportados por Lenz (2009).

Por otro lado, la relación entre la resistencia no drenada y la humedad de arcillas (CH, OH y CL) se ilustra en la figura 7, puede apreciarse como disminuye la resistencia no drenada con el incremento del contenido de humedad.

Según los registros de campo, las profundidades del nivel de aguas freáticas (NAF) varía en las zonas bajas entre 0.30 m a 4.5 m, contados a partir del terreno natural.

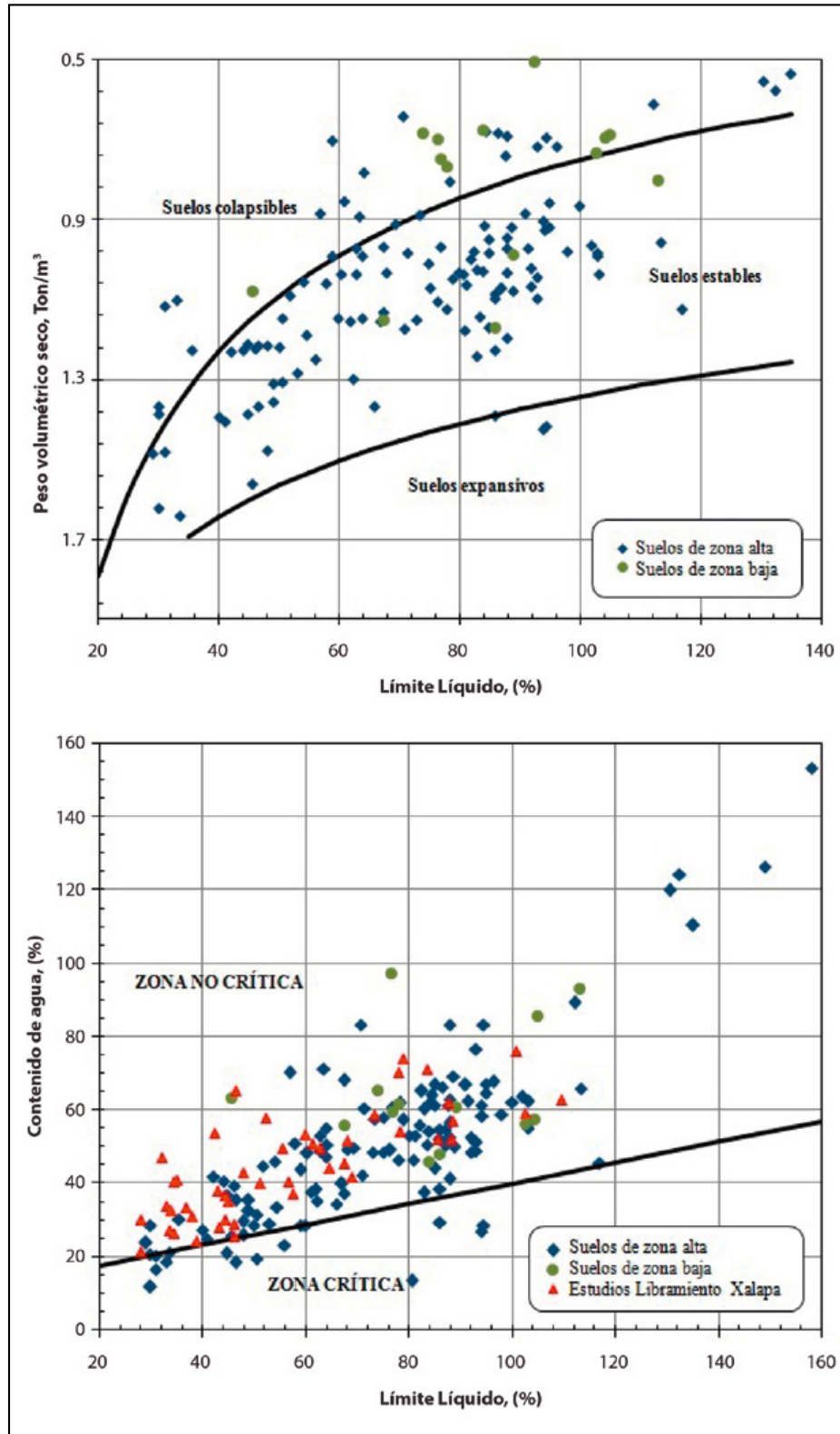


Figura 6. Método empírico de Bara para identificar suelos expansivos.

Con lo comentado en los párrafos precedentes y a los perfiles reportados en los sondeos incluidos en los cortes A-A' y B-B', pudo construirse los perfiles longitudinales que se muestran en las figuras 8 y 9, en las mismas figuras puede observarse el predominio de los materiales piroclásticos (cenizas volcánicas) representados por los limos (MH

y ML) y arcillas de alta plasticidad (CH), con intercalaciones de estratos compuestos por arenas limosas (SM). Hacia el oriente, en el corte A-A' (figura 8), aflora a la profundidad de 9.30 m una toba compacta de color café y grano fino (estudio 90) y la profundidad de 10.70 m se detectó la presencia de basalto (estudio 66). El corte B-B' (figura 9)

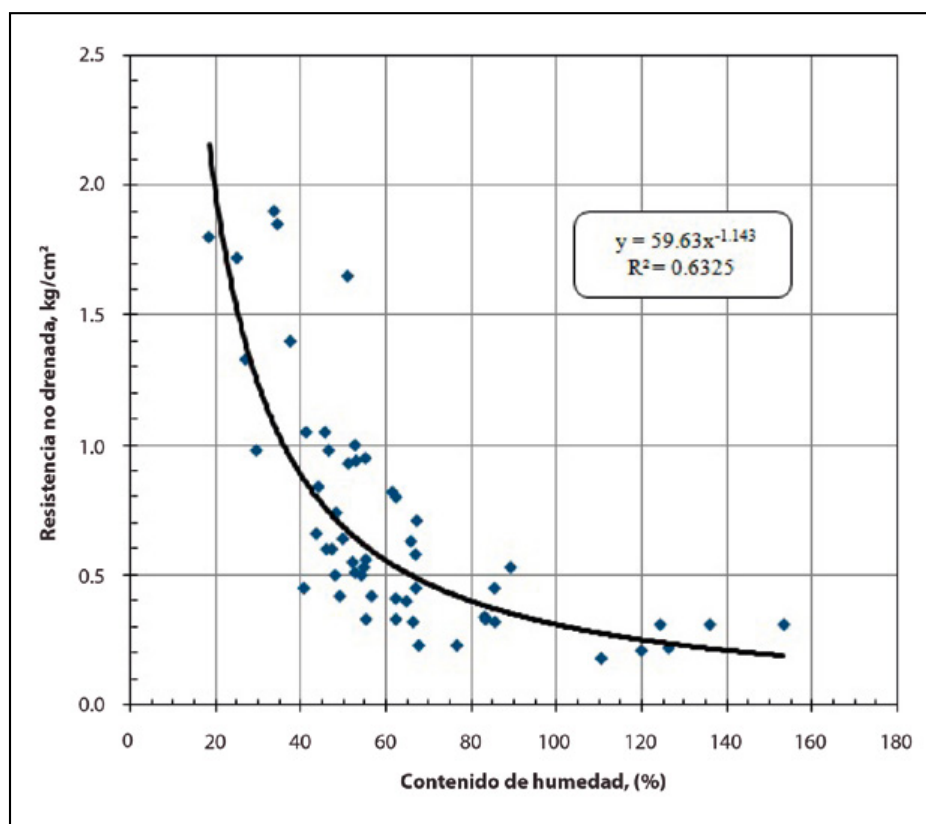


Figura 7. Relación entre resistencia no drenada y contenido de humedad en arcillas no saturadas.

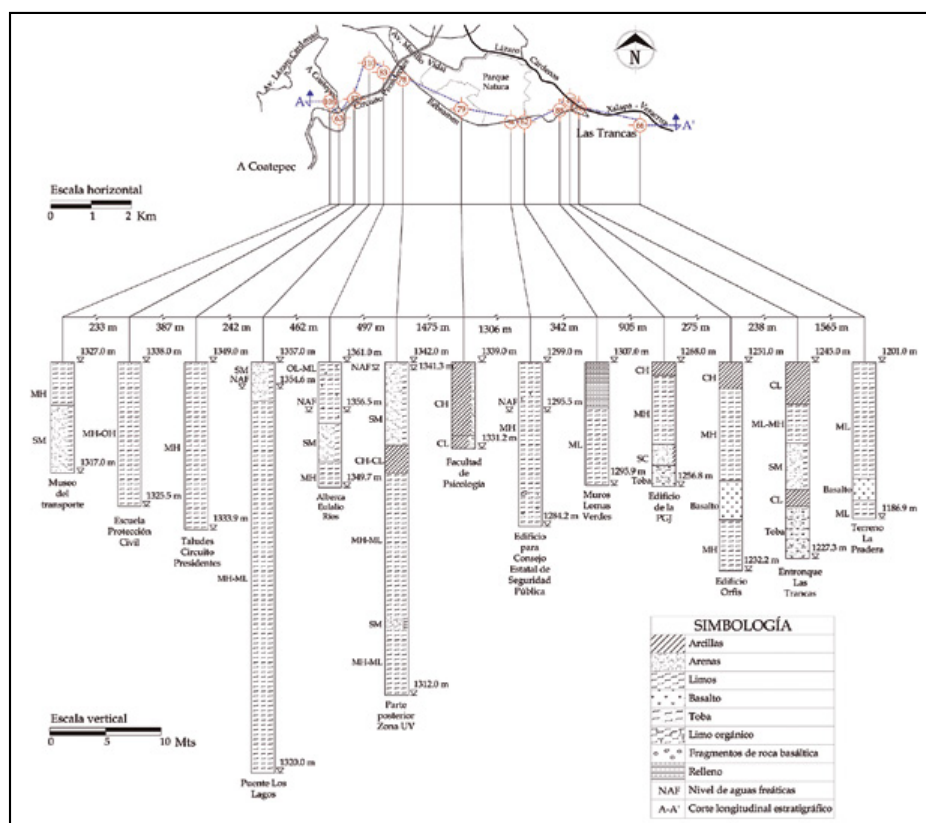


Figura 8. Perfil estratigráfico longitudinal A-A'.

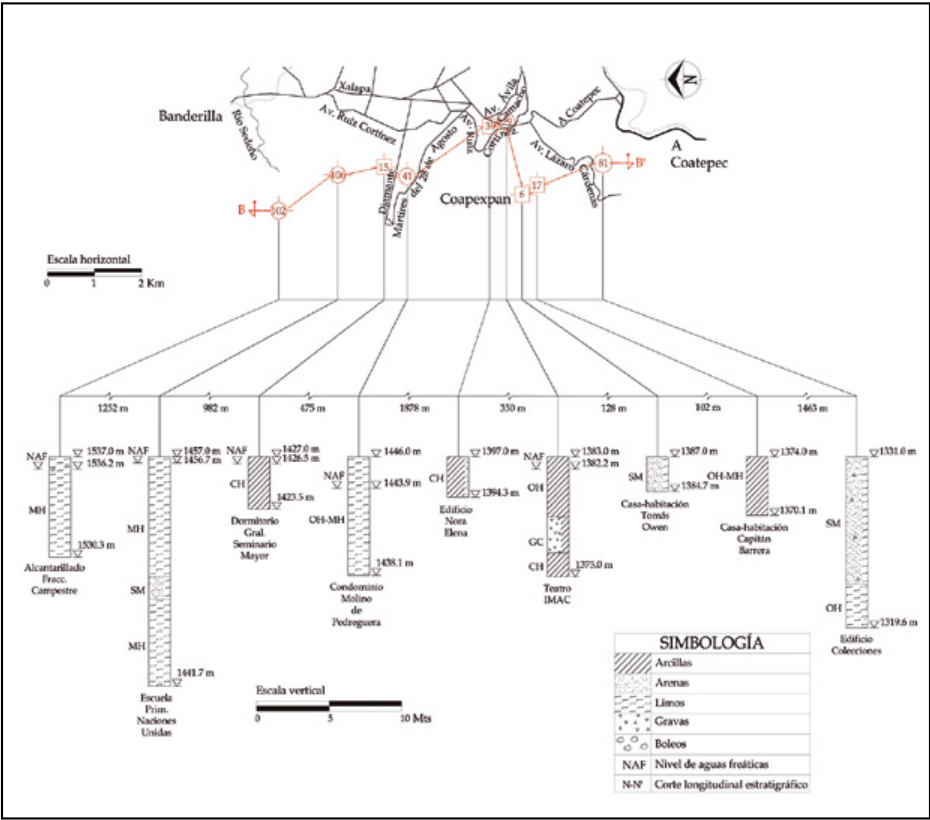


Figura 9. Perfil estratigráfico longitudinal B-B'.

indica que hacia el sur se detectaron arenas limosas (estudio 81) que son procedentes de la formación ignimbrítica Xaltipan (designado con Qp-Xt e indicado en la figura 3).

Es necesario apuntar, que en el depósito Qtl suele aflorar superficialmente el basalto de manera aislada y aleatoria, sin guardar un patrón de afloramiento, dicho basalto se expone a la intemperie muy fracturado.

5.2. Depósitos de basaltos (Qb)

Las áreas abarcadas por los derrames de lava del Cerro Macuiltépetl cubren hasta 4 km alrededor de él y posteriormente estos derrames fueron cubiertos por materiales piroclásticos. Los derrames, que enfriaron y dio como resultado la formación de los basaltos, tuvieron su extensión máxima hacia el sur y oriente de la ciudad, circunstancia que fue condicionada por la actividad volcánica previa del Cofre de Perote (ver figura 1), la cual dio como resultado un fuerte buzamiento del terreno ocupado por el CVX hacia el litoral del Golfo de México.

Por otra parte, los sondeos profundos realizados con equipo rotario ofrecieron la información que permitió elaborar la tabla 3, la cual indica las características mecánicas y de calidad de estos materiales pétreos.

Los registros de los sondeos realizados en este depósito de basaltos no reportaron el NAF, por lo menos a la profundidad de prospección.

La figura 10 muestra el perfil longitudinal C-C' y presenta la descripción gráfica del párrafo anterior y puede percibirse, que dada la profundidad de prospección en los sondeos no se pudo determinar los espesores que alcanzaron los flujos de lavas basálticas, pero puede apreciarse cómo la roca de basalto fue cubierta por rellenos, escorias mezclados con finos y arcillas de mediana plasticidad (estudio 73).

5.3. Depósito de escorias volcánicas (Qe)

Está representado por el cono de escorias del Cerro Macuiltépetl y en su pináculo cuenta con un cráter central, otro ubicado al noreste y un tercero hacia la parte suroeste del mismo volcán. Estos materiales se encuentran escasamente erosionados. El cráter que se localiza en la parte suroeste presenta en sus paredes escorias de color rojo y negro y en su fondo se aprecian lavas basálticas fracturadas (González Mercado, 2005). Los basaltos son de color gris oscuro y tienen textura afanítica.

Cabe destacar, que no existe información geotécnica en esta zona, dado que está designada como Área Ecológica.

Tabla 3. Calidad y características mecánicas de las rocas del CVX

Tipo roca	Prof. de afloramiento m	γ ton/m ³	RQD %	q_u kg/cm ²	E_t kg/cm ²	Observaciones
Basalto	3.20-12.65 12.00-50.0	1.72-2.88	10.0-90.0	29.90-915.30	23,246-167,465	Calidad de la roca de muy mala a buena
Toba	1.20 - 10.20	1.48 - 2.00	7.33-55.00	3.97- 40.20	160-5,518	Calidad de la roca de muy mala a mala

y peso específico; RQD índice de calidad de la roca; q_u compresión simple; E_t módulo tangente.

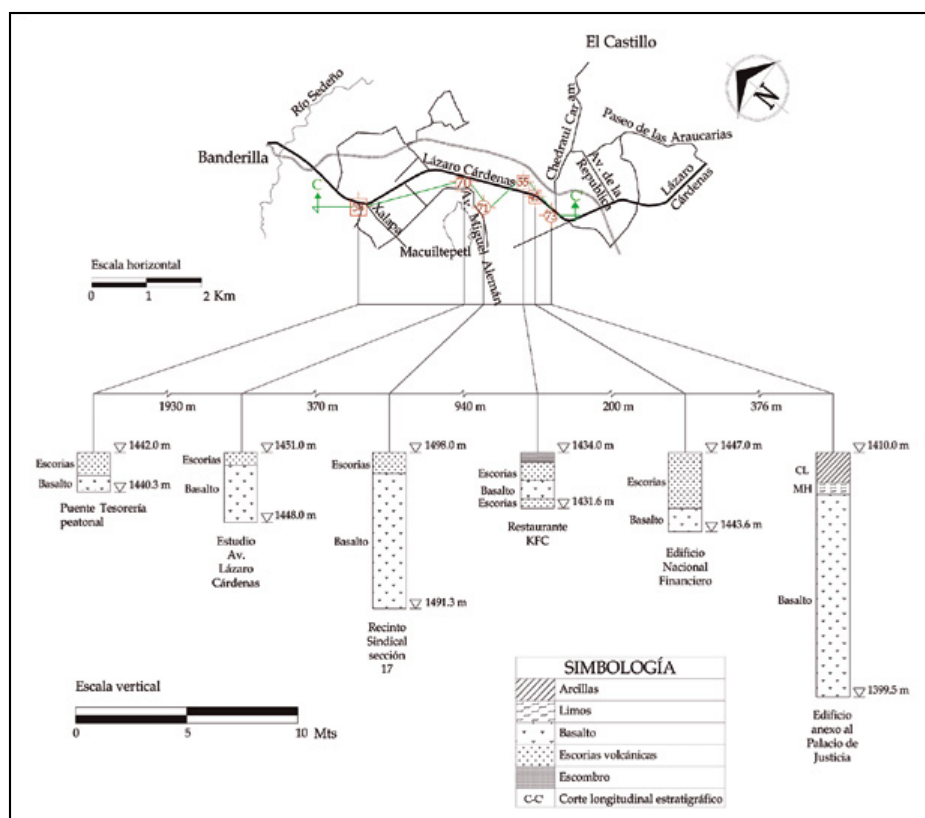


Figura 10. Perfil estratigráfico longitudinal C-C'.

Tabla 4. Parámetros de deformabilidad determinados en ensayo de carga con placa

Tipo suelo	E_v kg/cm ²	K_s kg/cm ³
Toba dura	448.10-2056.00	15.24- 91.40
Tobas de media a poco compactas (CH, MH)	267.78-418.82	11.71- 18.32
Sedimentos epiclásticos sueltos (gravas y escorias mezcladas con finos)	79.92- 351.63	3.52- 7.62
Sedimentos piroclásticos muy compactos (mezcla de bombas, gravas, arenas y finos)	1023.22- 1747.84	22.44- 38.23

E_v módulo de compresibilidad; K_s módulo de reacción.

A falta de información, se llevaron a cabo trabajos de campo complementarios que consistieron en ensayos de carga con placa aplicados a escorias volcánicas y tobas de grano fino, con la finalidad de conocer sus características de deformabilidad. La tabla 4 presenta los valores máximos y mínimos de los módulos de compresibilidad y los de reacción en el primer ciclo de carga.

5.4. Depósitos de ignimbritas (Ti)

Según Morales Barrera (2009), las Ignimbritas del Castillo no proceden del Campo Volcánico de Xalapa (CVX) como podría creerse. La probable fuente de emisión, comenta esta autora, procede de la Fisuras Lineales que se encuentran al Noroeste del CVX, que arrancan desde las inmediaciones del Volcán Cofre de Perote y tienen direcciones NE-SW, con emisiones de piroclastos normales a la orientación de las mencionadas fisuras. Bajo las condiciones antes descritas, la extensión de los depósitos de ignimbritas estarían orientados NW-SE. De acuerdo con la evidencia geotécnica recabada se encontró que el depósito de ignimbritas El Castillo (designada con Tpl-Ca. en la figura 3), tiene la misma orientación NW-SE. Lo anterior

confirma que la aseveración de Morales Barrera (2009) es correcta.

El depósito de ignimbritas Ti está representado por arenas limosas o arcillosas, de color café claro, de medias a gruesas y presentan densidades relativas de compactas a muy densas. Estas arenas empaquetan materiales líticos de forma angular a subangular y fragmentos de pómez subredondeados. La presencia de líticos hace imposible el realizar ensayos confiables de penetración estándar (SPT) y por tanto no es posible identificar la densidad relativa mediante estos ensayos.

Para formular la figura 11 se ha considerado el emplazamiento del depósito Ti y seleccionado los estudios que se incluyen en el corte D-D' (ver figura 4), la misma figura muestra los suelos que predominan en este depósito: arenas limosas (SM), arenas arcillosas (SC), arcillas de mediana plasticidad (CL) y limos arenosos de alta plasticidad (MH); de manera aislada aparecen lentes de grava mal graduadas (GP), gravas bien graduadas (GW) y gravas arcillosas-limosas (GC, GM). La tabla 2 exhibe las propiedades de estos suelos.

La revisión de los registros de sondeos realizados en este depósito de ignimbritas no reportan el NAF y cabe destacar, que en el estudio 128 incluido en la figura 11 se

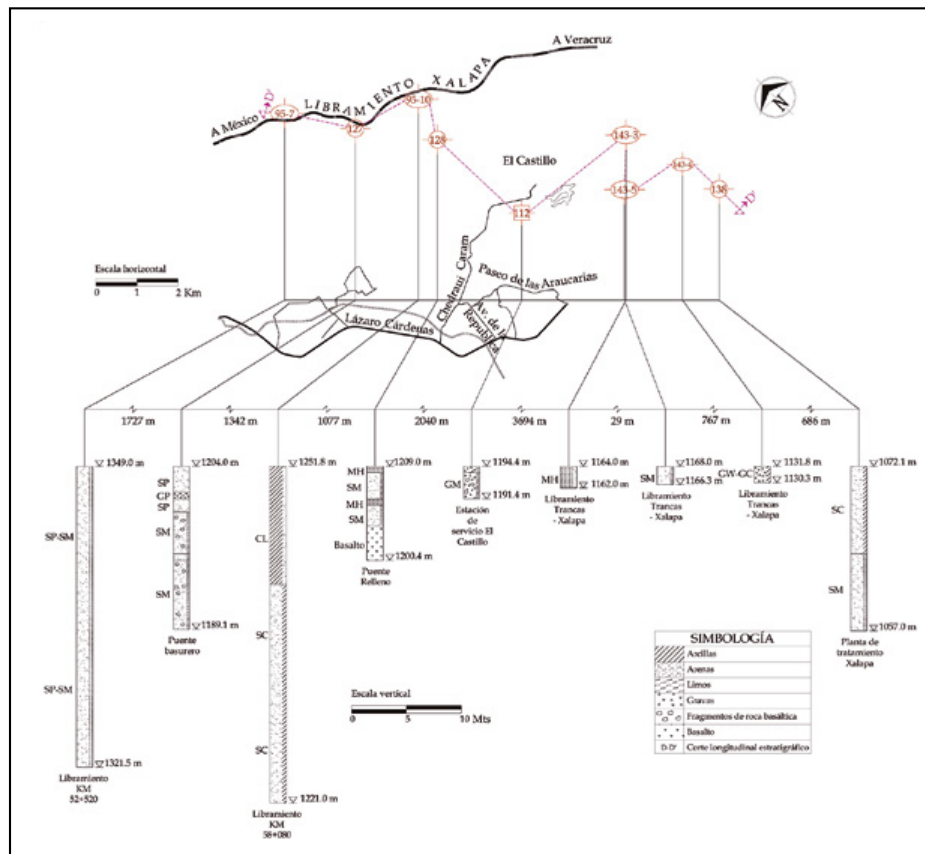


Figura 11. Perfil estratigráfico longitudinal D-D'.

registra la presencia de basalto, que confirman los escu-
rimientos hacia el oriente de la ciudad comentados en el
apartado precedente 5.2.

6. CONCLUSIONES

Sobre la base de lo discutido en los apartados precedentes, a los antecedentes geológicos y a las observaciones de campo, puede formularse las siguientes conclusiones:

- La superficie urbana y zonas conurbadas de Xalapa están desplantadas sobre un Campo Volcánico, denominado de Xalapa (CVX), por tanto la Ciudad de Xalapa está cimentada sobre materiales volcánicos. Los pequeños volcanes que forman el CVX tienen la misma antigüedad geológica, es decir, pertenecen al Pleistoceno-Cuaternario.
- El depósito Qtl es el más extenso en el CVX y como puede apreciarse en la figura 5, las arcillas (cenizas de grano fino) de alta plasticidad son las que predominan en este depósito. Los suelos granulares con mayor presencia en este depósito son las arenas limosas (SM) y las arenas arcillosas (SC); y en menor medida las arenas mal graduadas (SP). Las figuras 8 y 9 ilustran lo anteriormente comentado.

Por otro lado, las arcillas saturadas procedentes de las zonas bajas del depósito Qtl son de baja compresibilidad y se encuentran preconsolidadas (ver tabla 2).

Según el criterio de Bara (figura 6) las arcillas de alta y mediana plasticidad que se alojan en el depósito Qtl no son expansivas; lo anterior concuerda con la composición mineralógica de estos suelos (Lenz,

2009). Adicionalmente a lo anterior, la resistencia no drenada de las arcillas está condicionada por el contenido de humedad (figura 7).

- La zona Qb está constituida básicamente por basaltos con índice de calidad (RQD) que denotan que la roca es de muy mala a buena calidad (ver tabla 3), además, estos materiales pétreo están cubiertos por sedimentos piroclásticos (figura 10).
- El depósito de escorias Qe se encuentra representado por el cono de escorias Cerro Macuiltepetl y está rodeado por las formaciones Qtl y Qb.
- La formación de Ti procede de las Fisuras Lineales que se encuentran al Noroeste del CVX y está constituido por suelos granulares compactos y los suelos finos presentan plasticidades medias a bajas (figura 11).
- De acuerdo a lo descrito en este trabajo se propone la zonificación geotécnica de la Ciudad de Xalapa presentada en la figura 12, en la que se muestra la distribución de los depósitos Qtl, Qb, Qe y Ti, que conforman y describe la complejidad geológica y geotécnica del Campo Volcánico de Xalapa.

7. AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Mtra. Friné Rivera Lima el tiempo dedicado a la revisión del texto y por el ordenamiento de la base de datos a los Ingenieros Patricia Chávez Vidaña, Rocío Ramírez Ramírez, Diana Polito y Paul Espejo Zapotl, Aram Santiago Ruíz y Erick García Martínez. A José Álvarez Garduza y a Paola Hoyos Morales que me asistieron en la ejecución de los ensayos con placa. Finalmente, deseo agradecer a los Ingenieros Luis Enrique Atzin Ragazzo y Octavio Castro de Geotecnia y Supervisión Técnica, S.A.

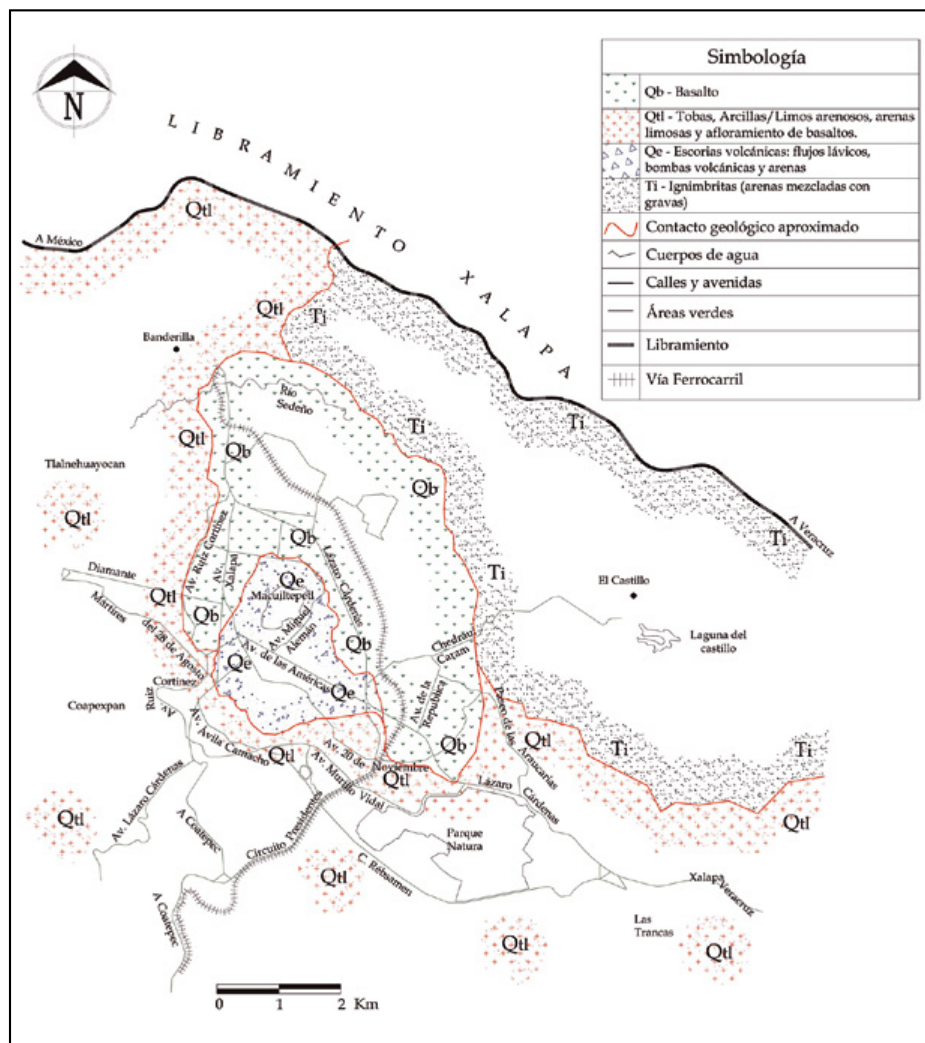


Figura 12. Zonificación geotécnica de la Ciudad de Xalapa.

por facilitar información geotécnica del subsuelo de la Ciudad de Xalapa.

8. REFERENCIAS

ASTM D1586-99. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. West Conshohocken, PA, (EE UU): ASTM.

ASTM D2113-99. Standard Practice for Rock Core Drilling and Sampling of Rock for Site Investigation. West Conshohocken, PA, (EE UU): ASTM.

Casagrande, A. (1948). Classification and Identification of Soils. Transaction, ASCE, 113, 901-930.

CEDEX. (1998). NLT-357/98. Ensayo de carga con placa. Madrid: CEDEX/Centro de Publicaciones (Ministerio de Fomento).

Day, R. W. (2000). Geotechnical Engineer's Portable Handbook. USA: McGraw-Hill Education.

Dubroeuq et al. (2002). Biological and Mineralogical features of Andisols in the Mexican Volcanic Highlands. Catena, 49 (3), 183-202.

Esquivel, R. (1976). Información General acerca del subsuelo de 17 Ciudades de México. Jalapa, Ver., Memorias de la VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tomo II. México: SMMS, 95-101.

González Mercado, G. E. (2005). El vulcanismo monogenético de la región de Xalapa, Veracruz. Geomorfología, petrología y génesis. Tesis de maestría. Instituto de Geología. Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

INEGI. (1984). Geología de la República Mexicana. México, DF: INEGI/Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

INEGI. (2009). Prontuario de Información geográfica Municipal de los Estados Unidos Mexicanos. Xalapa, Veracruz. México, DF: INEGI.

Lenz, O. (2009). Fábrica y comportamiento geotécnico de las arcillas volcánicas de Xalapa, México. Ingeniería Civil, 153, 111-123.

Lenz, O. (2004). Influencia de la fábrica de las arcillas volcánicas de la Ciudad de Xalapa en su comportamiento geotécnico. Tesis doctoral. ESCCP. Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

Morales Barrera, W. V. (2009). Estudio geológico de un depósito ignimbítico en la región de Xalapa, Veracruz: distribución, estratigrafía, petrografía y geoquímica. Tesis de maestría. Instituto de Geología. Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

Padilla y Sánchez, R. J. (2007). Evolución geológica del sureste mexicano desde el Mesozoico al presente en el contexto regional del Golfo de México. Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, LIX (1), 19-42.

Secretaría de Recursos Hidráulicos. (1970). Manual de Mecánica de Suelos. México, DF: SRH.

Sistema de Información Municipal. (2013). Cuadernillos Municipales. Ayuntamiento Xalapa, Ver.: Secretaría de Finanzas y Planeación del Estado de Veracruz.



Estudio de hormigones reciclados no estructurales fabricados con árido reciclado mixto: propiedades mecánicas y expansión debida al contenido de sulfatos.

Estudio Bibliográfico. M-125

Autores: Marta Sánchez de Juan, Víctor Luis Geraldès, María del Pilar Alaejos Gutiérrez

Serie Monografías: M-125

ISBN: 978-84-7790-550-9

Año: 2014

P.V.P.: 20€

Actualmente la normativa española (Anejo nº18 "Hormigones de uso no estructural" de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08) permite el empleo de hasta un 100% de árido grueso reciclado procedente de residuos de hormigón para la fabricación hormigones de uso no estructural, excluyendo sin embargo el empleo del árido reciclado mixto (ARM). Este tipo de árido se obtiene por procesamiento de los residuos procedentes de una mezcla de residuos de hormigón y cerámicos, materiales que suponen aproximadamente el 80% del total de residuos de construcción y demolición producidos.

En este documento se recogen las posibilidades de utilización del árido reciclado mixto para la fabricación de hormigón reciclado en aplicaciones no estructurales. Para llevar a cabo esta tarea, se ha realizado un extenso estudio bibliográfico para conocer normativa internacional existente, así como el estado actual del conocimiento sobre las propiedades del árido reciclado mixto y del hormigón reciclado fabricado con este tipo de árido.



Estudio de hormigones reciclados no estructurales fabricados con árido reciclado mixto: propiedades mecánicas y expansión debida al contenido de sulfatos.

Estudio experimental. M-126

Autores: Marta Sánchez de Juan, Víctor Luis Geraldès, María del Pilar Alaejos Gutiérrez

Serie Monografías: M-126

ISBN: 978-84-7790-553-0

Año: 2014

P.V.P.: 20€

En este documento se recogen las posibilidades de utilización del árido reciclado mixto para la fabricación de hormigón reciclado en aplicaciones no estructurales y complementa a un estudio bibliográfico previo, incluido en la publicación "*Estudio de hormigones reciclados no estructurales fabricados con árido reciclado mixto: propiedades mecánicas y expansión debida al contenido de sulfatos. Estudio bibliográfico*".

En este estudio se ha realizado la caracterización completa de áridos reciclados mixtos gruesos de distinta calidad, comparándose con las tendencias obtenidas en el estudio bibliográfico.

Se ha realizado, además, un completo estudio de dosificaciones, que ha permitido fijar unos contenidos mínimos de cemento y una relación agua/cemento máxima para hormigones de distinta categoría resistente.

Finalmente, se ha realizado un estudio para analizar la influencia en las propiedades del hormigón fabricado con estos materiales en distintos porcentajes (50% y 100%), con el objetivo de fijar unos requisitos y límites orientativos que debería cumplir el árido reciclado en cada caso.

El documento concluye con una guía sobre la utilización del árido reciclado mixto para hormigones no estructurales, recogiendo las recomendaciones y buenas reglas de uso de los mismos.

Estudio de la influencia del medio alcalino en la estructura y elongación de las fibras de henequén (*Agave fourcroydes* Lemaire)

Study of the influence of alkaline medium on the structure and stretch fibres henequen (*Agave fourcroydes* Lemaire)

Magali Torres Fuentes^{1*} y Fernando Fernández Urquiza²

Palabras clave

medio alcalino;
estructura química;
elongación;
fibra de henequén;

Resumen

El conocimiento de la composición química y estructura interna de las fibras vegetales tiene gran importancia para comprender cómo actúa el medio alcalino en la degradación de las mismas y cómo influye esto en la elongación. Se estudió un corte longitudinal de la fibra de henequén (*Agave fourcroydes* Lemaire) por microscopía electrónica. Para simular el medio cementicio, se prepararon disoluciones de pH 10,3; 11,5; 12,1 y 13 en las que se sumergieron las fibras, y se tomaron muestras a diferentes tiempos de las disoluciones y las fibras. En las disoluciones se determinó la presencia de carbohidratos con la reacción de alfa naftol en medio ácido. A las fibras se les determinó el % de elongación. Como resultado se observó en el microscopio electrónico la presencia de la pared celular cuyo componente principal es la celulosa. El incremento de carbohidratos en las disoluciones fue una medida de la degradación. La elongación de las fibras disminuyó con el tiempo, es menor a los 180 días para todas las muestras con relación a la medición inicial. A pH 13, se observaron los mayores valores de elongación de las fibras.

Keywords

alkaline medium;
chemical structure;
elongation;
fibre henequen;

Abstract

The knowledge of the chemical composition and the internal structure of plant fibers is very important to understand the way basic medium acts in the degradation of such fibers and how this factor influences elongation. A longitudinal section of the fiber henequen (*Agave fourcroydes* Lemaire), was studied by electron microscopy. To simulate the cementitious medium, solutions of pH 10, 3; 11, 5; 12, 1 and 13 were prepared for the fibers to be immersed in, and samples of the solutions and the fibers taken at different times. The presence of carbohydrates in the solutions was determined by alpha naphthol reaction in acid medium. The elongation percentage of the fibers was also defined. As a result, the presence of the cell wall, whose main component is cellulose, was viewed through the electronic microscope. The increase of carbohydrates in the solutions was a measure of degradation. This process increased as time went by. The elongation of fibers decreased over time; being less, after 180 days, for all samples related with initial measure. Higher values of the elongation of fibers were observed at pH 13.

1. INTRODUCCIÓN

El conocimiento de la estructura interna de las fibras vegetales y de su composición química tiene gran importancia para comprender como podrá influir su presencia en las propiedades de los materiales compuestos donde son empleadas como refuerzo.

Como parte de los materiales de construcción, las fibras vegetales se han concebido desde milenios, por ejemplo, el empleo de fibras como refuerzo de yeso viene desde el Renacimiento (Savastano, 2000). Innumerables evidencias arqueológicas dan fe de que en Babilonia y en Egipto las fibras vegetales se combinaron con mezclas de arcilla para fabricar elementos estructurales. Desde la antigüedad las fibras han sido empleadas en la construcción para disminuir la fragilidad de los materiales. Los antiguos egipcios empleaban la paja para reforzar los ladrillos que cocían al

sol y los romanos usaban la crin de los caballos para hacer enlucidos y morteros.

1.1. Fundamentación del empleo de las fibras vegetales en la construcción

Los materiales compuestos son un sistema formado por más de una fase en una escala macroscópica cuyas propiedades y comportamientos son superiores a las de los materiales que las componen cuando actúan de manera independiente (Bojórquez, 2005). En cualquier material compuesto se establecen relaciones entre tres aspectos: el proceso (incluye control de las reacciones químicas), microestructura y propiedades (Jennings, 1991).

Las fibras vegetales están compuestas fundamentalmente por celulosa, hemicelulosas y lignina.

1.2. Estructura de las fibras vegetales

Williams (2003) menciona que una de las características distintivas de las células vegetales es la presencia en ellas de la pared celular.

* Autor de contacto: magali.torres@umcc.cu

¹ Universidad de Matanzas, Cuba.

² Centro de Estudios Biotecnológicos de la Universidad de Matanzas, Cuba

Según, Valenciaga y Chongo, 2004, en la pared celular está del 35 al 80 % de la materia orgánica de los tejidos vegetales.

La pared celular está constituida por dos fases: fase fibrilar o esqueleto y fase amorfa o matriz. La fase fibrilar está formada por celulosa que se combina en una disposición muy ordenada (mediante puentes de hidrógeno) que le otorga propiedades cristalinas, formando fibrillas elementales que se reúnen en microfibrillas. La fase amorfa está formada por hemicelulosas, compuestos pécticos y glucoproteínas.

La glucosa es la unidad estructural (monómero) más simple, que se repite en el espacio para formar la celulosa (polímero). La estructura cíclica de la glucosa, (figura 1) se representa mediante fórmulas de Fischer y Haworth.

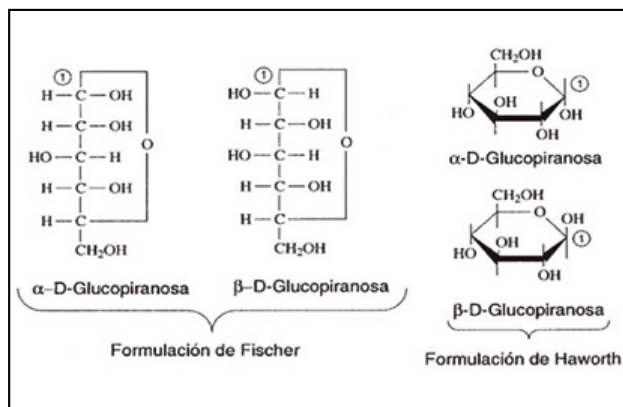


Figura 1. Formulación de Fischer y de Haworth para la glucosa. Fuente: Tomada de Primo, E.

La glucosa es un monosacárido con fórmula molecular $C_6H_{12}O_6$. La aldohexosa glucosa posee dos enantiómeros, la L-glucosa y la D-glucosa, esta última es predominante en la naturaleza. La forma D-Glucosa, se cicla, formando un hemiacetal para dar su forma piranosa (D-glucopiranos) que a su vez presenta anómeros alfa (α) y beta (β).

La estructura cíclica de los monosacáridos se representa mejor mediante la formulación hexagonal de Haworth, (figura 1) en ésta, los grupos hidroxilo ($-OH$) de la derecha están situados por debajo del plano y el $-CH_2OH$ por encima del mismo (en la configuración D). En el C_1 el isómero α tiene el $-OH$ por debajo del plano y el β por encima, todo ello si la posición del O puente es posterior y el C-1, está a la derecha (Primo, E. s/a).

En realidad, los azúcares no son planos sino que toman la configuración más estable que es la silla (figura 2).

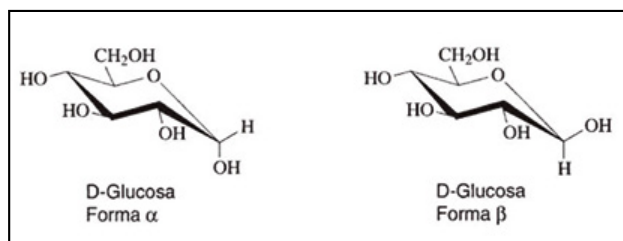


Figura 2. Conformación silla para la glucosa. Fuente: Tomada de Primo, E.

En la formación de la molécula de celulosa, acontecen reacciones sucesivas entre grupos hidroxilos del C_4 de la β

D (+) glucosa, con grupos hidroxilos del C_4 de otras unidades de β D (+) glucosa, dando origen a un polímero lineal formado exclusivamente por unidades de β D (+) Glucosa y eliminación de una molécula de agua por cada enlace formado (Carballo, L. R.; Arteaga, Y. (s/a).

Las cadenas de celulosa son largas y están ordenadas en un plano (figura 3).

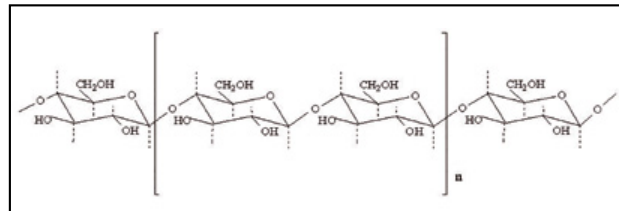


Figura 3. Estructura de la Celulosa (polímero 1,4-O- β -D-glucopiranosido). Fuente: Tomada de Carballo, L.R.; Arteaga, Y.

Los grupos funcionales de las moléculas de glucosa, interactúan unos con otros, especialmente los grupos hidroxilos ($-OH$) libres de los átomos de carbono 2,3 y 6. Estos grupos son responsables de la estructura supramolecular (figura 4) y del comportamiento físico y químico de la célula (Carballo, L. R.; Arteaga, Y. (s/a)).

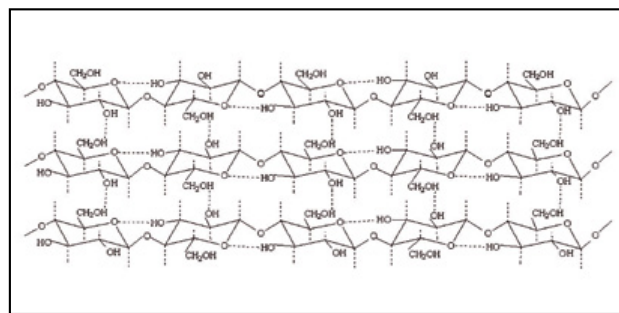


Figura 4. Estructura supramolecular de la celulosa. Fuente: Tomada de Carballo, L.R.; Arteaga, Y.

En la molécula de celulosa cada unidad de glucosa contiene tres grupos hidroxilos ($-OH$) libres en los átomos de carbono 2, 3 y 6 respectivamente. En ésta molécula existen dos grupos terminales que difieren entre sí, uno es reductor debido al enlace hemiacetal intramolecular (C_1) y el otro no es reductor (C_4).

Las unidades de glucosa se unen mediante enlace glucosídico β (1-4). La posición β de los grupos hidroxilos en el C_1 necesita un giro de la unidad siguiente de glucosa alrededor del eje C_1-C_4 del anillo piranósico. Por tanto, la unidad que se repite en las cadenas de celulosa es la Celobiosa, disacárido, con longitud de 1,03 nm. (Carballo, L. R.; Arteaga, Y. (s/a). Sin embargo, es necesario explicar el largo y la forma planar de las moléculas de celulosa sobre la base de su estructura química. Según Carballo, L. R. y Arteaga, Y. (s/a) esto se debe a:

1. Tipo de enlace: el enlace glucosídico β (1-4) propicia que sea el grupo hidroxilo ($-OH$) del C_1 el que permanece alargando la cadena molecular, este tipo de enlace conduce a la formación de cadenas helicoidales.
2. Conformación del anillo piranósico: puede existir en varias conformaciones como, silla, bote torcido

etc., siendo la más estable la conformación silla y propiciándose la formación del enlace β - glucosídico y el alargamiento de la cadena.

3. Posición de los grupos hidroxilo en posición axial ó ecuatorial .En la conformación axial el grupo hidroxilo (-OH) se encuentra fuera del plano del anillo, mientras que en la posición ecuatorial se encuentra en el plano del anillo y por tanto es más estable y predominante. En esta conformación las unidades de glucosa se ordenan casi en el mismo plano, propiciando el alargamiento de la cadena.

Las interacciones por puentes de hidrógeno que se originan en la celulosa son de dos tipos y dependen de la posición del grupo hidroxilo (-OH) en las unidades de glucosa, por ello pueden presentarse enlaces de hidrógeno en la misma molécula originando enlaces por puentes de hidrógeno **intramolecular**.

Existen interacciones por puentes de hidrógeno entre una cadena de celulosa y la cadena adyacente originando enlaces **intermoleculares**.

Los enlaces por puentes de hidrógeno intramolecular son los responsables de cierta rigidez en las cadenas de celulosa, mientras que los enlaces por puentes de hidrógeno intermoleculares son responsables de la formación de la estructura supramolecular (la formación de fibra en el vegetal) (Carballo, L. R.; Arteaga, Y. (s/a).

Las cadenas lineales de glucosa, unidas por enlaces β (1-4) se combinan en una disposición muy ordenada (mediante puentes de hidrógeno intermoleculares) que le otorga propiedades cristalinas, formando fibrillas elementales que se reúnen en microfibrillas.

2. DESARROLLO

2.1. Materiales

- Fibras de henequén (*Agave fourcroydes* Lemaire), Clase D, provenientes de la Empresa Henequenera "Eladio Hernández" de Matanzas, Cuba.
- Disoluciones buffer
 - **buffer 10,3**: obtenido con 500 mL de disolución 0,05 mol/L de NaHCO_3 (bicarbonato de sodio) + 107 mL de disolución 0,1 mol/L de NaOH (hidróxido de sodio).
 - **buffer 11,5**: obtenido con 500 mL de disolución 0,05 mol/L de NaHPO_4 (fosfato monobásico de sodio) + 41 mL de disolución 0,1 mol/L de NaOH (hidróxido de sodio).
 - **buffer 12,1**: obtenido con 250 mL de disolución 0,2 mol/L de KCl + 60 mL de disolución 0,2 mol/L de NaOH (hidróxido de sodio).
 - **buffer 13,0**: obtenido con 1,3 g de CaO (óxido de calcio) en 250 mL de agua destilada.

2.2. Métodos

- **Microscopia electrónica**. Se utilizó un equipo para sombreado Sputter coater modelo SC 500 marca Bio Rad y un microscopio electrónico de barrido Hitachi 4100-FE. Las muestras de fibras de henequén se

fijaron con carbono coloidal (C). Se utilizó detector de electrones secundarios.

- **Determinación de carbohidratos con la reacción de alfa naftol en medio ácido**.
- Este método es químico. Se basa en la determinación cualitativa de carbohidratos a través del ensayo de Molish (Zumalacárregui y Ramos, 1988). El mismo, fue propuesto por los autores de este trabajo como indicador de la degradación de las fibras vegetales.
- **Determinación potenciométrica de pH**. Se realizaron en phmetro Pye Unicam.
- **Determinación de la elongación de las fibras de henequén**. Se empleó un equipo MESDAN, con dispositivo medidor digital.
- **Método estadístico**. Se obtuvieron los valores medios de la elongación. Las diferencias entre las medias se determinaron mediante análisis 4 x 5 ANOVA de medidas repetidas seguida de la prueba de Tukey para comparaciones múltiples, se consideraron significativas las diferencias cuando $p < 0,05$.

2.3. Diseño de experimento

Se hicieron cuatro (4) mazos de 20 gramos cada uno: m_1 , m_2 , m_3 , m_4 , de fibras de henequén, luego de desechar los extremos. Los mismos fueron llevados a peso constante, mediante el calentamiento a 50 °C en una estufa marca Memmert durante 24 horas.

Los mazos de fibras para cada tiempo de experimentación, se mantuvieron hasta su empleo en una desecadora, con ácido sulfúrico concentrado.

Todos los mazos de fibras fueron sumergidos en las disoluciones de pH experimentales y se extrajeron muestras de fibras ($n=10$) a los tiempos de 28, 45, 90 y 180 días. Finalizado cada período de tiempo fueron extraídas 10 fibras, al azar, las cuales fueron secadas a temperatura ambiente, sobre papel de filtro, durante 24 horas y después se determinó su elongación.

Con el objetivo de determinar las variaciones de pH, se tomaron alícuotas de 10 mL de cada disolución que contenía cada mazo de fibras y se le determinó el pH al final de cada tiempo de experimentación.

3. ANÁLISIS Y DISUSIÓN DE RESULTADOS

La determinación de la composición química de las fibras de henequén fue hecha por Martín *et al*, 2006, y se muestra a continuación, donde se comprobó un alto contenido de celulosa, aproximadamente el 60 % en la fibra seca (tabla1).

Tabla 1. Composición química de la fibra de henequén

Componentes	%
Celulosa	57,92
Hemicelulosa	30,50
Lignina	6,47

Fuente: Elaboración propia

Estos resultados revelan que las fibras de henequén tienen un alto contenido de celulosa y hemicelulosas (88,42

%), lo cual lo hace un material rico en carbohidratos y las propiedades que presenten las mismas dependen de esto.

3.1. Microscopía electrónica de fibras de henequén

En la imagen de la fibra de henequén (*Agave fourcroydes* Lemaire), tomada en el microscopio electrónico (figura 5), se observaron tráqueas o vasos del xilema que son elementos conductores de agua y minerales, sus paredes celulares presentan celulosa y como modificación secundaria, impregnaciones de lignina de forma anillada.

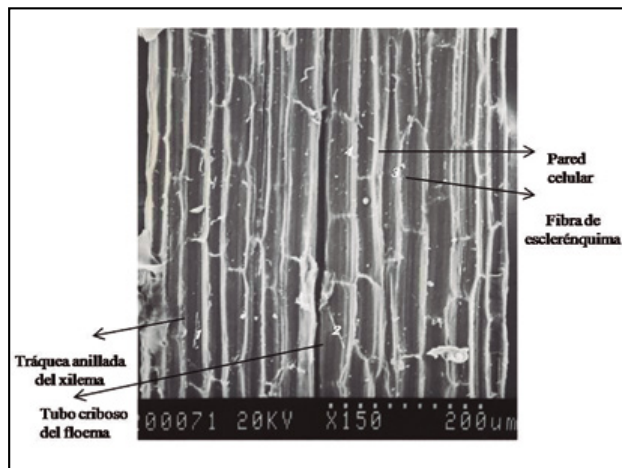


Figura 5. Sección longitudinal de fibra de henequén por MEB con detector de electrones secundarios 1000 x. Fuente: elaboración propia.

En la figura también se observaron tubos cribosos, con su peculiar placa cribosa, y fibras de esclerénquima, tejido de sostén, conformado de células fusiformes, con abundante lignina y celulosa.

3.2. Determinación de carbohidratos con la reacción de alfa naftol en medio ácido.

Se diseñó un experimento para comprobar la degradación de las fibras de henequén a través de la presencia de carbohidratos o azúcares en disolución acuosa. Los resultados se muestran a continuación (tabla 2).

Tabla 2. Resultados de la determinación de carbohidratos

Muestra	pH	Carbohidratos			
		28 días	45 días	90 días	180 días
m ₁	10,3	+	+	+++	+++
m ₂	11,5	++	++	+++	+++
m ₃	12,1	++	++	+++	+++
m ₄	13,0	++	++	++	++

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que en el rango de pH (determinados por el método potenciométrico) estudiado, ocurre la degradación de la fibra desde los 28 días. Este proceso se va incrementando en la medida que aumenta el tiempo.

En este caso se han producido la hidrólisis de los enlaces glucosídicos de la celulosa. La disolución de la celulosa consiste en la ruptura de la estructura fibrilar lo que resulta

una desintegración de las fibras y microfibrillas originando las cadenas de celulosa sin cambiar la longitud de la cadena. Según Xiao, B., Sun X. F. y Sun, R.C.; 2001 el tratamiento alcalino a los materiales lignocelulósicos destruye la pared celular y provoca el hinchamiento de la celulosa.

El comportamiento químico de la celulosa se produce mediante reacciones complejas, que ocurren por la presencia en su estructura de los grupos hidroxilos (-OH).

Según, Carballo, L. R.; Arteaga, Y. (s/a), la degradación de la celulosa incluye no solo la ruptura de la estructura supramolecular, sino que las interacciones por puentes de hidrógeno no sólo se presentan entre los grupos hidroxilo (-OH) de las unidades de glucosa en las moléculas de celulosa; sino también la celulosa puede formar este tipo de enlace con el agua, lo que explica el hinchamiento de los materiales lignocelulósicos.

También, Mac Vicar, L.M. Matuana, y J.J Balatinez; 1999, afirman que la lignina y las hemicelulosas que existen en la lámina media de las fibras vegetales son más susceptibles al ataque de los álcalis y a la degradación que la celulosa, cuando las fibras vegetales están reforzando el cemento.

En este experimento, se utiliza una disolución básica, de pH 13, simulando el pH del agua de poro producido con el cemento Portland. En el proceso de degradación de la fibra se rompen los enlaces entre la lignina y los azúcares a los cuales está enlazada, por ejemplo como se muestra en la figura 6, donde una fracción de la molécula de lignina está unida a la cadena de xilano de una hemicelulosa a través de un enlace éster.

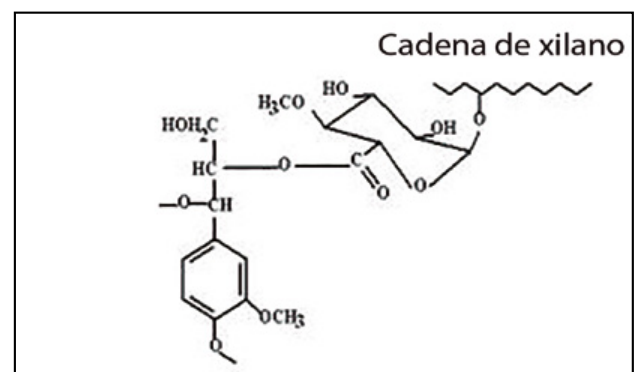


Figura 6. Lignina unida a carbohidrato por enlace éster. Fuente: elaboración propia.

Como se pudo observar en la Tabla 1, las fibras vegetales de henequén tienen un alto contenido de hemicelulosas (30,52 %), las cuales con la pectina forman parte de la lámina media que separa dos células vegetales contiguas y son responsables de la cohesión entre las células adyacentes.

El principal constituyente de las hemicelulosas es el xilano, polisacárido constituido por una cadena lineal de residuos de xilosa y diversas ramificaciones y sustituciones.

Las unidades de D-xilosa en forma piranósica, se unen entre sí mediante enlaces β por las posiciones 1-4. La diferencia entre las hemicelulosas radica en la proporción, ubicación y tipo de enlace de los otros azúcares presentes, tales como la L-arabinosa, D-manosa, D-glucosa, D-galactosa, L-arabinosa, y en menor extensión L-ramnosa, L-fucosa, derivados de monosacáridos como el ácido D-glucorónico, 4-O-metil ácido D-glucorónico (MeGlcA), ácido D-galacturónico y otros azúcares O-metilados. (Saavedra y Cordero; 1986).

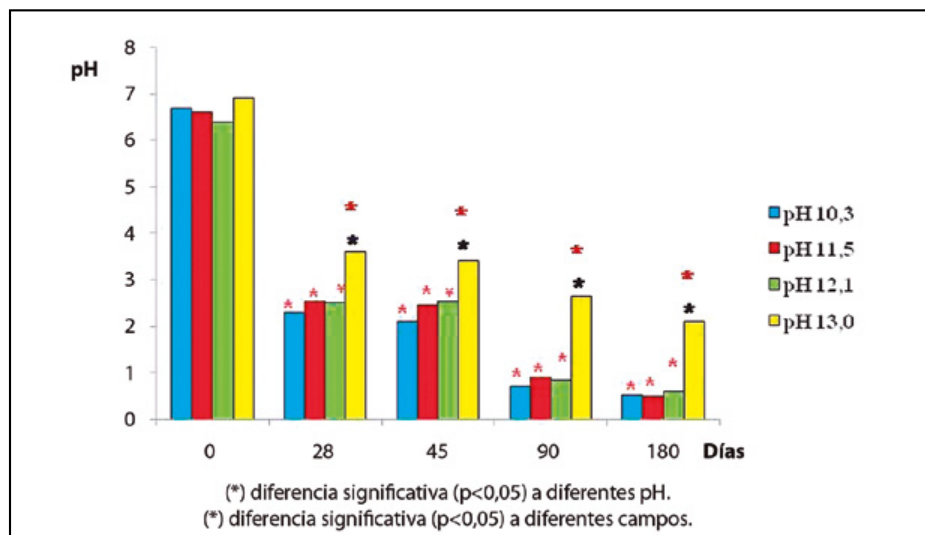


Figura 7. Porcentaje de elongación de las fibras de henequén en el tiempo, a diferentes pH.

Todos estos carbohidratos más sencillos que la celulosa y que las hemicelulosas son producto de la hidrólisis básica de los enlaces glucosídicos y se solubilizan en el medio acuoso básico, por eso pueden ser determinados por el método de alfa naftol, lo cual es indicativo de la degradación de las fibras de henequén.

Wang et al. (2012) mencionan que la mayoría de los enlaces entre la lignina, la hemicelulosa y celulosa son de tipo éster o éter, susceptibles a ser hidrolizados por el tratamiento alcalino. La acción química de los agentes alcalinos sobre la fracción fibrosa es la de saponificar los ésteres de ácidos urónicos asociados con las cadenas de xitanos; por consiguiente, se rompen enlaces químicos que ligan a los carbohidratos de la pared celular.

El cambio más sobresaliente en la composición química de los residuos fibrosos al tratarse con álcali, es la solubilización de la hemicelulosa, manteniéndose relativamente constante el contenido de celulosa y lignina (Lázaro Que, 2012).

3.3. Determinación de la elongación de las fibras de henequén

Hasta aquí se ha considerado, la celulosa como un polímero natural, constituyente de las fibras vegetales, por lo tanto se analizará la propiedad mecánica que está relacionada con su resistencia, que indica cuánta tensión se necesita para romperla pero no da información de lo que ocurre con la muestra mientras se trata de romper. Ahí es donde corresponde estudiar el comportamiento de elongación de la muestra polimérica. La elongación es un tipo de deformación. Ésta es simplemente el cambio en la forma que experimenta un material bajo tensión. Cuando la muestra se somete a tensión, se deforma por estiramiento, volviéndose más larga, esto es elongación.

El porcentaje de elongación, que es el largo de la muestra después del estiramiento (L), dividido por el largo original (L_0), y multiplicado por 100.

En este trabajo se consideró la medición de la elongación final de la fibra de henequén. La elongación final es crucial para todo tipo de material. Representa cuánto puede ser estirada una muestra antes de que se rompa (Universidad del Sur de Mississippi, 1998).

En la figura 7 se muestran los valores de elongación de las fibras de henequén sumergidas en disoluciones básicas de diferentes valores de pH y diferentes tiempos o edades.

En los estudios de laboratorio se pudo comprobar que la elongación de las fibras también se afecta con el tiempo, es menor a los 180 días para todas las muestras. El análisis estadístico de los resultados mostró que las fibras presentaron una disminución significativa ($p < 0,05$) de la elongación en el tiempo, cuando fueron sumergidas en las disoluciones básicas de los pH estudiados. Se pudo observar que el valor de elongación de las fibras disminuyó en todas las muestras respecto a las fibras no tratadas. Este hecho está relacionado con la naturaleza química de las sustancias componentes de las disoluciones buffer utilizadas en el experimento.

No se observaron diferencias significativas en la elongación de las fibras sumergidas en las disoluciones de pH 10,3; 11,5; y 12,1 a los diferentes tiempos de experimentación. Sin embargo, la elongación fue significativamente ($p < 0,05$) mayor a pH 13 para todos los tiempos. Este hecho, pudo estar relacionado con la presencia de hidróxido de sodio (NaOH) en la composición química de las disoluciones buffer de pH 10,3; 11,5; y 12,1. Este hidróxido es un electrolito fuerte y soluble, que se disocia totalmente en disolución acuosa en iones Na^+ y OH^- cuya solubilidad es de 111, g/100 mL de agua a 20°C, el cual es corrosivo y daña los tejidos vivos y los compuestos orgánicos.

El hidróxido de sodio diluido produce hinchamiento, permitiendo un incremento en el área de superficie interna reduciendo el grado de polimerización y cristalinidad de la celulosa, causando la separación de las unidades estructurales entre la lignina y los carbohidratos (Fan et al., 1987).

Por otra parte en la disolución de pH 13,4 el CaO se hidrata rápidamente y se forma el hidróxido de calcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$, el cual es un electrolito fuerte e insoluble, y en el medio acuoso existe un equilibrio químico entre el sólido no disuelto ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) y los iones en disolución Ca^{2+} y 2OH^- y cuya solubilidad es de 0,185 g/mL, lo cual tiene efecto sobre la fibra; la mineraliza. Los cristales de hidróxido de calcio, (OH^-) se depositan sobre la pared celular, la cual se endurece y las fibras pierden elasticidad y se vuelven frágiles.

Glaus, et al. (1999), estudiaron la degradación de materiales celulósicos (celulosa pura, algodón, tejidos) en un

reservorio de cemento de residuales radioactivos bajo condiciones alcalinas e identificaron los compuestos químicos formados utilizando técnicas de Espectrometría de Masas y Resonancia Magnética Nuclear (RMN) y demostraron que el principal producto de la degradación de la celulosa por el agua alcalina de los poros del cemento a pH 13,3 y temperatura ambiente es el ácido isosacarínico (ISA) en dos formas diastereoisómeras (figura 8).

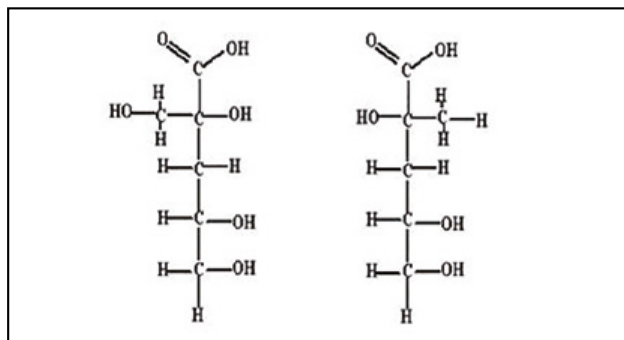


Figura 8. Estructura del ácido isosacarínico (ISA). Fuente: elaboración propia.

Esto explica la degradación de las fibras vegetales, al obtener moléculas sencillas como glucosa y la oxidación del grupo formilo (COH) en el grupo carboxilo (COOH).

4. CONCLUSIONES

El medio alcalino influye directamente en la estructura química de las fibras vegetales por la ruptura de enlaces químicos. En la celulosa, se rompen los enlaces glucosídicos, lo que influye en el grado de polimerización y la ruptura de los enlaces por puente de hidrógeno intermoleculares disminuyendo su cristalinidad además, en la lignina se hidrolizan los enlaces de tipo éster y éter entre ésta y los carbohidratos, lo que se evidenció con la presencia de carbohidratos sencillos con el ensayo de Molish y con la reducción de la elongación de las fibras respecto a la fibra patrón.

La naturaleza química del hidróxido utilizado en la preparación del medio alcalino influyó en las propiedades de las fibras. Con el hidróxido de sodio, la hidrólisis de los enlaces químicos de los componentes de la fibras vegetales es mayor, de ahí que produzca mayor degradación de la misma, lo que se pone de manifiesto en la mayor cantidad de carbohidratos en el medio acuoso y menores valores de elongación, respecto a los de las fibra sumergidas en $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

5. BIBLIOGRAFÍA

Bojórquez Báez, I. (2005). *Desarrollo de un nuevo material a base de fibras orgánicas del sudeste mexicano en matriz de cemento Portland para producir paneles ligeros*. Tesis en opción al grado científico de Doctor en Ciencias Técnicas, Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT), Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría. Ciudad de La Habana (Cuba).

Carballo, L., y Arteaga Y. (s/a). Monografía de *Celulosa de Madera*. Departamento de Química, Facultad de Forestal y Agronomía, Universidad de Pinar del Río (Cuba). Disponible en <http://www.monografias.com/trabajos46/celulosa-madera/celulosa-madera.shtml> (Accedido: 18 de diciembre 2014).

Fan, L. T., Gharpuray, M. M., y Lee, Y. H. (1987). *Cellulose Hydrolysis* (Biotechnology Monographs). Vol. 3. New York (EE UU): Springer Berlin Heidelberg, 57.

Glaus, M. A., van Loon, L. R., Achatz, S., Chodura, A., y Fischer, K. (1999). Degradation of cellulosic materials under the alkaline conditions of a cementitious repository for low and intermediate level radioactive waste. Part I: Identification of degradation products. *Analytical Chimica Acta*, 398 (1), 111-122. DOI: 10.1016/S0003-2670(99)00371-2

Jennings, H. M. (1991). Advanced cement-based matrices for composites. *Workshop High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*. En Reinhardt, H. W., y Naaman, A. E. (Eds.), Mainz (Alemania), 23-26 junio, 1991. Organizado por RILEM (The International Union of Testing and research laboratories for Materials and Structures y ACI (American Concrete Institute), Stuttgart University y University of Michigan. Chapman and Hall/Spon.

Lázaro, C. (2012). *Efecto del hidróxido de calcio en el mejoramiento del valor nutritivo de alimentos a base de residuos de la cosecha mecanizada de la caña de azúcar*. Tesis en opción al grado de Maestro en Ciencias. Institución de enseñanza e investigación en Ciencias Agrícolas, Tabasco, México.

MacVicar, R., Matuana, L. M., y Balatinecz, J. J. (1999). Aging mechanisms in cellulose reinforced cement composites. *Cement & Concrete Composites*, 21(3), 189-196.

Martín, C., Carrillo, E., Torres, M., García L., Marcet, M., y Thomsen A. B. (2006). Determination of the chemical composition of tropical cellulosic materials by the detergent sequential system combined with acid hydrolysis. *Cellulose Chemistry and Technology*, 40 (6), 399-403.

Primo, E. (1995). *Química orgánica básica y aplicada*. Tomo II. Universidad Politécnica de Valencia. Barcelona: Editorial Reverté, S.A., 1258.

Saavedra, F., y Cordero, D. (1986). Las hemicelulosas del bagazo y la caña de azúcar. Estudio bibliográfico. *ICIDCA. Sobre los derivados de la caña de azúcar*. Ciudad de La Habana (Cuba), 20 (1), 30-35.

Savastano Júnior, H. (2000). *Materiais a base de cimento reforçados com fibra vegetal: reciclagem de resíduos para a construção de baixo custo*. Tesis presentada en el Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica de Universidade de São Paulo (Brasil).

Universidad del Sur de Mississippi. (1998). *Mechanical properties of polymers*. Departamento de Ciencia de Polímeros. Disponible en <http://www.usm.edu/index.html>. (Accedido: 10 de noviembre 2014).

Valenciaga, D., y Chongo, B. (2004). La pared celular. Influencia de su naturaleza en la degradación microbiana ruminal de los forrajes. *Revista Cubana de Ciencia Agrícola*, 38 (4), 343-350.

Wang, Z., Ruyi, L., Xu, J., Marita, J. M., Hatfield, R. D., Qu, R., y Cheng, J. J. (2012). Sodium hydroxide pretreatment of genetically modified switchgrass for improved enzymatic release of sugars. *Bioresource Technology*, 110, 364-370. DOI: 10.1016/j.biortech.2012.01.097

Williams, K. (2003). *The physiological and morphological effects of grazing on grasses*. Disponible en <http://www.grc.uri.edu/programs/2003.hlm> / (Accedido: 28 de enero 2014).

Xiao, B., Sun, X. F., y Sun, R. C. (2001). Chemical, structural, and thermal characterizations of alkali-soluble lignins and hemicelluloses, and cellulose from maize stems, rye straw, and rice straw. *Polymer Degradation and Stability*, 74 (2), 307-319.

Zumalacárregui, B., y Ramos, T. (1988). *Prácticas de Química Orgánica*. Ciudad de La Habana (Cuba): Editorial ISPJAE, 179.

El patrimonio de las obras públicas y las exposiciones del CEHOPU.

La difusión de la historia de las obras públicas

The heritage of public works and CEHOPU's exhibitions. The promotion of the history of public works

Dolores Romero Muñoz^{1*}

Palabras clave

historia; obra pública;
patrimonio; exposiciones;
puentes arco;
puentes rectos; obras
hidráulicas;

Resumen

La investigación y el estudio de la ingeniería del pasado, así como su presentación expositiva, contribuyen a comprender mejor lo que ha significado y significan las obras públicas en el desarrollo económico y social de España. La correcta gestión de este patrimonio puede convertirse en una importante fuente de riqueza como recurso turístico cultural de calidad. Un caso singular y bien conocido lo constituye la recuperación del Camino de Santiago, declarado Patrimonio de la Humanidad y convertido hoy en un paradigma mundial de gestión y aprovechamiento sostenible. Por ello, el conocimiento, respeto y valoración de este inmenso legado, nos permitirá encarar como sociedad avanzada un futuro mejor y con menos riesgos, también en el ámbito de la ingeniería civil. El presente artículo glosa la actividad realizada por CEHOPU durante un periodo que abarca desde 2012 hasta 2016 en la difusión del patrimonio de las obras públicas en nuestro país, entre otras, con la organización de exposiciones. Con estos proyectos se pretende mostrar cómo notables ejemplos históricos muestran que, una obra bien resuelta e insertada en su entorno ofrece al espectador menos azeado una sensación de que, si no hubiese sido erigida, el paisaje quedaría incompleto y desasistido. Cuando se produce esta integración, la obra trasciende el plano de la técnica y se convierte en cultura e incluso en arte.

Keywords

history; public works, heritage;
exhibitions; tied-arch bridges;
fixed bridges; beam bridges;
hydraulic works;

Abstract

Research and knowledge on engineering from the past, as well as their public dissemination, contribute to a better understanding of the meaning of the role played by past and present public works concerning Spain's social and economic development. The right management of this heritage can be an advantage as a key element of high-quality cultural tourism. As a case in point, the Way of St. James or Route of Santiago de Compostela constitutes in itself a singular and well-known example of heritage restoration. Not only has it gained the UNESCO World Heritage designation, but also it has become a world paradigm of management and sustainable development. Because of all this, the knowledge, care and evaluation of this huge heritage will enable us to envisage the future as a looking-forward, modern and safer society –including the field of civil engineering. This article aims to relate the activities carried out by CEHOPU from 2012 to 2016 with regard to the promotion of knowledge on Spain's public works through the organization of public exhibitions. In so doing, it has been showed the way some historical public works have succeeded in inserting themselves in the surroundings, and in conveying the idea of their need even to public who have remained unaware of them. When this integration takes place, public works transcend the technical dimension and morph into culture and even art.

El legado patrimonial de la ingeniería civil ha ido adquiriendo una creciente consideración por parte de la sociedad, hasta el punto de que incluso obras que en su tiempo fueron consideradas molestas o agresivas son hoy contempladas no sólo como testimonio del progreso tecnológico de nuestro país sino también como portadoras de un alto valor estético y monumental. En efecto, estas obras están cargadas, al igual que otras creaciones humanas, de valores y significados que permiten lecturas mucho más amplias que las limitadas exclusivamente a sus características utilitarias. Ello lleva a valorarlas como realidades inscritas en la historia, como legado del pasado, como actuación en el espacio geográfico y como

documento material de la vida y esfuerzo de las generaciones precedentes. Por otra parte, la obra pública mantiene una relación privilegiada con el paisaje al que transforma y completa, lo que le otorga un alto valor patrimonial.

El estudio e investigación del patrimonio de la obra pública debe ser complementado con un enfoque divulgativo que permita trasladar al gran público la labor desarrollada desde los ámbitos puramente científicos y académicos. Este es el cometido del Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo del CEDEX en su actividad encaminada a la organización de exposiciones, publicación de monografías, elaboración de informes históricos y la participación en cursos, congresos, jornadas, etc.

A la larga experiencia en la organización de exposiciones sobre la historia de las obras públicas durante los 30 primeros años de la creación de CEHOPU, en los últimos

* Autor de contacto: dolores.romero@cedex.es

¹ Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo, Cedex, Madrid, España.



Fotografía 1. Montaje de la exposición *Puentes Arco en España*.



Fotografía 2. Montaje de la exposición *Puentes Arco en España*.

tiempos, desde el año 2012 hasta 2016, debido a las limitaciones presupuestarias causadas por la crisis, el enfoque de estos trabajos ha cambiado en consonancia con los tiempos. Así se ha buscado optimizar los recursos recurriendo a medios propios, este es el caso de la colección de maquetas de historia de las obras públicas del CEHOPU-CEDEX. Más de 400 piezas realizadas a lo largo de varios lustros han configurado una representativa muestra de obras hidráulicas, canales, puertos, puentes, caminos, o ciudades emblemáticas que constituyen el conjunto más completo de maquetas de obras públicas en España.

La primera de estas exposiciones de nuevo cuño fue inaugurada en Madrid, en la Sala de las Arquerías de Nuevos Ministerios, el 3 de mayo de 2012. *Puentes Arco en España* aborda por primera vez en CEHOPU en una exposición monográfica el tema de los puentes, mostrando al gran público un conjunto de realizaciones que sirven de hilo conductor para recorrer un capítulo esencial en la historia de

la ingeniería, como es la construcción de puentes en arco desde la antigüedad romana hasta el siglo XX, pues como es sabido el arco fue la forma más primitiva y más ampliamente utilizada a lo largo de la historia para superar un desnivel o desconexión en el terreno.

Con un enfoque didáctico y a la par riguroso se contó para ello, como se ha dicho, con las piezas de la Colección de Maquetas de Historia de las Obras Públicas del CEDEX, un recurso de gran potencial figurativo. En general, las exposiciones de CEHOPU se acompañan de una serie de paneles divulgativos, compuestos por una cuidada selección de imágenes de gran fuerza evocativa y textos explicativos asequibles a todos los públicos. Así pues, tratándose de muestras de puentes históricos, el guion se organizó en función de los materiales constructivos y de las épocas quedando dividida en cinco áreas: *Técnicas constructivas romanas y grandes luces*; *Puentes medievales*; *Grandeza y pervivencia de los puentes de fábrica*;



Fotografía 3. Montaje de la exposición *Puentes Arco en España*.



Fotografía 4. Montaje de la exposición *Puentes Arco en España*.

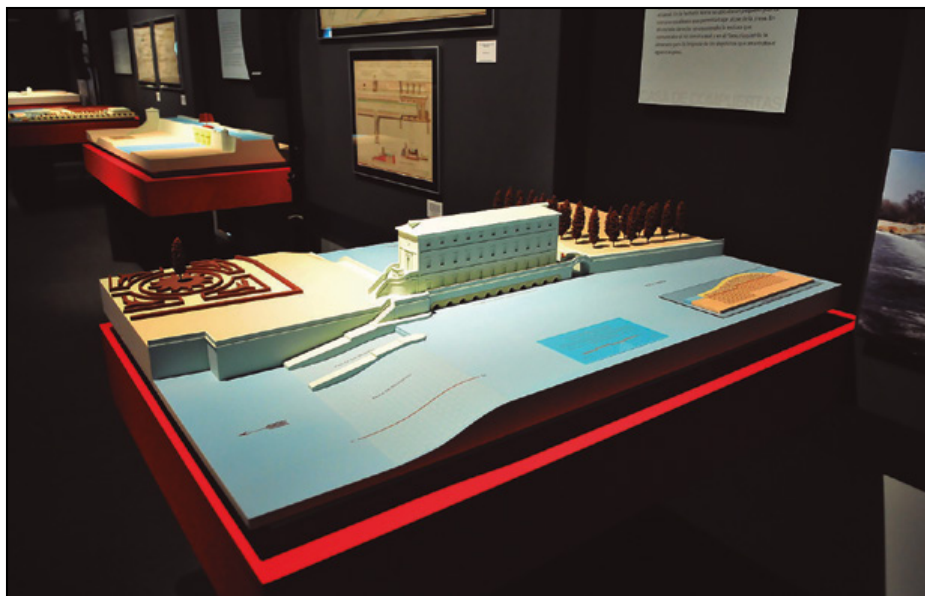
siglos XVI-XIX; *Los nuevos materiales de la época industrial*; *Puentes de hierro y acero*, y por último, *Aparición y auge del hormigón estructural*, llegando hasta el año 1957, fecha en que los laboratorios de experimentación de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos se integraron en un nuevo organismo creado expresamente para ello, el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) dependiente del Ministerio de Fomento.

Como es sabido, el puente es, sobre todo, una obra de ingeniería y como tal tiene una capacidad enorme de transformar la naturaleza para adaptarla a las necesidades del hombre. Al proyectarlo, el artífice debe tener en cuenta numerosas cuestiones, pero sobre todo la finalidad y utilidad de la obra. Erigir un puente requiere conocimientos notables y valor para emprender acciones osadas, constituye una tarea compleja que puede convertirse en la pasión de toda una vida. No hay nada que motive más a un

ingeniero que diseña puentes que el reto de enfrentarse a un valle profundo o un cauce extenso.

Presente siempre en el imaginario común, el puente representa un elemento de conexión entre las dos orillas del cauce de un río o de un valle, creando comunicación en un lugar donde antes no existía. Los puentes enlazan pueblos, comunidades o naciones, acortan las distancias, aceleran el transporte y facilitan los intercambios. Como nexo de unión que son, históricamente también han servido de base y aglutinante para la fundación de poblaciones, que en ocasiones toman de ellos su nombre. Y ya dentro de las mismas poblaciones, los puentes suman y han sumado a lo largo de la historia funciones de centro de reunión urbano.

Por ello, como construcciones que se alzan en plena naturaleza o en el tejido urbano, los puentes poseen una relación privilegiada con el paisaje y la ciudad a los que transforman y completan. En algunas ocasiones, el resultado inducido por la realización de una obra pública tiene



Fotografía 5. Casa de Compuerta y presa de Pignatelli, del Canal de Aragón, en la exposición *Obras hidráulicas de la Ilustración*.

una inherente capacidad de alterar la esencia y composición de la escena. El impacto sobre el medio físico que produce la erección de un puente será positivo, si su construcción se atiene al principio de idoneidad del lugar donde se implanta la obra, a la adecuación al entorno y a la calidad de ejecución.

El puente como hito en la comunicación se convierte en epifanía del camino, en su momento más festejado, en su razón de ser. Y el ingeniero, en compañero de viaje, el que nos ayuda a superar el vacío sobre los que estamos obligados a transitar. Por eso, los puentes han ejercido siempre una gran fascinación en el ser humano, tanto si se trata de una obra primitiva sobre un torrente, como uno de esos inmensos vuelos, casi inquietantes, de las obras maestras de nuestros días. No es raro que hayan sido tradicionalmente fuente de inspiración de poetas y pintores, o que en la imaginación popular hayan fraguado leyendas como las de los puentes del diablo.

Como pudo verse en la exposición, *Puentes Arco en España*, notables ejemplos históricos muestran que un puente bien resuelto e insertado en su entorno ofrece al espectador una sensación de que, si la obra no existiese, el valle, el río o la ciudad quedarían incompletos y desasistidos. Cuando se produce esta integración, el puente trasciende el plano de la técnica y se convierte en cultura memorable e incluso en arte. Ejemplos notables son el puente romano de Alcántara, los medievales del Diablo o el de Puente la Reina, cuyas maquetas están presentes en la exposición, en su versión itinerante. Otros puentes arco representados en 23 maquetas y ejecutados con los nuevos materiales, hierro y hormigón armado, gozaron de un amplio espacio en la muestra. Este es el caso del puente de Triana en Sevilla, el del Grado (Huesca) o el Viaducto del Pino, en la carretera de Zamora a Salamanca. Entre los puentes de hormigón se mostraron, entre otros, el puente urbano de María Cristina en San Sebastián, el magnífico puente del Pedrido en la ría de Betanzos o el puente de Mérida. Mediante estos valiosos ejemplos en la exposición se glosa la importancia de sus autores, ingenieros insignes que han jalonado la historia de la ingeniería española: Canuto Corroza, Pablo Alzola, José

E. Ribera, César Villalba, Eduardo Torroja o Carlos Fernández Casado.

La segunda exposición, inaugurada el 7 de julio de 2014 en la Sala de las Arquerías, fue *Obras Hidráulicas de la Ilustración*. Organizada con la colaboración de la Fundación Juanelo Turriano, aborda los grandes proyectos de canales artificiales ideados por los hombres de la Ilustración española en su empeño por promover la mejora de las comunicaciones fluviales y así romper el aislamiento de las zonas interiores desconectadas de la periferia por la lógica de la geografía peninsular. En ese periodo histórico intelectuales, mandatarios e ingenieros apostaron por la construcción de canales artificiales como elemento esencial del sistema de transportes español, concibiéndolos, más allá de la navegación fluvial, como modelo y punto de partida de una nueva política de desarrollo económico integral de las regiones más retrasadas de la España interior.

Los ilustrados españoles vieron en estas nuevas vías de comunicación un motor de la economía al fomentar la repoblación, el aprovechamiento industrial mediante el uso de su caudal como fuerza motriz al servicio de molinos, batanes, fábricas de harina, en impulsor del regadío y la ganadería, además del transporte de mercancías de gran volumen, aunque los proyectos más o menos utópicos de los ilustrados chocaron inevitablemente con la realidad. Casos representativos de este planteamiento fueron Pedro Rodríguez de Campomanes y Gaspar Melchor de Jovellanos que, con una visión rayana en la utopía coincidente con las de Carlos Lemaury, Ramón de Pignatelli, Francisco Gabarrús, Guillermo Bowles o Antonio Ponz, entre otros, se sentían fascinados por las enormes posibilidades de transformación del territorio que ofrecía la construcción de los canales de Castilla o de Aragón, por poner dos ejemplos significativos. Apuesta arriesgada que buscaba solucionar el problema secular de una red de comunicaciones cuya insuficiencia entorpecía permanentemente el progreso y el desarrollo económico de nuestro país. Para la explicación de los contenidos, la exposición itinerante cuenta con una selección de reproducciones y planos originales, de bella factura, levantados por los ingenieros del momento, así



Fotografía 6. Montaje de la exposición *Obras hidráulicas de la Ilustración*.

como una muestra de la tratadística de la época. Material complementado con 27 maquetas de la colección de historia de las obras públicas del CEHOPU-CEDEX, que por su carácter didáctico están dirigidas a todos los públicos.

Así en la exposición se recogen los proyectos más significativos acometidos en la época de la Ilustración española, un movimiento que estrictamente no abarca todo el siglo XVIII, sino que se circunscribe básicamente al reinado de Carlos III, aunque las bases se pusieran durante el gobierno de Fernando VI. Periodo que finaliza con la ocupación francesa y la guerra de la Independencia. Poco más de sesenta años, en los que se impulsó el mayor programa de modernización de las obras hidráulicas llevado a cabo hasta entonces en la historia de nuestro país.

Programa reformista que recogía algunas ideas planteadas durante los reinados de Carlos V y Felipe II, si bien sería en el siglo XVIII cuando se aunaron los avances técnicos y los conocimientos de los ingenieros militares, equipados con una preparación científica más avanzada gracias a las diversas disciplinas –matemáticas, cálculo infinitesimal, la nueva física, cartografía, surgidas al socaire de la revolución científica en Europa. Estos ingenieros fueron los auténticos protagonistas de la acción constructiva. Práctica profesional generalizada en esta centuria aunque a la actividad que podríamos considerar civil se unía el trazado de fortificaciones y la estrategia del asedio.

Período en el cual la actividad ingenieril fue centralizada por la dinastía de los Borbones, -creación del Cuerpo de ingenieros militares, apertura de la Escuela de Matemáticas de Barcelona- que, con pocos cambios de fondo, llegaría hasta principios del siglo XIX. Momento en el que surgía la diferenciación entre las diversas ramas civiles y militares de la práctica constructiva, en paralelo precisamente con las grandes catástrofes producidas por dos obras hidráulicas que han quedado en el recuerdo, las roturas de las presas de El Gasco (Torredolones, Madrid) y de Puentes (Lorca, Murcia).

Es en la España del setecientos cuando se plantea la realización de antiguos proyectos de navegación artificial en la península Ibérica y en la América española. Así

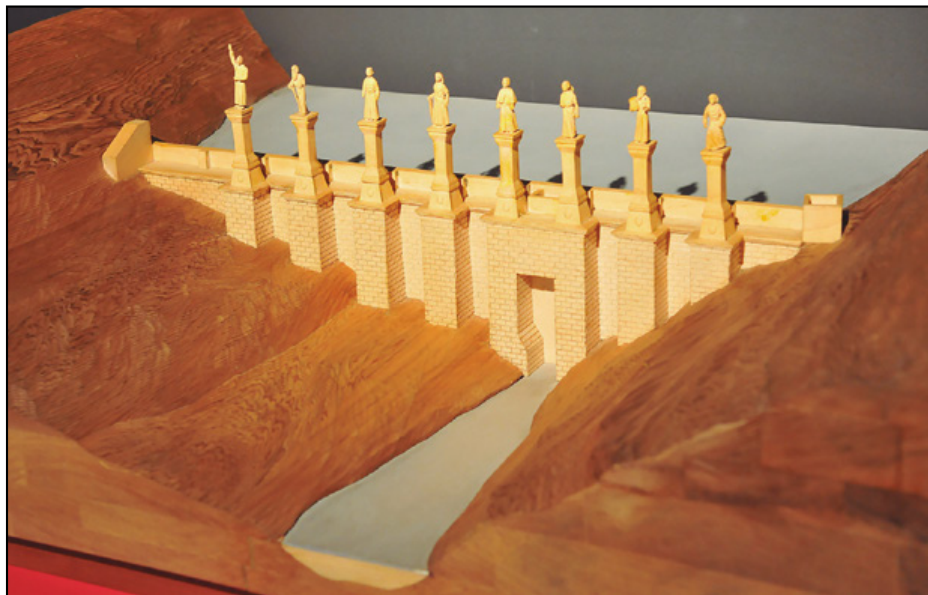
fue entonces cuando se retomaba el proyecto de navegación del Ebro que finalmente vio la luz durante este siglo cuando experimentó un impulso definitivo al apostar los gobernantes y técnicos ilustrados por dicha utilidad, convirtiendo la antigua acequia renacentista en el memorable Canal Imperial de Aragón. También entonces algunos intelectuales y políticos ilustrados plantearon la construcción del canal de Castilla -con el ramal de Campos y el del Norte- que debía convertirse en un elemento activador de la economía regional castellana. A la sazón se abrió de nuevo el perenne debate sobre la actividad que debía primar en estos caminos fluviales, la industrialización o la navegación artificial que rompiera el secular aislamiento de las tierras castellanas.

En el siglo XVIII, el clima de euforia por la navegación interior propició numerosas propuestas, muchas de ellas de carácter utópico, como las encaminadas a hacer realidad el antiguo sueño de “unión de los tres mares” enlazando el Cantábrico, el Atlántico y el Mediterráneo por medio de una red de canales. Sirvan aquí como meros ejemplos, de sobra conocidos, los dos canales mencionados. Estos, al igual que otras obras para el abastecimiento a ciudades o servir al regadío, se abordan en la exposición original y en la itinerante, a partir de la colección de maquetas del CEHOPU-CEDEX.

Y, aunque muchos proyectos no pudieron llevarse a buen término, tanto de los realizados como de los no acometidos, ha quedado una rica documentación en archivos españoles y extranjeros. Planos, informes, cartas, que forman la base de la exposición. Junto a ello, y no menos importante, hay una abundante iconografía de carácter más artístico, en forma de cuadros, grabados, dibujos, así como libros y tratados. Junto con las maquetas se mostró una selección de planos, levantamientos cartográficos, corografías y fotografías que permiten mostrar la magnitud de estas obras. Estos materiales están presentes junto a planos originales, procedentes del Archivo del Ministerio de Fomento, así como tratados y libros de la época que aporta la Fundación Juanelo Turriano, colaboradora inestimable en la realización y dirección del proyecto museográfico. La



Fotografía 7. Presa de Puentes, Lorca (Murcia), en la exposición *Obras hidráulicas de la Ilustración*.



Fotografía 8. Presa de los Santos, Guanajuato (México), en la exposición *Obras hidráulicas de la Ilustración*.

intención era mostrar a un público avezado, pero también más general, una documentación histórica poco conocida pero de gran interés por su factura técnica y belleza, planteando un conjunto expositivo variado, espectacular y didáctico.

Dividida en dos grandes áreas, la primera, como su nombre indica, *El sueño de la navegación*, abordaban los grandes proyectos de canales artificiales realizados durante este período en España y América: el canal de Aragón, los canales de Castilla o el del Dique de la Barranca, en el río Magdalena (Colombia). También se afrontaron otros que no llegaron a acometerse, como el canal de Güines en Cuba o un canal interoceánico que permitiese enlazar el océano Pacífico y el Atlántico. Ideal pionero adelantado a su tiempo que finalmente fue construido en el siglo XIX: el canal de Panamá. Mencione aparte, por su significación histórica, pues dio lugar a la apertura de la Escuela de Ingenieros de Caminos y Canales, supone el canal del Guadarrama para

comunicar Madrid y Aranjuez. Y si bien la idea de la construcción de canales artificiales útiles para el transporte de mercancías murió de alguna manera con la llegada del ferrocarril, lo cierto es que hasta bien entrado el siglo XX, el sueño de la navegación fue un ideal largamente acariciado por algunos de los ingenieros más ilustres.

El segundo área de la exposición, *La práctica constructiva*, incluyó las obras hidráulicas destinadas a la rectificación de ríos con el fin de evitar las temidas inundaciones que asolaban territorios y ciudades. Igualmente se glosa la construcción de presas en las cuales se efectuaba la toma para cebar los canales destinados al regadío o a la industria (la célebre presa de Puentes, en Lorca Murcia, o la de la Albuera de Feria, en Badajoz). Obras impulsadas por clérigos o mandatarios adscritos al movimiento de la Ilustración española, al igual que el acueducto de Xalpa o la presa de los Santos, destinada al abastecimiento de la ciudad de Guanajuato en Nueva España (México). En la Península



Fotografía 9. Viaducto del Salado en la exposición *Más allá del Arco. Puentes de la Modernidad*.



Fotografía 10. Montaje de la exposición *Más allá del Arco. Puentes de la Modernidad*.

se ejecutó el acueducto de Noáin para llevar agua potable desde Subiza hasta la ciudad de Pamplona. Otros ejemplos singulares, fueron los acueductos mexicanos de Querétaro o Morelia.

Construcciones estas últimas que todavía se mantienen en perfecto estado de conservación, poniendo de relieve el rico patrimonio de la ingeniería española en América. Cultura urbanística e ingenieril que los españoles llevaron al nuevo mundo, como elemento determinante en la configuración territorial de las vastas extensiones dominadas. Junto al componente técnico, en el uso del agua se fijaron los instrumentos jurídicos, propios de las tradiciones castellana y aragonesa. Su implantación, junto con otras actuaciones encaminadas a la fundación de ciudades y la construcción de caminos, ayudó a organizar y administrar un ingente territorio, desde el estrecho de Magallanes hasta el de Bering, explorado por los españoles en su búsqueda de un paso interoceánico. En este sentido conviene

destacar que el mundo hispánico recogió el testigo del sistema romano que basó la conquista de tierras lejanas y, en ocasiones hostiles, apelando a tres principios fundamentales: el derecho, que regulaba y articulaba la sociedad; la lengua, como vehículo común identitario y, en especial, la obra pública, factor fundamental en el control y ordenación territorial.

Para la preparación de esta exposición además de los archivos españoles se ha contado con fondos existentes en el Archivo General de la Nación de México, los fondos de la Universidad de Texas, los archivos de la Nación de Buenos Aires y Bogotá, y los archivos militares españoles, entre otros.

La última exposición realizada en el período 2012-2016, ha sido la inaugurada el pasado 9 de febrero de 2016 en la Sala de la Arquería de Nuevos Ministerios. Con el título *Más allá del Arco. Puentes de la Modernidad* constituye la segunda muestra sobre el tema de los puentes en España.



Fotografía 11. Montaje de la exposición *Más allá del Arco. Puentes de la Modernidad*.

La nueva exposición plantea la construcción de puentes rectos o en viga realizados en los siglos XIX y XX, (hasta 1950), a partir de la introducción de nuevos materiales constructivos: el hierro y el hormigón armado, los materiales modernos por excelencia según el concepto de modernidad de la época.

Así los contenidos se dividen en tres áreas temáticas: puentes colgantes, de hierro y de hormigón, mostrando esencialmente algunos de los más paradigmáticos, así como su evolución histórica a través de la mejora del conocimiento estructural de estos materiales. Con esta exposición cerramos así un ciclo de estudio e investigación sobre puentes, piezas fundamentales de la ingeniería, con vocación funcional de comunicar orillas, poner en contacto o acercar realidades, de otra forma, distantes. Los contenidos se han enriquecido con una importante selección de 16 modelos, pertenecientes a la mencionada Colección de Maquetas que pueden visitarse *on line* en el Museo Virtual de la página web del CEDEX.

El primer área de la exposición, titulada *Puentes Colgantes. Paradigma de la Modernidad* versa sobre la antigua y rica tradición de puentes colgantes, extendida por diversos lugares y culturas, destacando los erigidos con materiales vegetales como raíces entretejidas, ramas, cáñamo o madera. Éste es el caso de los puentes colgados en China, Filipinas o América, como el de Apurimac en Perú levantado por los incas, pueblo que en época prehispánica alcanzó su máximo desarrollo.

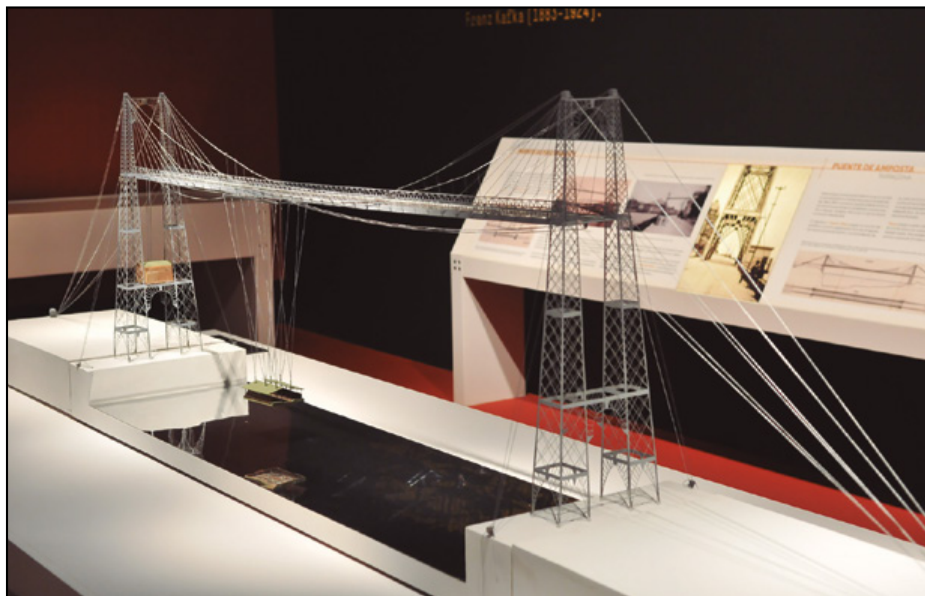
Al tratar los puentes colgantes en el mundo occidental, hay que resaltar la lenta introducción del hierro, material que adquirió una gran relevancia en la construcción de puentes colgados. Una primera patente fue registrada en 1801 por James Finlay, pero el prototipo de los modernos puentes colgantes fue el construido en la carretera que comunicaba la isla de Anglesey y Gales, a su paso por el estrecho de Menai (Gales, Reino Unido). Proyectado por Thomas Telford en 1815 fue inaugurado en 1825. En los Estados Unidos de América, el puente de Brooklyn sobre el río Hudson fue proyectado por John Augustus Roebling en 1883 y con él los puentes colgantes alcanzaban su

madurez. El puente que une Brooklyn con Manhattan todavía conserva su belleza y elegancia. Desde el puente de Telford hasta el de Roebling, se había progresado en los aspectos de rigidización del tablero, ya en acero, y en especial en la sustitución de las cadenas por cables de alambres de acero. El procedimiento permitió incrementar constantemente las longitudes de vano, llegándose a los 1.280 m del Golden Gate en la bahía de San Francisco, proyectado por Joseph Strauss, e inaugurado en 1937.

En Europa, Francia fue la referencia para los puentes colgantes españoles que suponían la mejor solución para salvar grandes luces. Conviene resaltar a los hermanos Charles, Jules y Marc Seguin por sus avances en el diseño de puentes colgantes, sobre todo en los cables de hilos paralelos frente a las cadenas como elementos de suspensión.

Los hermanos Seguin trabajaron en España en algunos de los primeros puentes colgantes levantados en nuestro país, como el de Arganda o el de San Alejandro sobre el Guadalete en la carretera de Madrid a Cádiz. Con posterioridad, durante la segunda mitad del siglo XIX encontramos en España y Europa otros ingenieros innovadores, como Ferdinand Arnodin, inventor del cable de torsión alternativa.

Con todo conviene destacar que la construcción de puentes colgantes en España se introdujo desde muy pronto, a la vanguardia de los erigidos en Europa. Así el primero fue levantado en Vizcaya en 1822, antes incluso que el puente de Telford, en la localidad de Burceña sobre el río Cadagua en las cercanías de Bilbao. Ciudad pionera en España en el empleo del hierro como material estructural, el puente se erigió en fecha temprana a la par de los construidos en Europa. Poco después, en 1828, se levantaba el de San Francisco, proyectado y ejecutado por el arquitecto municipal Antonio de Goicoechea, éste sobre el Nervión en el casco histórico de Bilbao. Su construcción despertó una gran expectación convirtiéndose en un símbolo de la ciudad industrial. Constaba de un solo vano de 60 m de luz, de tipo colgado mediante cables de cadenas, siguiendo la técnica inglesa y norteamericana y al parecer simétrico con dos torres. También en Bilbao se construyó entre 1886 y 1893 el puente transbordador Vizcaya, conocido como de



Fotografía 12. Puente transbordador de Portugalete (Bilbao), en la exposición *Más allá del Arco. Puentes de la Modernidad*.

Portugalete, por su emplazamiento en el barrio del mismo nombre. Erigido con un proyecto de Alberto Palacio y Ferdinand Arnodin fue el primero de este tipo en el mundo.

En cuanto a los puentes de hierro, material industrial por excelencia, constituyen la temática de la segunda área de la exposición. En ella se explican los primeros proyectos de puentes celosía metálica aparecidos en el mundo. Desde los levantados por George Stephenson y su hijo Robert, figuras decisivas en la invención del ferrocarril a vapor y autores de los primeros puentes de vigas ferroviarios. Robert usó diversas formas: arcos, simples dinteles y el tipo “bowstring”, es decir viga arqueada con tirante horizontal, utilizado en el High-Level Bridge sobre el Tyne (1850), para unir las ciudades de Newcastle y Gateshead, en el Noroeste de Inglaterra.

Muy utilizados en Estados Unidos, los modelos de puentes en celosía multiplicaron sus patentes a lo largo del siglo XIX. Construidos desde muy pronto de forma generalizada, ello provocó numerosos accidentes, aunque con el tiempo fueron mejorando su resistencia a partir de la aplicación de estudios y experimentación del comportamiento del material y las nuevas estructuras, con la sustitución de la fundición por el hierro forjado y posteriormente por el acero a finales del siglo.

Hacia 1850, la fundición empezó a ser reemplazada por el hierro forjado o laminado, en España conocido también como palastro. Este material aguantaba bien las tracciones y reveló idoneidad para resistir la flexión. Por primera vez se disponía de un material duradero, no como la madera, especialmente indicado para la construcción de vigas y celosías.

En España, a partir de mediados del siglo XIX, el material que va a determinar la imagen de los puentes de ferrocarril, siguiendo los modelos ingleses y franceses, va a ser el hierro fundido primero, laminado después. A ello contribuyeron los intereses de las empresas extranjeras concesionarias, en contacto con una tecnología y una industria del hierro capaz de hacer frente a la demanda generalizada de un tipo de puente industrial. Esto acarreó la generalización de un tipo de puente de celosía sobre pilas de fábrica o metálicas en las líneas de ferrocarril españolas.

En España entre los puentes de viga metálica de la primera época destacan los puentes de Ormaiztegui (Guipúzcoa), los viaductos Madrid y Pontevedra en la ciudad de Redondela (Pontevedra) y, avanzado el siglo, el Viaducto del Salado, en la líneas Linares-Almería, con tres vanos de 105 m, o el del puente Internacional sobre el Miño en Tuy en la línea de Vigo, que unía las fronteras española y portuguesa. A partir de mediados del siglo XIX, se generalizaba el uso de puentes de viga recta y alma llena, muy especialmente en Alemania. La viga recta de alma llena supuso un salto cualitativo en la construcción de puentes de hierro, pues estos se alejaban de la celosía, que como tal y en madera se conocía desde el Renacimiento, para aproximarse a una tipología mucho más avanzada y vanguardista que enraizaba con el concepto de modernidad propio del siglo XIX. En este caso encontramos los puentes de Lora del Río, sobre el Guadalquivir, en la Línea Córdoba-Sevilla o en el viaducto urbano de la calle Segovia de Madrid.

En el tercer y último área de la exposición encontramos los puentes rectos de hormigón, bien de celosía o de alma llena, con el título *Tiempos Modernos. Puentes de Hormigón Armado*. En lo concerniente a la construcción de puentes viga de hormigón, en los primeros años del siglo XX se introdujeron innovaciones constructivas relevantes. En 1899, Eugenio Ribera Dutaste aplicaba en España una de las novedades más relevantes al construir un puente viga de hormigón armado sistema Hennebique que con posterioridad utilizó ampliamente en puentes como el del Kursaal o en el de Amposta, presentes en la exposición.

El uso de vigas rectas de hormigón armado no fue tan numeroso como las de hierro o acero, sobre todo por motivos cronológicos pues las vigas metálicas surgieron con anterioridad aplicándose en la construcción de los puentes ferroviarios. Sin embargo, los principales defensores del hormigón enseguida encontraron argumentos para su introducción en todo tipo de puentes incluidas las celosías. Juan Manuel de Zafra, por ejemplo, demostró con la construcción del puente sobre el río Vélez cómo los puentes de hormigón armado tenían menos vibraciones que los metálicos. Su labor fue complementada por la de su colega, José E. Ribera,



Fotografía 12. Montaje de la exposición *Más allá del Arco. Puentes de la Modernidad*.

quien creó escuela en el uso del hormigón estructural a través de su cátedra en la Escuela de ingenieros de caminos de Madrid. Nombres como César Villalba, Eduardo Torroja, Carlos Fernández Casado o Francisco Fernández Conde hicieron grande la tecnología del hormigón en España.

Llegados a este punto, conviene resaltar como la difusión de la historia de las obras públicas entre el gran público constituye el principal cometido de estas exposiciones, pues nuestra principal labor debe ir encaminada a contribuir a cambiar la mentalidad, como sociedad avanzada, en lo que respecta a la valoración del patrimonio fruto de la acción constructiva del hombre en la naturaleza. Dando a conocer el enorme legado de la ingeniería civil del pasado con la finalidad de que ésta vaya ganando en consideración e interés, pues estas obras de utilidad que transforman el medio en que se insertan, han estado cargadas, al igual que otras creaciones humanas, de valores expresivos, susceptibles de una aproximación estética. En este sentido, resultan reveladoras las palabras de Carlos Fernández Casado, erudito, historiador, ingeniero civil ilustre y proyectista de importantes puentes, así como personaje destacado en las exposiciones realizadas por CEHOPU:

“Cuando trabajamos en un río, por ejemplo, para construir un puente, ya nos han precedido realizando análogo propósito unos cuantos antecesores. A lo largo del río existe una serie de puentes, que a veces se remontan a épocas muy remotas. Puentes romanos, medievales, renacentistas, etc., a los cuales nos dirigimos aunque no sea más que para averiguar el desagüe que precisa nuestro puente. Pues bien, del mismo modo que remontamos el curso del río para interrogar a los puentes con esta sencilla pregunta, podemos remontar el curso de la Historia y sentirnos en solidaridad humana con todos nuestros predecesores. Es esta una de las emociones más naturales y sencillas que el ingeniero no debiera ahorrarse nunca”¹.

Desde aquí queremos destacar la contribución en los comités científicos de estas exposiciones de ingenieros conocedores de las diversas materias tratadas que nos ayudan a valorar y ponderar los contenidos mostrados en estas exposiciones, así como su aportación en forma de artículos en los catálogos de las mismas. Las exposiciones aquí tratadas están complementadas con un catálogo, hecho con medios propios, en el que se recogen los contenidos de la misma, junto a una serie de artículos firmados por algunos de los especialistas más destacados en el ámbito de la historia de las obras públicas y su patrimonio. Asimismo cabe resaltar el trabajo de investigación realizado por el equipo de CEHOPU para la preparación de los contenidos de estas muestras.

No queremos terminar sin incidir en la necesidad de acometer un Plan Nacional del Patrimonio de las Obras Públicas, al igual que se han llevado a cabo en otros ámbitos de la cultura material, como el Plan Nacional del Patrimonio Industrial, en cuya elaboración podría contribuir el CEDEX junto con otras instituciones que estén trabajando en este legado: Instituto Histórico Español del Patrimonio, Fundación Juanelo Turriano, Cátedra Demetrio Ribes, así como las de índole autonómica y regional, que permita aunar esfuerzos, dar continuidad y trascender todas estas iniciativas.

Nota: Para más información sobre los especialistas, características e itinerancias de las exposiciones de CEHOPU-CEDEX puede consultarse la dirección electrónica: <http://www.museovirtual.cedex.es/>.

¹ Discurso pronunciado en la Asociación de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, en Madrid, 1945.

José Antonio Jiménez Salas o el valor de los grandes maestros (1916-2000)

José-Carlos Pacheco. Relaciones Externas y Actividades Comerciales, CEDEX, Madrid, España.
Jose.C.Pacheco@cedex.es

*Si he visto más lejos que otros, ha sido porque
he subido a hombros de gigantes*

(Isaac Newton, 1643-1727)

1. Vida y destino

Como toda experiencia vital, la vida de José Antonio Jiménez Salas es una conjunción de la conocida tríada descrita por Ortega y Gasset, esto es, carácter y vocación, circunstancia histórica y azar. En su trabajo sobre Velázquez, Ortega recomendaba a todo biógrafo que prestara atención a estas tres variables que podrían, según él, dar las claves para entender la trayectoria de la singular e irrepetible vida de todo hombre,

Nuestra vocación choca con las circunstancias, que en parte favorecen y en parte la dificultan. Vocación y circunstancia son, pues, dos magnitudes dadas que podemos definir con precisión y claramente entenderlas, una frente a otra, en el sistema dinámico que forman. Pero en este sistema inteligible interviene un factor irracional: el azar. De esta manera podemos reducir los componentes de toda vida humana a tres grandes factores: vocación, circunstancia y azar. Escribir la biografía de un hombre es acertar a poner en ecuación esos tres valores.

Persona de gran inteligencia y preparación, Jiménez Salas tuvo también el privilegio de vivir algunos de los capítulos más señalados de la historia reciente de nuestro país y del mundo contemporáneo. Su vida atraviesa así casi todo el siglo XX, ese “corto siglo XX”, en expresión del historiador británico Eric Hobsbawm, que empieza en 1914 con la I Guerra Mundial y termina en 1991 con la disolución de la URSS, tras la caída del Muro de Berlín en 1989. Entre ambas fechas discurre buena parte de la vida de Jiménez Salas, que se va entreverando, siguiendo una secuencia cronológica de hechos, con el impacto provocado en España como consecuencia de la I Guerra Mundial (1914-1918); la crisis final del sistema de Cánovas y quiebra de la monarquía (1917-1923); la dictadura del general Primo de Rivera (1923-1930); la II República (1931-1936); la Guerra Civil Española (1936-1939) como preludio de la II Guerra Mundial (1939-1945); la larga dictadura franquista (1939-1975) y, dentro de ésta, la decisiva década de los sesenta; y, finalmente, el restablecimiento de la democracia a partir de 1975 que terminaría desembocando en la refundación de España como nación.

Jiménez Salas nace en Zaragoza el 10 de marzo de 1916 y fallece en Madrid el 15 de noviembre de 2000.

De orígenes sociales acomodados, su infancia y juventud transcurren en la creciente ciudad maña. Zaragoza era ya entonces una industriosa capital de provincias en proceso de expansión que si, en 1920, contaba con algo más de 140.000 almas, terminaba la década en 1930 con una población cercana a los 175.000 habitantes. El padre, Inocencio Jiménez Vicente (1871-1941), fue catedrático de Derecho Penal en la Universidad de Zaragoza, ciudad en la que desempeñó también importantes responsabilidades de dirección del antiguo Instituto de Previsión Social. En este sentido, su sensibilidad y honda preocupación social le llevó a realizar estancias en Francia y Bélgica, entre otros países, entrando en contacto con círculos del catolicismo social europeo y participando activamente en congresos y sindicatos de esa misma orientación. Fue, asimismo, fundador y director del diario zaragozano *El Noticiero*, y colaboró asiduamente con la Junta de Ampliación de Estudios (JAE), que, bajo la dirección de Santiago Ramón y Cajal, desempeñaría un trascendental papel en impulsar internacionalmente el avance científico en nuestro país. Hijo a su vez de Inocencio Jiménez Millán, alpargatero de profesión, contrajo matrimonio con Juana Salas (1875?-1976), que llegaría a ser presidenta de la Confederación de Mujeres Católicas de España.

El estallido de la Guerra Civil en julio de 1936 –reflexionando sobre España, George Orwell le diría en cierta ocasión a Arthur Koestler: “la historia se paró en 1936”–, sorprende a la familia Jiménez Salas en Madrid, adonde José Antonio había venido para seguir estudios de ingeniería en la Escuela de Caminos en 1935. Los turbulentos años que siguieron, enmarcados dentro de la más general pugna ideológica que enfrentaba a los dos grandes totalitarismos del siglo XX, trastornarían para siempre la vida y suerte de millones de españoles. Muchos de éstos se vieron así confrontados con trágicos dilemas y, por tanto, forzados a tomar críticas decisiones en circunstancias tremendamente complejas. La familia Jiménez Salas no fue una excepción. Los avatares de la guerra habían llevado al padre a la Universidad de Valencia, que procedió a su jubilación forzosa al declararse no adepto a la causa republicana. A continuación, de Valencia se trasladó a Barcelona, pasando finalmente a la zona franquista a partir de 1938. El mismo José Antonio se vería también afectado por el curso de los acontecimientos cuando fue movilizado y enviado con las fuerzas rebeldes, en el rango de alférez provisional, al frente de Aragón donde, como se recordará, se libraron algunos de los más encarnizados combates de toda la guerra.

Pocos años después de finalizar la guerra, Jiménez Salas concluye la carrera en 1942 con el número dos de su promoción y sigue a partir de este último año, gracias a una beca, cursos de postgrado en Múnich (Alemania), en donde es testigo presencial del efecto devastador causado por los bombardeos aliados –algo que pudo también comprobar en Berlín, Dresde,

Dantzig, Darmstadt, Hanover, Hamburgo y Karlsruhe. Este grado discernible de destrucción formaba parte, por lo demás, de lo que representó en síntesis la Segunda Guerra Mundial: una guerra total fruto de una crisis de civilización, que fue con mucho, según la descripción del historiador Juan Pablo Fusi, “la más amplia, intensa y destructiva de todas las guerras conocidas hasta entonces”. Prácticamente cualquier aspecto relativo a esta conflagración reviste, todavía hoy, dimensiones auténticamente colosales.

Tras su paso por Alemania Jiménez Salas marcha a Viena (Austria), ciudad en la que recoge la semilla dejada por Karl Terzaghi (1883-1963), que había constituido una reconocida escuela de discípulos a la que acudían ávidos estudiantes que, venidos de todas partes, supieron reconocer la genialidad de Terzaghi. Jiménez Salas sentía una gran admiración por Terzaghi, con cuya obra estaba familiarizado gracias, sobre todo, a la previa labor de introducción que había hecho José Entrecanales desde sus primeras clases en 1929.

Años antes, en 1925, Terzaghi había publicado *Erdbaumechnik*, en donde da a conocer por primera vez, presentando un *corpus* teórico consistente, una nueva ciencia llamada *Mecánica del Suelo*. De 1925 a 1929, Terzaghi trabajó en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, iniciando el primer programa sobre mecánica de suelos. En 1929 aceptó un nuevo puesto en la Universidad Técnica de Viena como titular responsable de Mecánica del Suelo. En 1938, tras la anexión de Austria por parte de Alemania, Terzaghi emigró definitivamente a Estados Unidos, pasando a la Universidad de Harvard para impartir un curso sobre geología aplicada a la ingeniería. De 1946 a 1956 permanecería en esta universidad como profesor de ingeniería civil.

Otra figura importante, muy estrechamente ligada a Terzaghi y que sería otro de los grandes referentes intelectuales de Jiménez Salas, fue Arthur Casagrande (1902-1981), también afincado en Estados Unidos y uno de los grandes impulsores del estudio de la mecánica de suelos además de una autoridad en el diseño de presas. Por su importancia, correspondió a la iniciativa de Casagrande organizar, en 1936, el I Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, celebrado en Harvard y que permitió, con la participación de veintidós países, fundar la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.

Habiendo sido estas dos últimas figuras, junto a la de José Entrecanales, centrales en su formación intelectual, no por ello dejó Jiménez Salas de reconocer la contribución esencial de los *Padres Fundadores*, a quienes se debe realmente la base de conocimiento de lo que luego se denominaría *Mecánica del Suelo*. Tal y como recuerda el propio Jiménez Salas en la primera parte de su serie “Notas sobre Mecánica del Suelo”, publicada en *Revista de Obras Públicas* a lo largo de la segunda mitad de 1945,

Hubo, por lo tanto, hombres que investigaron estos problemas: Coulomb (1773), Poncelet (1840), Rankine (1856), Culmann (1866), Considère (1870), Mohr (1871), Levy (1873), Boussinesq (1876) y muchos otros, construyeron con sus investigaciones una Mecánica del Suelo, aunque no la llamaran así. Los que les siguieron se

dedicaron a vivir de lo que aquellos ilustres hombres de ciencia les legaron, y las aportaciones posteriores son esporádicas.

A su vuelta a España en 1945, tras la finalización de la II Guerra Mundial, Jiménez Salas ingresa al servicio del Estado, siendo destinado a la Alta Comisaría de España en Marruecos. En aquel año pasa a la Confederación Hidrográfica del Pirineo Oriental y, en comisión de servicio, al Laboratorio de Escuela de Caminos de Madrid, que más tarde se convertiría en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, dependiente del Ministerio de Obras Públicas. En 1945, también, se incorpora a la empresa de Entrecanales, en donde permanecería el resto de su vida profesional.

Es a partir de ahora, sin embargo, cuando la trayectoria profesional de Jiménez Salas empieza a ofrecer al observador una clara divisoria. Sobresale así una primera etapa de rigurosa formación académica, en España y el extranjero, cuando disfruta de la oportunidad de estudiar con algunos de los mejores en la ciencia de Geotecnia y Mecánica de Suelos. Los conocimientos adquiridos en éstas, que fueron introducidas en nuestro país por su mentor y maestro José Entrecanales, le sirvieron a su vez de base a Jiménez Salas para seguir potenciando los estudios de la Mecánica del Suelo como nueva disciplina científica. Ya entonces, como ha quedado apuntado, las ciencias derivadas de la mecánica y la elasticidad habían avanzado notablemente, sobre todo a partir de la publicación de los pioneros trabajos de Terzaghi. El ímpetu con que irrumpió esta nueva ciencia abrió, sin duda, un nuevo campo a los ingenieros civiles, entre los que descollaría Jiménez Salas tanto cronológicamente como en su calidad de profesor.

Y, a continuación, un segundo gran período no menos destacable que se abre a partir de la década de los sesenta.

2. Años sesenta: una década transformadora

Ésta fue, sin duda alguna, una década decisiva en la que iban a acontecer cambios de largo alcance desde cualquier punto de vista. Y éste es, no casualmente, el contexto temporal en el que incardinar el punto de inflexión que marca el inicio de la segunda gran etapa en la vida profesional de Jiménez Salas. Dos hechos interrelacionados y paralelos en el tiempo sustentan este análisis.

En primer lugar, por haber ganado por oposición la cátedra universitaria, celebrada en 1960, desde donde desplegaría sus amplios conocimientos sin dejar de crear, al mismo tiempo, toda una escuela de discípulos, muchos de quienes llegarían a ser también reputados profesionales: Santiago Uriel Romero (1930), Alcibíades Serrano González (1935), José Luis de Justo Alpañés (1939), Ángel Uriel Ortiz (1940-1996), Luis de Cañizo Perate (1942), José María Rodríguez Ortiz (1942), Antonio Soriano Peña (1945) o Carlos Oteo Mazo (1947). Otros igualmente reconocidos discípulos de Jiménez Salas terminarían ocupando cátedras de Geotecnia en distintas escuelas.

Y, en segundo lugar, por verse impulsado gracias a la favorable coyuntura de acelerado crecimiento económico que caracterizó esta década, también llamada

“la edad de oro del capitalismo español”. Y, al calor de este vertiginoso ciclo expansivo, por estrechar la vinculación profesional que mantenía con esa personalidad arrolladora y carismática a la que Jiménez Salas se refería sencillamente como “don José”, y por la que sintió siempre el más profundo respeto y la más admirativa lealtad. Se trata, en efecto, de José Entrecanales Ibarra (1899-1990), a quien Jiménez Salas, según confesión propia, debía su dedicación a la Ingeniería Geotécnica. Porque además de ingeniero y empresario, José Entrecanales fue también profesor universitario: entre 1929 y 1931 como profesor auxiliar en la cátedra de Puertos, y desde entonces y hasta 1957, como catedrático de Cimientos y Puentes de Fábrica. Terminaría por solicitar, en este último año, una excedencia voluntaria y dejar la cátedra –que fue subdividida en Puentes y Obras de Fábrica (Carlos Fernández Casado), y Geotecnia y Cimientos (José A. Jiménez Salas)-, de la que era titular en la Escuela de Caminos, para convertirse en un influyente hombre de negocios a través de la empresa constructora Entrecanales y Távora, S. A., constituida en 1931.

En todas sus facetas profesionales José Entrecanales fue, pues, una figura excepcional; una personalidad que contribuyó como pocas a la reconstrucción de España tras la Guerra Civil, y así en su doble condición de empresario y profesor-ingeniero.

Por tanto, resulta difícil explicar la trayectoria profesional de Jiménez Salas sin tener en cuenta, al mismo tiempo, el papel preponderante que en la misma vendría a desempeñar Entrecanales. Como, de igual manera, no podría entenderse la relevancia de este último sin situarlo en el contexto social más general de la época. Desde finales los cincuenta con la puesta en marcha del Plan de Estabilización (1959), y más rápidamente desde principios de los sesenta con los Planes de Desarrollo, se abrió literalmente todo un mundo de oportunidades para aquellos hombres que, como Entrecanales, supieran aprovecharlas. Lo cual era lógico tras la catastrófica política económica –autárquica e intervencionista- mantenida por las autoridades franquistas desde que finalizó la Guerra Civil.

De hecho, la estabilización y liberalización impuesta por el Plan de Estabilización supuso toda una rectificación de todo lo que el régimen había venido haciendo desde 1939. Diseñado por jóvenes tecnócratas al servicio del Banco de España, procedentes del *Opus Dei* y respaldados por Carrero Blanco, el Plan representó para España lo que el Plan Marshall para Europa occidental tras la II Guerra Mundial. Se sentaron, de esta manera, los pilares de los trascendentales cambios estructurales que iba a experimentar el país a partir de entonces. Los subsiguientes años de exponencial desarrollo (1960-1973), con una tasa de crecimiento medio del 6 por ciento, hicieron de España un país más moderno en términos socio-económicos y culturales, avanzando una serie de transiciones que, tras la muerte de Franco, cristalizarían en la transición política a la democracia. En estas transformaciones reside sin duda alguna, según ha subrayado el profesor García Delgado, “una de las claves de la buena estrella de la transición a la democracia en los años posteriores a la muerte de Franco”.

El llamado “milagro económico español”, que debía mucho al contexto internacional, no estuvo exento sin

embargo de fuertes claroscuros: acusados desequilibrios regionales, masivo éxodo rural, un sector público ineficiente que se correspondía con un Estado de bienestar inexistente, un incontrolado desarrollo urbanístico, focos de conflictividad social, falta de servicios para una creciente población en las nuevas zonas industriales, etcétera.

En conjunto, la España resultante de estos años fue un país que vivía entre la tradición y la modernidad. Hay todavía una España profunda y atrasada, de hambruna y pobreza, que va desapareciendo. Y otra emergente, más moderna y dinámica, que coexiste con la anterior pero sin terminar de desplazarla. Esa tensión entre tradición y modernidad está muy presente tanto en el cine de Carlos Saura, en *La caza* (1965) por ejemplo, como en el de Luis Buñuel en *Viridiana* (1961) o en el de Luis García Berlanga en *El verdugo* (1964).

Éste es, pues, el país en donde se encuadró el *boom* de la construcción. Porque el franquismo era, en expresión de uno de sus apologistas, Gonzalo Fernández de la Mora, que sustituyó a Silva Muñoz en Obras Públicas en 1970, un “Estado de obras”. Un “Estado de obras” del que, como quedó dicho, supieron sacar partido todo un elenco de empresarios entre los que sobresalieron figuras como José Entrecanales, José Banús o Rafael del Pino. Una prosopografía de éstos nos permite ver que eran ingenieros de caminos muy atentos a la calidad técnica de sus obras; que estaban muy bien conectados con el poder político para poder participar en las grandes obras de infraestructura pública; que trabajaron también para el sector privado; y que internacionalizaron sus empresas con proyectos en el extranjero, lo que no era común entonces, aunque en el caso de Entrecanales y Távora los primeros contratos fuera de España –Portugal, Marruecos, Guinea Ecuatorial- datan de 1948.

Para lo que aquí interesa cabría remarcar que, con la etapa histórica que se abre con los años 60, Entrecanales y Távora siguió destacando en el desarrollo del país construyendo vías de comunicación, presas y centrales hidroeléctricas, térmicas y nucleares. Se daban así, por otra parte, continuidad y pujanza a una intensa actividad empresarial que venía consolidándose desde tiempo atrás.

Por lo demás, lo que más singularizó el caso de Entrecanales, y otros pocos, fue ciertamente su visión de futuro y reconocida habilidad para, en las siguientes décadas, ir adaptándose a los tiempos diversificando las actividades de la compañía al hilo del cambiante contexto nacional e internacional. A lo largo de todo este tiempo la colaboración de Jiménez Salas, en calidad de asesor, con los múltiples proyectos que emprendió Entrecanales fue constante. Su enorme actividad, sin embargo, estuvo lejos de circunscribirse únicamente a esta asidua relación.

La dilatada carrera profesional de Jiménez Salas abarca, también, una no menos importante dimensión oficial como servidor público, cuya carrera en su doble condición de académico y profesional técnico al servicio de la Administración venía siendo notable desde años atrás. En 1964 sucede a José Luis Escario (1895-1971), en la dirección del ya mencionado Laboratorio del Transporte, desde donde desarrolla una sobresaliente actividad impulsando, entre otras cosas, la Sociedad Española de Mecánica del Suelo, que presidió entre 1971 y 1990. El Laboratorio del Transporte se subdividiría posteriormente

dando lugar al Centro de Estudios de Carreteras y al actual Laboratorio de Geotecnia, dependiente del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), que dirigió también Jiménez Salas, aunque brevemente, entre 1978/79. En estas posiciones directivas Jiménez Salas tuvo siempre la habilidad de poder delegar tareas administrativas para centrarse en lo que realmente le apasionaba: el trabajo de laboratorio y los estudios de campo y, desde luego, la consiguiente aplicación práctica que, hecha sobre el terreno, no perseguía sino poner a prueba la pericia técnica del ingeniero enfrentándolo a problemas reales.

Descargado así de las servidumbres que impone la burocracia, Jiménez Salas pudo llevar a cabo una labor metódica, racional y, sin embargo, extraordinaria. Todo ello permitiría a Jiménez Salas establecer y transmitir una sistemática y empírica metodología de trabajo que exigía del ingeniero dos condiciones esenciales: una sólida formación básica por una parte y, por otra, un continuo esfuerzo de observación de la Naturaleza. Simultáneamente, Jiménez Salas iría completando una brillante carrera académica como profesor de la Escuela de Caminos de Madrid y miembro de la Real Academia de Ciencias de España.

3. Vocación y obra

Como en el caso de tantos profesionales brillantes, la vida y obra de Jiménez Salas son una misma cosa y, en consecuencia, toda su producción intelectual y material vino determinada por su firme carácter vocacional y las circunstancias históricas que vivió. El resultado final es una obra informada, en todas sus formas, por una continua búsqueda del rigor y la excelencia técnica.

Desde el punto de vista epistemológico, y sin desdeñar las explicaciones que tienen su origen en cosmovisiones sobrenaturales, Jiménez Salas desarrolla su propia visión de la ciencia, que queda sustanciada en su discurso de ingreso en la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, "Aportaciones científicas españolas a la Geotecnia" (1982), donde desarrolla el concepto de *polimerización*. Con este término Jiménez Salas alude a todo un incesante proceso multidisciplinar de carácter convergente que, en momentos puntuales, eclosiona felizmente para facilitar, en sus propias palabras, una *hipersolución* a un problema técnico dado. Su teoría, como se ve, descansa continuamente sobre la idea de síntesis, entendida en un sentido lato, como forma de aproximación a la realidad. En esta concepción se deja notar, por otra parte, la impronta del pensamiento y magisterio ejercido por José Entrecañales en sus clases, ya que, como el mismo Jiménez Salas no dejó de recordar en la emotiva nota necrológica que escribió con motivo del fallecimiento de aquél,

En sus intensas clases, en las que no podía percibirse ni el más pequeño poso de convencionalismo o rutina, explicaba las teorías más recientes, y también describía ejemplos de aplicación que despertaban el interés del alumno. Pero lo que quizá era más importante es que presentaba antes los asistentes la obra de ingeniería como una creación, síntesis de diversas actividades, que

deben conducir a la realización de una idea sobre algo que ha de rendir un servicio. La concepción de esta idea, englobando todas las fases necesarias para materializarla, es la tarea fundamental del Ingeniero.

La producción estrictamente intelectual, amplia y sustantiva, comprende un buen número de artículos científicos, capítulos de libros y textos de referencia. Entre estos últimos habría que destacar dos obras fundamentales: *La Mecánica del Suelo y sus aplicaciones* (1951), una obra seminal con la introdujo esta disciplina en España; y *Geotecnia y Cimientos*, que condensa la experiencia de Jiménez Salas y se reparte en tres volúmenes: el primero (1971), trata de las propiedades de suelos y rocas, siendo coautor José Luis de Justo; el segundo (1976), que firma también Alcibíades Serrano, se concentra en la Mecánica del Suelo y de las Rocas; y el tercero (1980), de 2.115 páginas y con la colaboración de dieciocho autores, versa sobre cuestiones de orden práctico relacionadas con la Geotecnia.

Habría que añadir además su activa participación en numerosos congresos nacionales e internacionales. A este respecto, nunca dejó Jiménez Salas de insistir en la importancia de asistir a congresos y conferencias. Con la presentación de ponencias y comunicaciones, tales eventos pasaban a ser insustituibles foros para intercambiar ideas y ver en qué direcciones se movían las nuevas tendencias en el estudio y desarrollo de la Geotecnia.

Este intenso quehacer quedó, lógicamente, plasmado en un ingente número de realizaciones materiales. En conjunto, toda su obra avala una bien ganada fama profesional, destacando en este sentido sus aportaciones al estudio del comportamiento real de materiales térricos y rocosos, al cálculo de pilotes, al estudio de arcillas expansivas y suelos colapsables, al diseño de presas de materiales sueltos e instrumentación en obras reales, así como su participación en estudios geotécnicos de líneas de Metro y de cimentaciones de numerosas centrales nucleares y obras portuarias.

4. Persona, anécdota y fortuna

En lo personal Jiménez Salas fue, según testimonios directos, una persona de gran naturalidad y cortesía. Agradable y cordial a un tiempo, poseía también Jiménez Salas esa rara virtud que es la corrección en las formas manifestada con cercanía y espontaneidad, lejos de cualquier tipo de afectación o pedantería. Una personalidad pausada, irónica y discreta, más bien tímida aunque, eso sí, sabedora de su propia valía. Carácter forjado en la templanza y naturalmente inclinado a la moderación, Jiménez Salas sabía mostrar también, llegado el caso, una remarcable capacidad resolutoria, lo que posiblemente tenga que ver con su asiduo desempeño profesional como ingeniero.

La conocida afabilidad en el trato de Jiménez Salas no era óbice, sin embargo, para ser un profesor exigente con sus alumnos, en cuyo recuerdo permanece como un profesor querido gracias a su calidad humana y solvente magisterio. Intelectualmente abierto y adepto de las nuevas tecnologías, Jiménez Salas supo asimismo estimular, como científico y profesor-ingeniero, la carrera y

libertad intelectual de sus discípulos y colaboradores. Su más notoria cualidad, con todo, consistió en ejercer, sin aspavientos, una inquebrantable independencia de criterio gracias a la cual se ganó el respeto de discípulos y colegas de profesión.

Entre sus aficiones destaca la música clásica y, más en particular, la ópera. De hecho, pudo disfrutar como abonado de un palco en el Teatro de la Zarzuela de Madrid. Otra pasión quizás menos conocida de Jiménez Salas fue la poesía, lo que revela una preocupación estética por expresar las emociones más íntimas de la manera más bella posible.

Asimismo, y por motivos de trabajo, Jiménez Salas fue un infatigable viajero. Sus innumerables viajes por todo el mundo, propios por lo demás en un ingeniero de su nivel y proyección internacional, eran habitualmente motivo de entretenida conversación en el hogar; y también de contento y algazara para toda la familia porque Jiménez Salas, invariablemente, nunca dejaba de traer pequeños regalos: juguetes, ropa vaquera y pequeños electrodomésticos de cocina que, todavía entonces, constituían una novedad en España.

A nivel más anecdótico, dando esa imprescindible pincelada impresionista que pueda definir un carácter como el de Jiménez Salas, cabría relatar un hecho comprobado, que no es otro que cuando viajaba con su esposa lo hacían en aviones separados, como es costumbre en viajes reales, para asegurar así la continuidad y el cuidado de los hijos en caso de accidente. Esta misma prudencia familiar, pero en clave distinta, la trasladaba Jiménez Salas con el mismo celo a sus proyectos de trabajo, en los que no dejaba de insistir en hacer las cosas con fundamentos sólidos. Por eso sus opiniones contaban, y contaban mucho, para compañeros y profesionales que, conocedores de su independencia profesional, recababan continuamente su consejo.

Este detalle, que da cuenta de una instintiva cautela tan propia del carácter previsor, nos recuerda a Plutarco cuando en el proemio de sus *Vidas Paralelas* subrayaba que “con frecuencia una acción insignificante, una palabra o una broma dan mejor prueba de carácter de un personaje que el relato de batallas en las que se producen millares de muertos”. Y reclamaba por eso mismo un margen de libertad impresionista para que el biógrafo pudiera ejercer su labor con mayor éxito,

Pues igual que los pintores tratan de obtener las semejanzas a partir del rostro y la expresión de los ojos, que son los que revelan el carácter, y se despreocupan por completo de las restantes partes del cuerpo, del mismo modo se nos debe conceder que penetremos con preferencia en los signos que muestran el alma y que mediante ellos representemos la vida de cada uno, dejando para otros los sucesos grandiosos y las batallas.

Hay una expresión española –que da también título a una novela de Pío Baroja ambientada en los años de la última guerra civil–, que sirve precisamente para recalcar el valor de la casualidad y lo fortuito en la vida: *Los caprichos de la suerte*.

Pues bien, los caprichos de la fortuna han querido, para concluir con la tríada *orteguiana* del comienzo, que

el recuerdo oficial de Jiménez Salas quede consagrado en forma de una sencilla y tranquila glorieta en el barrio madrileño de Valdebebas. Calma, sencillez y discreción, además de constancia en el trabajo, son importantes cualidades humanas que en modo alguno han sido desconocidas de los grandes maestros: de aquellos mismos de estos que, con modestia y entusiasmo, supieron absorber y agradecer el magisterio de los mejores; y que, con no menos generosidad, supieron transmitir ese conocimiento, pero aquilatado con la experiencia que solamente puede dar la práctica y competencia profesional. El corolario final sería, parafraseando a Ralph W. Emerson, que los grandes maestros trabajan para la eternidad y, en este sentido, a través de su influencia, los discípulos son la mejor biografía del maestro.

Metodología: la realización del presente artículo ha descansado, básicamente, en el análisis crítico de fuentes primarias de carácter relevante (producción intelectual del biografiado, prensa de época, libros de memorias); así como en el contraste de otras fuentes de carácter secundario utilizadas para reconstruir los contextos históricos descritos.

No menos importante, habría que destacar la importancia de la información obtenida gracias a las entrevistas personales llevadas a cabo con personas relacionadas directamente con José A. Jiménez Salas: Enrique Dapena García (01.12.15), Javier Jiménez Sendín (14.12.15), Rodrigo Molina Fernández (04.01.16), Carlos Oteo Mazo (11.01.16), Encina Polo Polo (17.11.15), Manuel Romana Ruiz (21.12.15) y Fernando Sáenz Ridruejo (11.12.15). Así como con Begoña Moreno Castaño, biógrafa de José Entrecanales Ibarra, (16.12.15).

A todas estas personas, sin cuyo desinteresado concurso este artículo no habría sido posible, quisiera trasladar desde estas páginas mi más sincero agradecimiento por su tiempo y amable atención.



Retrato oficial de José Antonio Jiménez Salas (1992), por Juan Moreno Aguado.

CURSOS Y EVENTOS EN EL CEDEX

Título: MÁSTER EN MECÁNICA DEL SUELO E INGENIERÍA GEOTÉCNICA

- Fecha: Desde el 1 de febrero hasta el 28 de octubre de 2016
- Duración: 560 horas
- Organizadores: CEDEX

Título: JORNADA ANUAL DE PRESENTACIÓN DEL “OBSERVATORIO DEL TRANSPORTE Y DE LA LOGÍSTICA EN ESPAÑA”

- Fecha: 2 de febrero de 2016
- Duración: 4 horas
- Organizadores: División de Prospectiva y Tecnología del Transporte - Secretaría General de Transporte. Ministerio de Fomento

Título: JORNADA SOBRE INTEROPERABILIDAD Y ARCHIVO ELECTRÓNICO EN EL MARCO EUROPEO

- Fecha: 1 de marzo de 2016
- Duración: 5 horas
- Organizadores: Ministerio de Hacienda y Administraciones Públicas – Mº Fomento

Título: JORNADAS SOBRE SISTEMAS DE GESTIÓN EN LA SUBDIRECCIÓN GENERAL DE CONSERVACIÓN

- Fecha: 2 y 3 de marzo de 2016
- Duración: 4 horas
- Organizadores: Dirección General de Carreteras - Ministerio de Fomento

Título: VI JORNADA DE ENSAYOS PARA LAS MEZCLAS BITUMINOSAS

- Fecha: 8 de marzo de 2016
- Duración: 5 horas
- Organizadores: ASEFMA (Asociación Española de Fabricantes de Mezclas Asfálticas)

INSTALACIONES SINGULARES DEL CEDEX

Laboratorio de simulación de tráfico

C/ Julián Camarillo 30, 28037 Madrid



Laboratorio de simulación de tráfico del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria del CEDEX.

El Laboratorio de Simulación de tráfico puede considerarse como una extensión de la arquitectura de referencia del Subset-094 para incorporar equipos ERTMS de vía de Nivel 2 (RBC).

La arquitectura de referencia definida en el Subset-094 está definida para la ejecución de los ensayos de verificación de la interoperabilidad de un equipo ERTMS genérico embarcado (EVC) utilizando las secuencias del Subset-076.

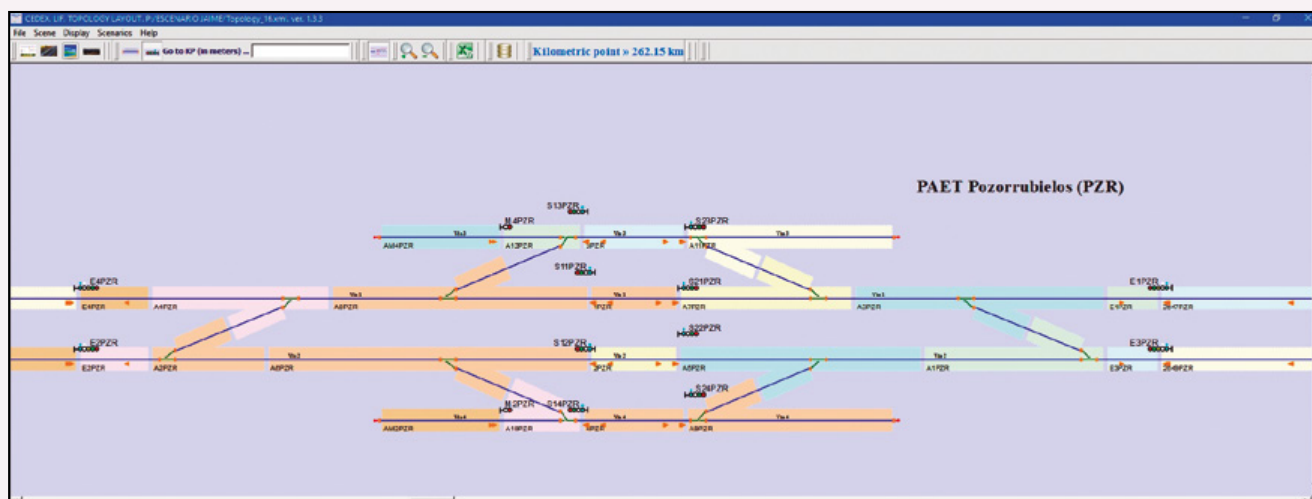
La extensión de la arquitectura del Subset-094 con la arquitectura para ensayos de equipos ERTMS de vía de Nivel 2 (RBC) permite la realización de ensayos cruzados tren / vía para la verificación de la compatibilidad de rutas entre equipos embarcados y equipos de vía de suministradores diferentes. Estos ensayos cruzados se realizan con secuencias operacionales que contienen los datos de cada proyecto específico de vía en lugar de las secuencias genéricas del Subset-076.

Para la construcción de escenarios operacionales con datos de proyectos específicos, el Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria (LIF) del CEDEX transforma los datos específicos a un formato unificado recomendado por la industria Europea de señalización, recogido en el Subset-112. Como ejemplo, se muestra una representación gráfica de la estación de Pozorrubielos en la línea Madrid-Levante en la que se pueden apreciar, señales, desvíos circuitos de vía, grupos de Balizas, etc.

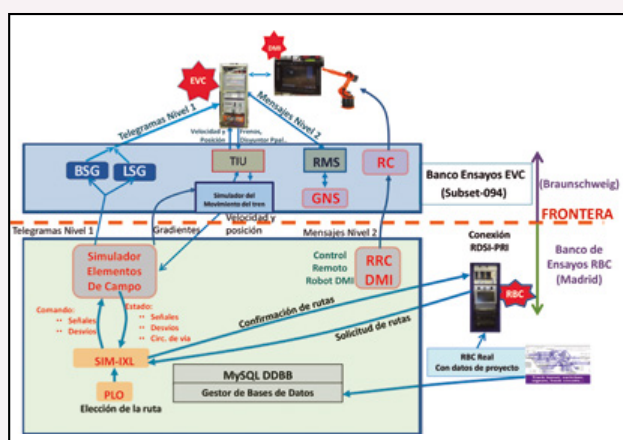
Para la realización de ensayos cruzados para la verificación de la compatibilidad de rutas entre equipos ERTMS Nivel 2 de vía (RBC) y equipos embarcados (EVC) es necesario interconectar las arquitecturas de ensayo de equipos embarcados (conformes a la arquitectura de referencia del Subset-098) y el banco de ensayos para los equipos de vía. Desafortunadamente no existe una especificación Europea para la arquitectura de este segundo banco y el LIF sigue las recomendaciones de la industria Europea para esta arquitectura, recogidas en el Subset-111.

El esquema de conexiones entre ambos bancos se expone en la siguiente figura. En este esquema se identifica de manera clara el conjunto de señales y mensajes que se deben intercambiar entre ambos conjunto de herramientas. Esta identificación ha permitido al LIF realizar ensayos remotos en los que el RBC estaba situado en los laboratorios del LIF en Madrid y la Eurocabina estaba situada en el laboratorio ferroviario del DLR en Braunschweig (Alemania). Para ello bastó desviar a Alemania a través de la red las señales y mensajes que cruzan la frontera entre ambos bancos de ensayo.

Este tipo de ensayos cruzados remotos entre equipos ERTMS Nivel 2 de vía y equipos embarcados se llevó a cabo a solicitud de la Comisión Europea que deseaba una verificación de la interoperabilidad entre países.

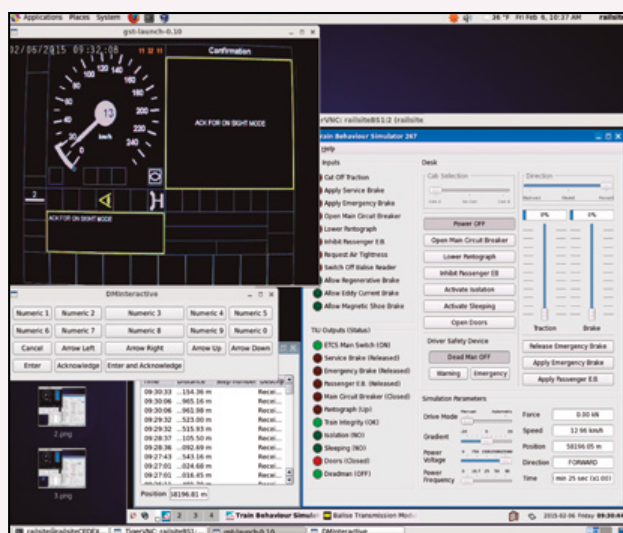


Disposición de los elementos de campo para la estación de Pozorrubielos en la línea Madrid-Levante obtenida con la aplicación "Track-Layout" desarrollada por el LIF.



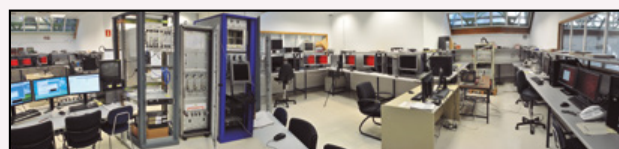
Ampliación de la arquitectura de ensayos para equipos embarcados (Subset-098) para la realización de ensayos cruzados.

En la figura siguiente se muestra una pantalla correspondiente a la realización de un ensayo remoto entre España y Alemania en el que un equipo embarcado de Siemens en Alemania realiza una entrada en Marcha a la vista en Nivel 2 ERTMS en la estación de Pozorrubielos en la línea Española Madrid – Levante, equipada por Invensys.



Entrada en marcha a la vista de un tren de Siemens en la estación de Pozorrubielos de la línea Madrid-Levante.

Para finalizar, la fotografía siguiente muestra el aspecto del Laboratorio de Simulación de tráfico del LIF durante la primera fase de las pruebas de compatibilidad de la línea para el proyecto Valladolid – Burgos – León.



El laboratorio de Simulación de tráfico del LIF durante las pruebas de compatibilidad de Línea.

APLICACIONES

- Los ensayos operacionales cruzados en laboratorio permiten una depuración del proyecto ferroviario a nivel de sistema previa a la instalación de los equipos de vía. Esta aproximación puede simplificar considerablemente los procesos de puesta en servicio siempre que los ensayos de laboratorio se lleven a cabo con la anticipación necesaria. Esto es, disponiendo con anticipación de los datos de proyecto y los equipos de vía (RBC) y embarcados (EVC) integrados a los bancos de herramientas.
- Los ensayos cruzados en laboratorio requieren una armonización de los datos de señalización que permiten la creación de una base de datos armonizada con los datos de señalización de una red ferroviaria. Esto supone ventajas considerables para posteriores procesos de mantenimiento y mejora de la red ya que permite el estudio en laboratorio de soluciones y mejoras, previas a la toma de decisiones.
- Los ensayos cruzados en el laboratorio suponen una herramienta eficaz para el despliegue de los corredores de mercancías Europeos en los que un corredor cruza varios países con suministradores diferentes y debe ser operado por operadores privados independientes. Estos no pueden soportar el elevado coste económico de múltiples procesos de certificación y puesta en servicio abordados a escala nacional.

- La conexión remota optimiza todavía más los procesos de integración tren-vía para la puesta en servicio de proyectos ferroviarios al no requerir la disponibilidad de equipos costosos concentrados en un laboratorio. Esto gracias a la conexión remota entre laboratorios independientes y de las compañías.
- Los ensayos cruzados en los que se integran dos RBCs permite adicionalmente la realización en el laboratorio de pruebas de Handover entre RBCs. Este es uno de los aspectos más problemáticos en el despliegue actual de las redes ferroviarias.
- El Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria (LIF) del CEDEX dispone de una amplia experiencia en ensayos cruzados entre proyectos comerciales de vía y tren. Es pionero en este campo.
- La conexión remota entre los laboratorios del CEDEX y del DLR es pionera a escala mundial y abre un futuro prometedor como soporte para el despliegue de los corredores de mercancías Europeos.



Ampliación de la arquitectura de ensayos para equipos embarcados (Subset-098) para la realización de ensayos cruzados.

Presentación del Manual del Usuario del Modelo IBER

El pasado 9 de marzo se celebró en el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX la Jornada de Presentación del Manual del Usuario del modelo numérico de simulación de flujo en lámina libre IBER versión 2.0.

Iber es un modelo numérico bidimensional de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen variable para el estudio hidromorfológico de cauces, cuya versión 1.0 (2010) constaba de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos y que fue desarrollada en el marco de un Convenio de Colaboración suscrito entre el CEDEX y la Dirección General del Agua (y en colaboración con el Grupo de Ingeniería del Agua de la Universidad de A Coruña, y el Grupo Flumen y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, ambos de la Universidad Politécnica de Cataluña).

Recientemente, y en el marco de otra Encomienda de Gestión, también entre el CEDEX y la Dirección General del Agua, se han introducido una serie de mejoras al modelo IBER (para cuya implementación también se ha mantenido una colaboración con los anteriores grupos universitarios) que han dado lugar a una nueva versión 2.0 del modelo.

Entre las mejoras introducidas en el modelo (además de importantes avances que afectan al módulo hidrodinámico y nuevas capacidades y mejoras de la interfaz) figura la redacción de este Manual, el cual constituye una guía de uso detallada del programa Iber. En él se presentan las operaciones necesarias para poder crear un proyecto, realizar los cálculos y visualizar y analizar los resultados obtenidos.

Conferencia sobre el proyecto del Delta de California en el Centro de Estudios Hidrográficos

El pasado martes 16 de febrero el profesor Peter Goodwin, Presidente de la IAHR, pronunció la conferencia magistral "El proyecto del Delta de California: Equilibrando la garantía del suministro de agua y la sostenibilidad ecológica bajo el cambio climático y otros factores de estrés. / California Delta project: Balancing Water Supply Reliability and Ecological Sustainability under Climate Change and Other Stressors: How far can engineering fixes go to resolving these challenges?". El Consejo de administración del Delta de California fue creado dentro de la legislación para cumplir con los objetivos co-iguales para el Delta requeridos por el mandato gubernamental. "Objetivos co-iguales" significa los dos objetivos de proporcionar un suministro de agua más fiable para California y proteger, restaurar y mejorar el ecosistema del Delta. Los objetivos co-iguales se lograrán de una manera que proteja y mejore los valores únicos, culturales, recreativos, recursos naturales y agrícolas del Delta como un lugar en evolución.

La conferencia, organizada por IAHR-Spain Water, tuvo lugar en el salón de actos del Centro de Estudios Hidrográficos a las 12:00 horas.

Lectura de tesis doctoral de D^a. Susana Fernández García

El pasado 10 de febrero, Susana Fernández García defendió la tesis doctoral "Corrosión del hormigón armado en ambiente marino aéreo", dirigida por nuestra compañera Pilar Alaejos, en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Esta tesis es la culminación de las labores realizadas en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, en el desarrollo de la beca de investigación CEDEX que D^a Susana Fernández García desempeñó en el Área de Ciencia de Materiales.

Inauguración de la exposición **MÁS ALLÁ DEL ARCO. PUENTES DE LA MODERNIDAD** organizada y realizada por el CEHOPU-CEDEX

El pasado martes 9 de febrero de 2016, a las 19 horas de la tarde, la Ministra de Fomento, D^a Ana Pastor Julián, inauguró en la Sala de la Arquería de Nuevos Ministerios la exposición "Más Allá del Arco. Puentes de la Modernidad", que ha sido realizada por el CEHOPU-CEDEX. Esta exposición aborda y muestra la evolución en la ejecución de puentes en la España de los siglos XIX y XX, conforme a la introducción de nuevos materiales: hierro fundido, acero y hormigón armado.

La muestra está dividida en tres áreas: puentes colgantes, de viga celosía o alma llena metálicos, o de hormigón armado. Para ello han sido seleccionados una serie de puentes cuyas innovaciones técnicas los convirtieron en iconos de la modernidad en España.

En los contenidos de la exposición se muestra una gráfica compuesta por materiales, inéditos en numerosos casos, y con piezas de la **Colección de maquetas de la historia de las obras públicas del CEHOPU-CEDEX**, restauradas para la ocasión.

Así mismo, la exposición dispone de una extensa monografía que incluye una serie de ensayos de ingenieros relevantes relacionados con el diseño de proyectos, la historia y la estética de los puentes españoles. Tal es el caso de Miguel Aguiló, Miguel Ángel Astiz, Leonardo Fernández Troyano, José Manuel Gállico y Javier Manterola. A ello se une un catálogo de los puentes que forman la exposición, que junto con la explicación muestra fotografía antigua y moderna, así como los planos que conformaron los proyectos constructivos en su momento.

Jornada anual OTLE

La jornada anual 3ª edición del OTLE tuvo lugar el pasado día 2 de febrero de 2016 en el salón de actos del Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del CEDEX. Cada año se convocan unas jornadas para la difusión de



Montaje exposición.



Montaje exposición.



Acto de inauguración de la exposición a cargo de la Ministra de Fomento, Dña Ana Pastor Julián.

los principales contenidos y resultados del Observatorio del Transporte y la Logística en España y como medio de encuentro del sector.

Jornada conmemorativa del centenario del nacimiento del Profesor Jiménez Salas

El pasado 15 de marzo tuvo lugar en Zaragoza, su ciudad natal, una Jornada conmemorativa del centenario del nacimiento del Profesor D. José Antonio Jiménez Salas, quien dirigió el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo del CEDEX desde 1965 hasta 1984, sucediendo a D. José Luis Escario. Además fue Director General del CEDEX en el período comprendido entre octubre 1978 y octubre de 1979. La jornada fue promovida por el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, la Universidad Politécnica de Madrid y el CEDEX con el objeto de homenajear al considerado por sus compañeros y alumnos padre de la geotecnia española. El prestigio internacional de la ingeniería española no se

entiende sin las aportaciones del profesor Jiménez Salas en un campo en el que fue pionero tanto a nivel nacional como mundial. Durante la jornada, además de recordar su figura como ingeniero, docente e investigador, se contó con la participación de las principales Sociedades Científicas y expertos relacionados con su actividad, lo que permitió a los asistentes conocer el estado actual de esa ciencia, casi incipiente en el tiempo en el que D. José Antonio Jiménez Salas decidió dedicarse a ella desplazándose a Berlín, y entender las dificultades e importancia de lo realizado por el homenajeado. Las intervenciones corrieron a cargo de:

- “Origen de la geotecnia española”, por D. Alcibíades Serrano .
- “Investigador, consultor y docente”, por D. Carlos Oteo, D. Manuel Llorens y D. Antonio Soriano.
- “Participación en sociedades científicas”, por D. César Sagaseta, D. Claudio Olalla, D. Antonio Gens y D. Eduardo Alonso.



Tríptico de la Jornada Homenaje a Jiménez Salas.

"La estela de D. José Antonio", con intervenciones libres coordinadas por D. Fernando Pardo de Santayana.

La oportunidad de contar con la presencia en la jornada de descendientes directos del destacado ingeniero geotécnico permitió también conocer otros aspectos en los que el profesor igualmente destacaba así como su relación con una tierra, Aragón, que quiere reconocerlo como una de sus figuras más brillantes. La intervención "Palabras de la familia" corrió a cargo de Javier Jiménez.

Artículo sobre el Centro de Estudios Hidrográficos publicado en la Revista AD

Bajo el título "FISAC Y LA CASA DEL AGUA" se ha publicado en la revista de arquitectura AD Architectural Digest un artículo sobre el edificio del Centro de Estudios Hidrográficos, uno de los grandes edificios españoles del siglo XX, que muestra de la maestría y audacia de Miguel Fisac. El edificio, finalizado en 1963, responde al encargo de una sede para las dependencias del Ministerio de Obras Públicas encargadas de los estudios hidrográficos. Debía contar con una gran nave para la construcción de modelos de embalse a gran escala que sirviera para anticipar posibles problemas hidráulicos que pudieran generar los pantanos así como oficinas para sus trabajadores. Considerando la necesidad de una gran sala de planta libre y con iluminación uniforme donde construir los modelos hidráulicos y estudiar el comportamiento del agua, el arquitecto propuso la utilización de sistemas que sólo se había aplicado previamente en ingeniería: las estructuras de hormigón postensado. El artículo ha sido redactado por D. Patxi Eguiluz y la fotografía ha corrido a cargo de D. Carlos Copertone.

Artículo completo en: <http://www.revistaad.es/arquitectura/articulos/centro-de-estudios-hidrograficos-de-fisac/17684>

Lectura de tesis doctoral de D^a. Ana Isabel Antón Camacho

El día 27 de enero de 2016 se procedió a la lectura de la tesis doctoral, titulada: "Lugares adecuados para la utilización de nuevos materiales y formas con geotextiles en la gestión integral de la zona litoral como protección ambiental", realizada por D^a. Ana Isabel Antón Camacho, adscrita al Centro de Estudios de Puertos y Costas. La defensa se celebró en la Sala Verde, a las 12:00 horas, de la E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

Lectura de tesis doctoral de D^a. Ana Patricia Pérez Fortes

El pasado día 28 de enero de 2016, en la Facultad de CC. Geológicas de la Universidad Complutense, se procedió a la lectura de la tesis doctoral titulada "*Calidad y durabilidad de áridos metamórficos empleados en capas de rodadura gallegas bajo el efecto de la sal y una climatología extrema*" realizada por D^a. Ana Patricia Pérez Fortes al amparo de las becas y contratos de doctorado del CEDEX, y bajo la dirección de nuestra compañera del Laboratorio de Geotecnia, D^a. Herminia Cano Linares.

Lectura de tesis doctoral de D^a. Raquel Iglesias Esteban

El día 26 de enero de 2016 se dio lectura a la tesis doctoral titulada "*La reutilización de efluentes depurados en España: retrospectiva, desarrollo del marco normativo, estudio de las tecnologías de regeneración frente a los biorreactores de membrana y sus costes en función del uso*" realizada por D^a. Raquel Iglesias Esteban del Centro Estudios Hidrográficos. La defensa se realizó en sesión abierta, a las 12:00 horas, en la Sala Magna de la E.T.S. de Ingenieros Agrónomos de la Universidad Politécnica de Madrid.

Lectura de tesis doctoral de D. Antonio Jiménez Álvarez

El día 22 de enero de 2016 tuvo lugar la lectura de la tesis doctoral titulada "*Desarrollo de metodologías para mejorar la estimación de los hidrogramas de diseño para el cálculo de los órganos de desagüe de las presas*" realizada por D. Antonio Jiménez Álvarez del Centro de Estudios Hidrográficos. La defensa se celebró en sesión abierta, a las 12:00 horas, en la Sala Verde de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

Concesión de condecoraciones a personal del CEDEX

En el pasado mes de diciembre de 2015, nuestros compañeros D. Enrique Dapena y D. Miguel Ángel Andreu, vinculados a los laboratorios de Geotecnia y Central del Organismo, han sido recientemente galardonados con la concesión de la condecoración de la *Encomienda de la Orden del Mérito Civil*. Asimismo, nuestros compañeros D^a. María Jesús Martín Soldevilla y D. Javier Pérez Ayuso, pertenecientes a los centros de Puertos y Costas, y Transporte del Organismo han recibido, de modo análogo, la condecoración de la *Cruz de Oficial de la Orden del Mérito Civil*.

Junto con nuestra enhorabuena, el CEDEX manifiesta su agradecimiento a los cuatro galardonados entendiendo que el reconocimiento que se hace de sus trayectorias profesionales y virtudes engrandece, a su vez, la imagen del Organismo.

XVII Congreso y exposición Internacional de playas. "El papel tractor de los entes locales en el apoyo logístico a emprendedores en el sector turístico"

Durante los días 25, 26 y 27 de noviembre de 2015 se desarrolló en el Museo Alboraina-Aula del Mar en Málaga el XVII Congreso y exposición internacional de playas. Las zonas costeras constituyen una enorme riqueza en los países mediterráneos, como una de sus expresiones de mayor belleza y singularidad. El litoral representa uno de los espacios más atrayentes y deseados. Como ejemplo, en España el sector turístico aporta el 11% del PIB nacional (cerca de 100.000 millones de Euros) y el 12% del empleo. Para algunas de las comunidades autónomas españolas estas cifras son incluso mucho más altas. Además del peso que tiene el sector turístico en la economía, tiene un efecto multiplicador muy importante sobre otros sectores estratégicos como son el medio ambiente, la sanidad, ... Los municipios son conscientes de ello y por eso centran sus esfuerzos en conservar y



Intervención de D. Antonio Lechuga, Director de I+D+i del Centro de Estudios de Puertos y Costas.

mejorar las aguas y los arenales, así como en mantener la calidad y la integridad física de sus espacios, prueba de lo cual es la certificación de algunas playas con la norma ISO 14001 o los modelos de accesibilidad de las playas. Los aspectos ligados a la sostenibilidad tienen también una importancia cada vez mayor, y están ya considerados como un aspecto crítico de mejora dentro del Plan español del Turismo.

D. Antonio Lechuga, Director de I+D+i en el Centro de Estudios de Puertos y Costas, participó en el congreso con la ponencia “La Costa del Sol: Ordenación y problemas” dentro del bloque 1 dedicado a temas de erosión.

Jornada Técnica: Reglamentación, normativa y aplicación práctica de las mallas electrosoldadas para la construcción

El pasado 19 de noviembre se celebró en el Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del CEDEX la

jornada técnica “Reglamentación, normativa y aplicación práctica de las mallas electrosoldadas para la construcción”. Esta jornada contó con las siguientes intervenciones:

- “Reglamentación, normativa vigente y futura de las mallas electrosoldadas”, por D. José Manuel Gállego Estévez (Director del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales)
- “Especificaciones y características mecánicas de las mallas electrosoldadas”, por D. Francisco Javier Sainz de Cueto Torres (Jefe Área de Productos de Construcción, Laboratorio Central de Estructuras y Materiales)
- “Aplicaciones prácticas y rendimiento de las mallas electrosoldadas”, por D. Jorge Ley Urzaiz (Consejero Delegado de INTEMAC)

La CLAUSURA DE LA JORNADA estuvo a cargo de D. Jesús Ignacio Torres Paño (Director General de A.T.A.)

APORTACIONES DEL CEDEX A CONGRESOS, JORNADAS Y PUBLICACIONES

Reunión del grupo de trabajo ICG-POSH del Convenio OSPAR

Trondheim, Noruega, del 18 al 22 de enero de 2016.

Asesoramiento a la Delegación Española en los aspectos relativos al impacto ambiental de las actividades humanas en el mar por parte de representantes del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (CEPYC).

Asistencia a la cuarta reunión de coordinación de especificación de ensayos ERTMS

Bruselas, Bélgica, del 18 al 19 de enero de 2016.

Coordinación del grupo de trabajo y presentación técnica a cargo de técnicos del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria del CEDEX (LIF).

Reunión de coordinación del consorcio del Proyecto USE-IT

Bruselas, Bélgica, del 19 al 21 de enero de 2016.

Participación de responsables del Centro de Estudios del Transporte del CEDEX (CET) en la reunión.

Reunión de lanzamiento del Proyecto Europeo HYDRALAB+

Hull, Reino Unido, del 25 al 29 de enero de 2016.

Participación de técnicos del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (CEPYC), junto a 22 laboratorios de hidráulica europeos y de experimentación marítima, en las actividades de investigación conjunta (JRA) y en las del programa de cesión de grandes instalaciones experimentales.

Apoyo al Fondo de Cooperación de Agua y Saneamiento en la elaboración de la Estrategia Nacional de Tratamiento de Aguas Residuales de Bolivia

La Paz, Bolivia, del 1 al 5 de febrero de 2016.

Colaboración por parte de técnicos del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (CEH) en la estrategia nacional de tratamiento de aguas residuales para Bolivia.

Reunión del "Noise Reference Committee" convocada por la Comisión Europea

Bruselas, Bélgica, del 8 al 9 de febrero de 2016.

Participación en los trabajos relacionados con la aplicación de la legislación en materia de ruido ambiental por parte de técnicos del Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del CEDEX (CETA).

Reunión de los Comités Técnicos de la Asociación Mundial de Carretera

París, Francia, del 15 al 18 de febrero de 2016.

Participación en los Comités de Terminología, de Firms y de Carreteras sin pavimentar por parte de técnicos del Centro de Estudios del Transporte del CEDEX (CET).

Apoyo en el Plan Nacional de Agua y Saneamiento de El Salvador y en los estudios del saneamiento y depuración de la cuenca del río Cañas en el Área Metropolitana de San Salvador

San Salvador, El Salvador, del 15 al 19 de febrero de 2016.

Colaboración de técnicos del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (CEH) con la Secretaría de Estado de Cooperación Internacional para Iberoamérica en los programas del Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento.

Participación en un seminario para la transferencia de tecnología a Marruecos sobre la elaboración de Planes Hidrológicos de cuenca: Análisis de los recursos hídricos y del estado de las aguas superficiales

Rabat, Marruecos, del 22 al 26 de febrero de 2016.

Colaboración de técnicos del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (CEH) con la Oficina Internacional del Agua de Francia y el Instituto Nacional de Hidrología y Gestión del Agua en Rumanía, en un proyecto europeo de hermanamiento sobre la gobernanza y la gestión integrada de una cuenca hidrográfica en el territorio marroquí.

UIC WORLD ERTMS CONFERENCE 2016

Bruselas, Bélgica, del 29 de febrero al 2 de marzo de 2016.

Asistencia a la reunión por parte de técnicos del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria del CEDEX (LIF).

Reunión de ARCADIS para el estudio sobre el uso de los Estados Miembros de la Directiva Marco de Estrategia Marina en la planificación y operación de actividades humanas, incluidas autorizaciones, permisos y procedimientos de concesión de licencias

Bruselas, Bélgica, del 2 al 4 de marzo de 2016.

Participación en la reunión de representantes del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (CEPYC).

Revisión de los estudios de alternativas de tratamiento de seis proyectos de saneamiento y depuración y seguimiento de los estudios del Plan de Saneamiento Integral de la Cuenca del Lago Ypacaraí

Asunción, Paraguay, del 7 al 11 de marzo de 2016.

Participación de técnicos del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (CEH) en proyectos de saneamiento y tareas de planificación en los proyectos realizados en la zona.

SMAGUA 2016. Jornada "Reutilización de aguas: La gestión del riesgo en la agricultura productiva"

Zaragoza, el 8 de marzo de 2016.

Asistencia y participación de técnicos del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (CEH) en los debates como parte de la asistencia técnica a la DGA en materia de reutilización de aguas. Presentación de la ponencia: "Aspectos clave y tendencias en la depuración de aguas residuales urbanas en pequeñas aglomeraciones".

SMAGUA 2016. Jornada "Gestión del ciclo urbano del agua: pequeños núcleos, grandes retos"

Zaragoza, el 9 de marzo de 2016.

Asistencia y participación de técnicos del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (CEH) con la presentación de una ponencia en colaboración con el Centro de Nuevas Tecnologías del Agua (CENTA).

33^{er} Encuentro del Grupo Español de Fractura

Zaragoza, del 9 al 11 de marzo de 2016

Participación en el Encuentro y presentación de la comunicación: "Empleo del ensayo de fatiga para estimar el deterioro por corrosión bajo tensión en un acero trefilado" por parte de técnicos del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX (LCEM).

Jornada de homenaje a Jiménez Salas en el centenario de su nacimiento

Zaragoza, el 10 de marzo de 2016

Participación en la Jornada de homenaje al Profesor Jiménez Salas. Acto promovido por el Colegio de Caminos, la UPM y el CEDEX.

LATINOSAN. Conferencia Latinoamericana de Saneamiento

Lima, Perú, del 8 al 12 de marzo de 2016.

Presentación de las recomendaciones para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas en la República de El Salvador y presentación de los trabajos de apoyo a Estrategias y planes de depuración (Bolivia, República Dominicana y El Salvador) por parte de responsables del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (CEH).

Identificación y preparación de guías en materia de saneamiento y depuración, y análisis de posibles colaboraciones con el Instituto Tecnológico de Monterrey

México D.F., México, del 14 al 18 de marzo de 2016.

Colaboración de técnicos del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX (CEH) con el FCAS en el "Teatro de Decisiones en el Centro del Agua de América Latina y el Caribe" que financia el BID.

Reunión del Grupo de trabajo ECOSTAT

Bruselas, Bélgica, del 16 al 18 de marzo de 2016.

Colaboración de técnicos del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (CEPYC) en el apoyo técnico en el segundo ciclo de planificación hidrológica en los aspectos relativos a las aguas costeras y de transición. En el seno de ECOSTAT se realizan ejercicios de intercalibración y se discute sobre la evaluación del estado de las aguas en cumplimiento de la Directiva Marco del Agua.

Reunión de coordinadores de investigación de FEHRL (Foro Europeo de Laboratorios Nacionales de Investigación de Carreteras).

La Haya, Holanda, el 29 de marzo de 2016.

Asistencia a la reunión por parte de técnicos del Centro de Estudios del Transporte del CEDEX (CET).

AGENDA

Conferencia Railways 2016 “The Third International Conference on Railway Technology Research, Development and Maintenance”

- Cagliari, Italia, 5 - 8 de abril de 2016
- <http://www.civil-comp.com/conf/rw2016/rw2016.htm>

11º Foro de la Plataforma Tecnológica Española de la Construcción: “La innovación en el mantenimiento y adaptación de las infraestructuras del transporte existentes a las nuevas demandas”

- Barcelona, 5 - 6 de abril de 2016
- <http://www.plataformaptec.com/>

Congreso CONTART 2016

- Granada, 19 - 22 de abril de 2016
- <http://www.contart2016.com/>

Jornada Técnica sobre Reglamentación, normativa y aplicación práctica de las Mallas electro soldadas para la construcción

- Sevilla , España, 21 de abril de 2016
- <http://www.trefiladoresacero.com/eventos>

Seminario MedWetRivers sobre gestión y seguimiento de ríos y humedales mediterráneos de la Red Natura 2000

- Valladolid, 26 - 27 de abril de 2016
- http://ec.europa.eu/environment/life/project/Projects/index.cfm?fuseaction=search.dspPage&n_proj_id=4276

Workshop “ National / EU registration of Ground Engineering Professionals” y al 31th Meeting del comité europeo de normalización responsable de la redacción del Eurocódigo Ec-7

- Leuven, Bélgica, 25 - 27 de abril de 2016
- <https://www.cen.eu/Pages/default.aspx>

Jornada técnica de la AEAS-AEDyR sobre “La reutilización del agua en el marco de la economía circular” con la presentación de una ponencia y participación en una mesa redonda

- Madrid, 10 de mayo de 2016
- <http://www.aedyr.com/>
- <http://www.aeas.es/>

Conferencia Internacional de Microplásticos MICRO 2016

- Arrecife, Lanzarote, 24 - 28 de mayo de 2016
- <http://micro2016.sciencesconf.org>

Seminario anual 2016 de la red de laboratorios de hidráulica de España y reunión de coordinadores de la red

- Cartagena, junio de 2016
- <http://www.rlhe.es/>

XXXIV Congreso Nacional de Riegos, mediante la presentación de una ponencia

- Sevilla, 7 - 9 junio de 2016
- <http://www.congresoriegos-aeryd.org/>

13th IWA Leading Edge Conference on Water and Wastewater Technologies

- Jerez, 15 - 17 de junio de 2016
- <http://www.let2016.org/>

Jornadas de expertos nacionales en calidad y control de la medida de la radiactividad ambiental

- Sitges, 15 - 17 de junio de 2016
- <http://www.ub.edu/IXjcradiactividadbcn2016/>

X Jornadas Internacionales de Ingeniería de Alta Velocidad

- Córdoba, 15 - 17 de junio de 2016
- <http://www.fcaminoshierro.com/>

REFERENCIAS DE ARTÍCULOS PUBLICADOS EN REVISTAS CIENTÍFICAS POR PERSONAL DEL CEDEX

Título: Estimación directa del setup como el nivel medio de la zona de orilla
Direct estimation wave setup as a medium level in swash

Autores: R. Díaz-Sánchez*, J.S. López-Gutiérrez, A. Lechuga*, V. Negro, Esteban, M.D.

En: Journal of Coastal Research, Special Issue (2013), 65: 201-206.

Resumen: El *runup* extremo es un parámetro clave para el análisis de riesgo de la costa en el cual una estimación precisa y cuantitativa del límite superior alcanzado por las olas es esencial. Una buena aproximación se consigue separando las contribuciones del *setup* y el movimiento de ascenso-descenso (*swash*). La dificultad de medir el *setup* en un estudio experimental se debe a los movimientos infra gravitatorios de la zona de rotura, por lo que sería deseable medir su magnitud con metodologías y dispositivos existentes. En este trabajo de investigación, se realiza un análisis experimental para evaluar la conveniencia de la estimación directa del *setup* como nivel medio en la zona de orilla del *runup* a través de un modelo físico. Para ello se ensayó un modelo de fondo móvil en un canal de oleaje en el Laboratorio de Experimentación Marítima del CEDEX. El canal de oleaje es de 36 m de longitud, 6.5 m de ancho y 1.3 m de altura. El modelo físico se diseñó considerando tres pendientes diferentes (1/50, 1/30 y 1/20), dos tamaños de árido ($D_{50} = 0.12$ mm y 0.70 mm) y valores del número de Iribarren en aguas profundas de 0.1 a 0.6. Una vez obtenido el *setup* teórico, se realizó un análisis mediante la comparación con una estimación directa del *setup* como el nivel medio de la oscilación en la zona de ascenso-descenso, considerando el valor empleado habitualmente en el cálculo del *runup* extremo. Se observó una buena correlación entre el *setup* teórico y la citada estimación. El *runup* extremo se analizó a través de la suma del *setup* y la semi-amplitud de la zona de orilla. Finalmente se propuso una ecuación aplicable a playas muy reflejantes en función de su pendiente.

* Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX.

Título: Variabilidad del *runup* debido a la dependencia del tiempo y la aleatoriedad de los perfiles de playa: dos casos extremos de la costa española.
Runup variability due to time dependence and stochasticity in the beach profiles: two extreme cases

Autores: R. Díaz-Sánchez*, J.S. López-Gutiérrez, A. Lechuga*, V. Negro.

En: Journal of Coastal Research, Special Issue (2014), 70: 1-6.

Resumen: En este trabajo de investigación se comparan ecuaciones del *runup* extremo obtenidas en diferentes estudios experimentales. Las oscilaciones infra gravitatorias dominan el ascenso-descenso en una playa disipativa pero no en una medianamente reflejante. Por lo que se utilizan dos tipos de ecuaciones dependiendo de la altura de ola significativa H_o o del número de Iribarren ξ_o . Mediante un modelo físico con fondo móvil con una pendiente uniforme, se analizan ecuaciones para los estados de la playa, comparando los resultados con estudios anteriores y diferentes ensayos en modelo físico. Una vez elegidas las ecuaciones, se evalúa la variabilidad a medio-largo plazo de la pendiente de la playa a escala en dos casos extremos de la costa española. La playa de Salinas situada en el norte de España (Golfo de Vizcaya) muestra siempre las características de una playa disipativa con pequeñas variaciones en la pendiente de la playa tanto a lo largo de la orilla como en el tiempo, por lo que las desviaciones a medio-largo plazo eran irrelevantes y el *runup* extremo se determinó con la altura de ola asociada al período de retorno. La playa de Peñíscola en la costa este (Mar Mediterráneo) corresponde a una playa medianamente disipativa. Si solo se analizan las variaciones en el tiempo, las variaciones del *runup* extremo son irrelevantes. Por el contrario, se encontraron diferencias significativas cuando se analizaron las variaciones en esta playa mediterránea.

* Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX.

Título: *Runup* en un modelo físico de fondo móvil
Wave Runup in Sand Bed Physical Model

Autores: J. M Peña*, J. Sánchez-González, R. Díaz-Sánchez*.

En: Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering (2014), 140(4), 401-415.

Resumen: Los fenómenos extremos inducidos por el cambio climático han generado un nuevo interés en los análisis del *runup* de las playas. La cuantificación del *runup* extremo es esencial en la gestión de la costa y en la protección frente a las inundaciones de la costa. Se dispone de varias formulaciones obtenidas de estudios empíricos para la estimación del período previo. Este trabajo de investigación presenta los resultados de un modelo físico llevado a cabo en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, en playas de arena con tres pendientes uniformes (1/20, 1/30 y 1/50). Se analiza el rendimiento de cada formulación con el objetivo de elegir las mejores formulaciones para la Ingeniería de Costas. Se propone una nueva fórmula que considera y da más peso a la pendiente de la playa, lo que reduce significativamente la dispersión.

* Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX.

Título: Los geotextiles como una alternativa a la defensa de la costa
Geosystems as an alternative to coastal defence

Autores: A. Antón*, J. M Peña*, A. Lechuga*, J.L. Almazán.

En: Journal of Advances in Natural Science (2015), 3: 214-227.

Resumen: En las últimas décadas la presión urbanística en la costa, el aumento de la erosión en muchos tramos y la subida de nivel de mar, debido al Cambio Climático, ha llevado a los gobiernos a invertir más en la protección de la costa. A su vez, la reducción de costes, su facilidad de construcción y velocidad de implementación, ha hecho que los elementos de geotextil rellenos de arena, conocidos con el nombre de geosistemas, se muestren como una alternativa a los sistemas de defensa tradicionales o como complemento a ellos, a lo largo de las costas. Sin embargo, aunque hoy en día se tiene un mayor conocimiento de su comportamiento, diseño y durabilidad, debido a la falta de materiales adecuados para soportar las inclemencias del tiempo, su alta diversidad de métodos o técnicas no normalizadas y su facilidad de degradación por el vandalismo, hace que se cuestione su fiabilidad en la actualidad.

* Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX.

Título: Distribución de la vegetación ribereña en el gradiente topográfico de ríos Mediterráneos, según especies y categorías de crecimiento.
Spatial variation of woody riparian vegetation across the riverbank topographic gradient in Mediterranean rivers: species and growth categories.

Autores: Fernández-Santamarina, A.*, Magdaleno, F.*, Udías, A.

En: River Research and Applications (2015), DOI: 10.1002/rra.2983.

Resumen: La composición y estructura de la vegetación de ribera se encuentran ligadas a la variabilidad hidrológica natural y a la variación de parámetros ambientales en diferentes escalas espaciales. El objetivo de este trabajo es determinar la relación existente entre la distribución espacial de la vegetación ribereña y la variación del gradiente topográfico en las márgenes fluviales, verificando al tiempo si esta relación es significativa entre especies y categorías de crecimiento. En concreto, examinando la ubicación de los ejemplares vegetales con respecto a la línea de vaguada del cauce en dos tramos del río Jarama (Centro de España). Las variables de posición de cada individuo fueron evaluadas para cuatro categorías de crecimiento usando diferentes análisis estadísticos.

Este trabajo reveló que la distribución de las especies a lo largo de los tramos estudiados no es aleatoria, y que difiere según el tipo de especie y las categorías de crecimiento. Complementariamente, diversos grupos de especies fueron asociadas con las categorías de crecimiento mediante patrones de posición similares con respecto a la línea de vaguada. Por ejemplo, cabe destacar la asociación de especies como *Alnus glutinosa*-*Salix alba*-*Salix fragilis* (para uno de los tramos) o *Alnus glutinosa*-*Populus nigra*-*Salix alba*-*Salix salviifolia* (para el segundo tramo). También se obtuvieron los rangos de preferencia topográfica de las especies y grupos para el río Jarama. La integración de los datos relativos a la distribución de especies a lo largo del gradiente topográfico puede ser de mucha utilidad para la identificación de especies con preferencias determinadas ante diferentes emplazamientos, y contribuir al éxito de las medidas adoptadas para la restauración de los ambientes ribereños, que frecuentemente cuentan con un elevado nivel de deterioro.

* Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas, CEDEX.



Análisis de riesgo de las amenazas del sistema ferroviario. Aplicación de los métodos comunes de seguridad.

Autores: Fernando Montes Ponce de León, Javier Moreno de Mesa, Gustavo González Castro, Jorge Nasarre de Goicoechea, Ignacio Ribera Sánchez, Juan José Cartagena Abella, Santiago González Kaendler y Carlos Porta Rodríguez

Serie Monografías: M-114

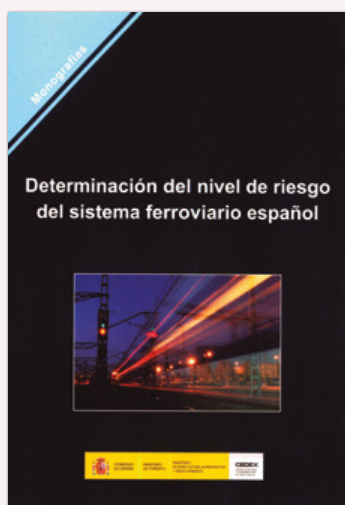
ISBN: 978-84-7790-535-6

Año: 2012

P.V.P.: 25€

Este libro que se presenta, es el compendio del trabajo realizado por un grupos de expertos bajo la dirección del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria del CEDEX en el área de la seguridad del sistema ferroviario, para la identificación de aquellas amenazas significativas y su riesgo asociado que, en determinadas circunstancias, pueden interferir en el correcto funcionamiento del sistema ferroviario y que, por tanto, deben ser examinadas con especial atención en los procesos de evaluación

de los diferentes subsistemas constitutivos del ferrocarril así como en las fases previas de obtención del Certificado de Seguridad para la puesta en servicio de los mismos. Estas amenazas determinan requisitos esenciales de seguridad a tener en cuenta en los Safety Cases de las diferentes instalaciones o equipos para la concesión de la autorización de circulación de un nuevo vehículo o apertura de una línea o sección de línea. La metodología empleada en el proceso sigue las recomendaciones dadas por la ERA relativas a los Métodos Comunes de Seguridad (MCS) para el análisis del riesgo de amenazas y los criterios y los criterios expuestos en la EN 50126. La estructura que da cuerpo a todo el trabajo, es la Base de Datos General de Amenazas Significativas, Hazard Log, obtenida de la identificación y análisis de las amenazas realizado por un grupo de expertos en base a su experiencia, sobre cada uno de los subsistemas establecidos en las ETIs. De las amenazas consideradas se presentan unos Informes en los cuales, además de realizar una breve exposición de la amenaza y porqué se ha considerado, se incluyen las causas, que a juicio del experto, determinan la amenaza y las recomendaciones a seguir para reducir o mitigar su riesgo, es decir, los requisitos esenciales que a la hora de realizar el proyecto se deben tener en cuenta para mitigar o reducir el riesgo de la amenaza. En definitiva, este libro constituye una herramienta importante de ayuda en el seguimiento de la seguridad del sistema ferroviario y tiene también como objetivo la transmisión de experiencia sobre el funcionamiento real de los subsistemas ferroviarios y de sus puntos más críticos.



Determinación del nivel de riesgo del sistema ferroviario español.

Autores: Francisco Toledo Castillo, María Josefa Sospedra Baeza, Mari Carmen LLoret Catalá y Miguel Figueres Esteban

Serie Monografías: M-113

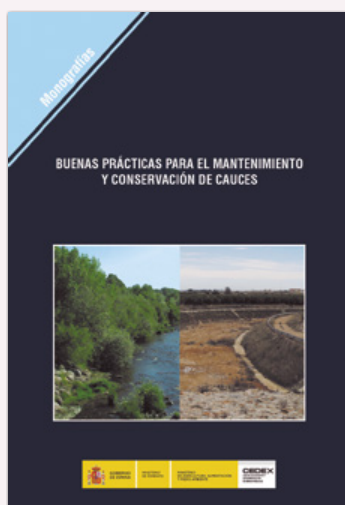
ISBN: 978-84-7790-536-3

Año: 2012

P.V.P.: 20 €

El presente manual es resultado del proyecto de investigación (PT-2007-035-8IAPM) "Determinación del nivel de riesgo aceptado en el funcionamiento del ferrocarril en España para los diferentes subsistemas existentes" (DETRA) subvencionado por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (Cedex) dentro del Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte del Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2004- 2007, con el objetivo de proporcionar a la autoridad ferroviaria española información del nivel de riesgo en el ferrocarril español en base al estudio y análisis del histórico de los accidentes e incidentes ocurridos en los últimos años, siendo un referente en la gestión de riesgos desde el

enfoque sistémico, tanto a nivel nacional como internacional. El manual se ha estructurado en cuatro grandes bloques. El primer bloque (capítulo 1) ofrece al lector una visión del marco normativo nacional y europeo en la gestión de la seguridad ferroviaria y describe el alcance del proyecto DETRA dentro de este marco. El segundo bloque (capítulo 2) expone la metodología más adecuada para la obtención del nivel de riesgo de un sistema ferroviario, ilustrándola con la experiencia obtenida de la aplicación de dicha metodología a través del proyecto DETRA en el ferrocarril español. En el tercer bloque (capítulo 3) se exponen los resultados de la aplicación de la metodología DETRA al sistema ferroviario español para el período temporal 2000-2008, obteniendo fundamentalmente el nivel de riesgo del sistema ferroviario español mediante los Indicadores de Valor de Referencia (IVR). Finalmente, el último bloque (capítulos 4 y 5) recoge las conclusiones y recomendaciones obtenidas en relación a: i) las tasas de nivel de riesgo; ii) el sistema ferroviario de fallos; iii) los principales colectivos de riesgo; iv) la asignación de los niveles de riesgo a los actores ferroviarios y las personas ajenas al ferrocarril y, v) indicadores de la Directiva de Seguridad Ferroviaria 2004/49/CE.



Buenas prácticas para el mantenimiento y conservación de caudales. M-123

Autores: Fernando Magdaleno Mas y Alberto Cabrero Rodríguez

Serie Monografías: M-123

ISBN: 978-84-7790-551-6

Año: 2014

P.V.P.: 20€

Los cauces fluviales y sus terrenos aledaños proporcionan una serie de importantes servicios ambientales, gracias a su singular estructura y funcionamiento. Al tiempo, muchos de estos cauces se enfrentan a frecuentes operaciones de aumento de la eficiencia hidráulica y de ampliación de la capacidad de desagüe, que comportan diversos problemas desde el punto de vista hidromorfológico, ecológico y social. Este trabajo tiene como objetivo, sobre la base de la complejidad de los sistemas fluviales, ofrecer una base para orientar su gestión, en lo referente a los diferentes trabajos de mantenimiento y conservación de cauces. Para ello, se repasan cada una de las acciones habitualmente incluidas en dichas operaciones, y se aportan diversas recomendaciones enfocadas a la mejora de su diseño y ejecución.



Manual de técnicas de restauración fluvial

Autores: Fernando Magdaleno Mas

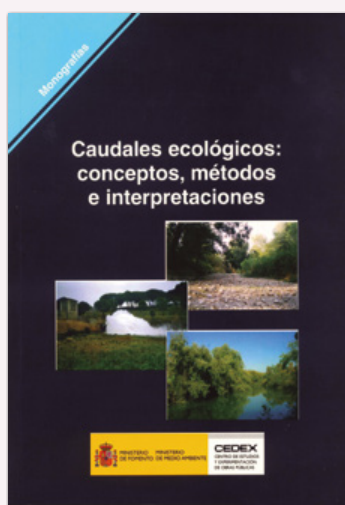
Serie Monografías: M-100

ISBN: 978-84-7790-522-6

Año: 2011 (2ª edición)

P.V.P.: 30€

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.



Caudales ecológicos: conceptos, métodos e interpretaciones

Autor: Fernando Magdaleno Mas

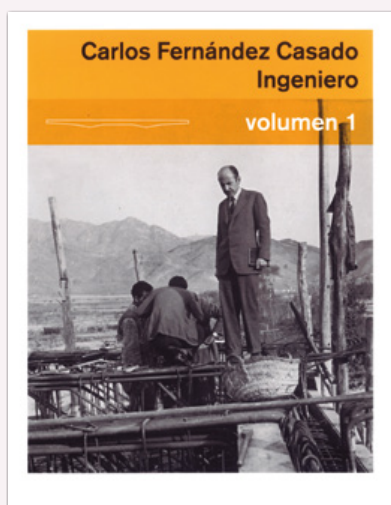
Serie Monografías: M-82

ISBN: 84-7790-410-3

Año: 2005

P.V.P.: 25€

El estudio tiene como objetivo fundamental el análisis de los procedimientos de evaluación y establecimiento de regímenes de caudales ambientales. Asimismo, pretende exponer los planteamientos técnicos, legales y ambientales que explican la adopción de las medidas necesarias para la consecución de los mismos. Junto a ello, el estudio trata de mostrar los últimos avances obtenidos en esta materia, así como los regímenes de caudales necesarios para la conservación y el buen estado de las distintas variables que componen el medio fluvial.



Carlos Fernández Casado. Ingeniero

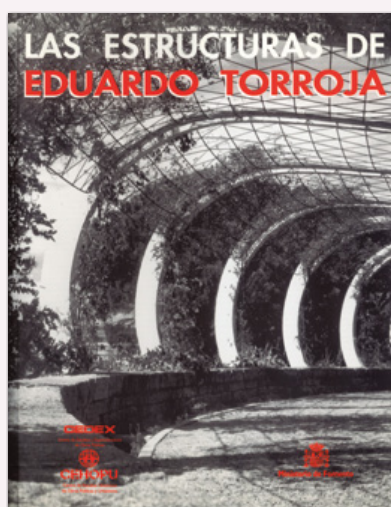
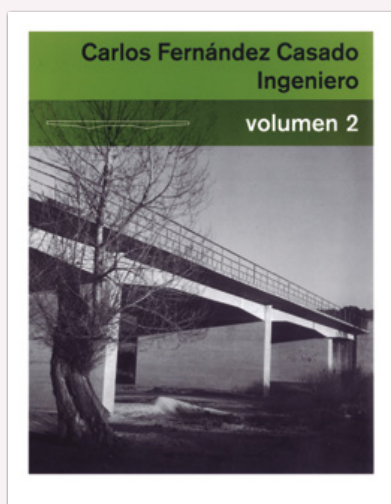
Catálogo de la Exposición

ISBN: 978-84-7790-441-0. (2 volúmenes)

Año: 2007

P.V.P.: 40€

Esta publicación acompaña a la exposición del mismo nombre que se inauguró en junio de 2007. En ella se recoge la obra de Carlos Fernández Casado que, además de ingeniero de Caminos y de Telecomunicaciones, fue licenciado en Filosofía y Letras y Derecho. Amante de la historia de la Ingeniería, y en especial de la ingeniería romana, y gran amigo de Zubiri, fueron muchos sus escritos filosóficos y arqueológicos. La obra se divide en dos volúmenes, el primero de los cuales recoge, por primera vez, su obra catalogada; la preceden, además de una selección de escritos sobre este ingeniero, sendos textos de Leonardo Fernández Troyano y Javier Manterola, su hijo y su colaborador respectivamente, que hacen un recorrido por su vida personal y actividad profesional. El segundo volumen contiene una cuidada selección de textos del propio Fernández Casado cuyos temas abarcan desde los puramente ingenieriles, hasta los arqueológicos y filosóficos, que dan así una visión de las inquietudes que le motivaron a lo largo de su vida.



Las estructuras de Eduardo Torroja

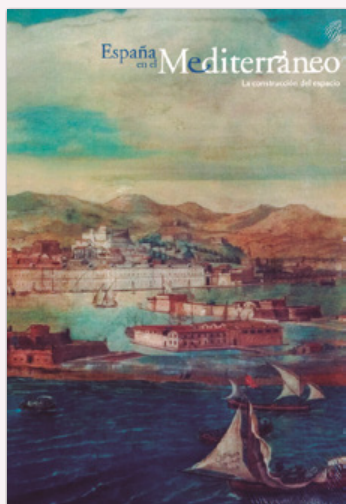
Autores: Eduardo Torroja Miret

ISBN: 84-498-0430-2

Año: 1999

P.V.P.: 18,03€

Con motivo de la exposición, que sobre el ingeniero Eduardo Torroja, se celebró al cumplirse el centenario de su nacimiento se vio apropiado el publicar en español su obra "Las estructuras Eduardo Torroja" que vio la luz en inglés en 1958. Como Mario Salvadori apunta en el prólogo, se ofrece, por primera vez, una versión completa de su destacable carrera profesional. Estructurado en cinco secciones principales: estructuras laminares, viaductos y acueductos, estructuras especiales, estructuras metálicas y mixtas, e iglesias y capillas el propio ingeniero describe treinta de sus obras principales, acompañadas de dibujos y fotografías.



España en el Mediterráneo. La construcción del espacio

Catálogo de la Exposición

ISBN: 84-7790-432-4

Año: 2006

P.V.P.: 30 €

Catálogo de la exposición del mismo nombre, en esta publicación se realiza una descripción, desde el punto de vista de la ingeniería, del Mediterráneo español desde finales del siglo XV hasta comienzos del siglo XVIII. Castillos, presidios, torres de vigilancia, etc. fueron testigos y protagonistas de una porción de la historia de España cuando su dominio territorial abarcaba desde el norte de África hasta Italia. El libro está estructurado en dos partes: una contiene una serie de estudios sectoriales realizados por especialistas en cada una de las materias, y otra realiza un recorrido por los contenidos de la exposición acompañado por un texto descriptivo que ayuda a la comprensión de la parte gráfica.



Iribarren: ingeniería y mar

Catálogo de la Exposición

ISBN: 978-84-7790-358-1

Año: 2000

P.V.P.: 30,05 €

Publicación editada con ocasión de la exposición del mismo nombre dedicada a la figura de Ramón Iribarren. El libro describe, siguiendo una secuencia biográfica, tanto la vida del ingeniero, como su valiosa aportación técnica sobre el análisis y cálculo del oleaje. La obra está estructurada en dos partes, la primera con una serie de ensayos de especialistas y la segunda, que reproduce las secciones de la exposición, en la que se pormenoriza la trayectoria vital de Iribarren unida a su intensa vida profesional.



Descripción del establecimiento de Yndrid donde se funden y barrenan los cañones de hierro para la Marina Real de Francia

Autores: Agustín de Betancourt y Molina

ISBN: 978-84-7790-473-1

Año: 2008

P.V.P.: 45 €

Este libro, obra de Agustín de Betancourt y Molina, describe con minuciosidad una fábrica de cañones ubicada en la pequeña isla de Yndrid (Francia), en el río Loira, junto a Nantes, cuyo original se guarda en la actualidad en la biblioteca del Palacio Real de Madrid bajo la custodia de Patrimonio Nacional. Esta edición, con la que se finaliza la conmemoración del 250 aniversario del nacimiento de su autor, respeta con la máxima exactitud el contenido del manuscrito original, pero no así su formato (demasiado grande para ser consultado) ni su encuadernación (en piel con guardas en seda). El libro original incluye un texto preliminar manuscrito, seguido de 49 láminas de factura impecable. Fernando Sáenz Ridruejo, reconocido especialista en la trayectoria vital y profesional de Betancourt, ha realizado para esta ocasión un análisis completo de su figura, su tiempo y su obra a modo de complemento.



Ingeniería española en Ultramar, siglos XVI – XIX

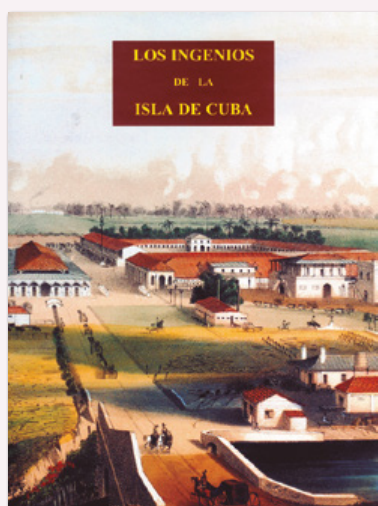
Autores: Ignacio González Tascón

ISBN: 84-7952-072-8

Año: 1992

P.V.P.: 60,10€

Editado en dos volúmenes, este libro constituye un intento de poner al alcance de un público no especializado los proyectos y las obras de ingeniería realizados en los extensos territorios españoles en América durante el periodo virreinal. En él se describen las más importantes infraestructuras de comunicación y transporte interior que facilitarían el comercio entre el Nuevo y el Viejo Mundo, poniendo especial relieve en la obra de los ingenieros americanos que aportaron ingeniosas soluciones técnicas, a veces basadas en la construcción indígena, a los problemas planteados por el gran contraste territorial. Como objetivo, sobre la base de la complejidad de los sistemas fluviales, ofrecer una base para orientar su gestión, en lo referente a los diferentes trabajos de mantenimiento y conservación de cauces. Para ello, se repasan cada una de las acciones habitualmente incluidas en dichas operaciones, y se aportan diversas recomendaciones enfocadas a la mejora de su diseño y ejecución.



Los ingenios de la Isla de Cuba

Autores: Justo G. Cantero

ISBN: 84-7790-414-6

Año: 2005

P.V.P.: 49€

Esta publicación reedita de forma esmerada el trabajo que sobre los ingenios azucareros hizo el autor, un culto y moderno hacendado cubano, a mediados de la década de los cincuenta del siglo XIX. La obra, además de repasar todos los ingenios cubanos con su producción, herramientas técnicas, titularidad y demás datos estadísticos, va acompañada de un completo repertorio de imágenes de los ingenios y su entorno, en forma de bellos grabados a todo color realizados por el artista y comerciante francés, Eduardo Laplante. La edición va acompañada de una amplia introducción que analiza todos aquellos aspectos de interés sobre la industria azucarera cubana.



Obras hidráulicas en América Colonial. Catálogo de la Exposición

ISBN: 84-7790-152-X

Año: 1993

P.V.P.: 30,05€

Catálogo de la exposición del mismo título sobre las obras hidráulicas que los españoles construyeron en América; obras que conjugan los avances técnicos de la época con las tradiciones milenarias de los pueblos americanos. Junto a estudios monográficos firmados por destacados especialistas sobre estas construcciones, el catálogo incluye un análisis detallado de los diferentes tipos de obras hidráulicas: regadíos y transformaciones agrícolas, el agua y la ciudad (captaciones, abastecimiento, acueductos, etc.), el agua y la industria (minería, molinos y batanes, entre otras), y las obras en ríos y canales.

NORMAS DE REDACCIÓN

ÁMBITO

La revista Ingeniería Civil, editada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) es una publicación científica destinada a un público especializado en los campos de la ingeniería civil y medioambiental. Es una revista arbitrada que utiliza el sistema de revisión por pares y en la que son objeto de evaluación externa todos los trabajos recibidos. Acepta para su publicación trabajos de investigación especializados cuya cobertura temática cubre los campos de ingeniería civil y medioambiental, hidrología, transporte, geotecnia, materiales de construcción, puentes y costas e historia de las obras públicas, con el objetivo de dar a conocer la tecnología más avanzada y su contribución al desarrollo de las obras públicas.

PRESENTACIÓN DE ARTÍCULOS

Los artículos deben enviarse al correo electrónico del editor: (ingcivil@cedex.es)

El material enviado deberá incluir un fichero con el texto, tablas y figuras, tal y como se solicita que sea publicado. El autor/es deberá/n proporcionar las imágenes, figuras y tablas en el formato original (.jpg, .gif, .png, .xlsx, etc.). La resolución mínima exigida para las imágenes es de 300 ppp.

El artículo se acompañará de una **carta de presentación** en la que se solicite la consideración del artículo y en la que el autor explicará, en 4-5 líneas, cuál es la aportación original del trabajo que presenta y sus novedades, la declaración de no envío simultáneo a otras revistas y la confirmación de las autorías firmantes. Asimismo, en esta carta figurará la cesión de todos los derechos al editor. El editor proporcionará una carta tipo a los autores.

ESTRUCTURA DE LOS ARTÍCULOS

Con carácter general, la extensión máxima del texto será de 40 páginas tamaño DIN-A4 (en formato preferentemente MSWord), escritas a doble espacio, cuerpo de letra 12. En casos excepcionales podrán publicarse artículos de mayor extensión, que quedarán igualmente al criterio y aprobación del Comité de Redacción.

Los originales deberán seguir, siempre que sea posible la siguiente estructura: resumen/abstract, palabras clave/keywords, texto del artículo (introducción, materiales y métodos, resultados y discusión), agradecimientos y bibliografía.

Deberá indicarse el centro de trabajo y la localidad y país del centro de trabajo de cada uno de los autores, así como la dirección de correo electrónico y/o postal del autor para correspondencia o *corresponding author*.

Las figuras se ordenarán según el orden de aparición en el texto, y serán identificadas por el término Figura nº. Todas las figuras deberán llevar un pie de figura. En el caso de las tablas, se seguirá el mismo criterio de numeración que las figuras, utilizando el término Tabla nº. Todas las tablas deberán llevar un título. Tanto en el caso de los pies de figuras como en el de los títulos de las tablas, ambos deben explicar perfectamente su contenido. Los títulos de los ejes de coordenadas y cualquier elemento de texto que se incorpore a las figuras y gráficos deben estar realizados en la misma fuente y tamaño (preferentemente "Minion pro").

Es conveniente que las fórmulas y ecuaciones incluidas en el artículo estén realizadas a un tamaño de 9 puntos de la fuente "Cambria math".

Las citas en el texto se incluirán con el autor y año en minúsculas entre paréntesis. Cuando el autor forma parte de la argumentación sólo el año entre paréntesis. Cuando se cita varias veces a un mismo autor, pero a distinta obra del mismo año, se le añade a, b, c.

"...procedimiento de cimentación suficientemente acreditado (Redwood and Jain 1992)]. Asimismo, Van der Sanden and Hoekman (2005) propusieron...En otras situaciones (Redwood and Jain 1992a) la cimentación..."

Para la elaboración de las referencias bibliográficas se recomienda el seguimiento del sistema Harvard-APA o sistema autor-año, siguiendo los ejemplos siguientes:

Libros:

Apellido(s), Iniciales del nombre(s). (Año de publicación). *Título del libro en cursiva*. Lugar de publicación: Editorial. Opcionalmente podremos poner la mención de edición, que irá entre paréntesis a continuación del título.

Dean, E.T.R. (2010). *Offshore geotechnical engineering: principles and practice*. Londres, Reino Unido: Thomas Telford.

Capítulos de un libro:

Apellido(s), Iniciales del nombre(s). (Año de publicación). Título del capítulo. En: Nombre Apellido (Ed.) Título del libro en cursiva. Lugar de edición: Editorial, (pp-pp).

Ceder, A. (2003). Designing public transport network and routes. En: W. Lam y M.Bell (Eds.), *Advanced Modeling for Transit Operations and Service Planning*. (pp. 59–92). Nueva York, Estados Unidos: Penguin.

Artículos de revistas:

Apellido(s), Iniciales del nombre(s). (Año de publicación). Título del artículo. *Título de la revista en cursiva*, vol., nº vol (nº), pp-pp.

Leblanc, L. (1988). Transit system network design. *Transportation Research Part B*, 22 (5), 383-390.

Dapena, E., Alaejos, P., Lobet, A. y Pérez, D. (2011). Effect of Recycled Sand Content on Characteristics of Mortars and Concretes. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23 (4), 414-422.

Ponencias, congresos, conferencias y seminarios:

Se citan como los capítulos de libros

Apellido(s), Iniciales del nombre. (Año de publicación). Título de la ponencia. Nombre del Congreso en cursiva, (pp. pp-pp). Lugar de celebración: Editorial.

Vermeer, P.A. (1982). A simple shear band analysis using compliances. Symposium on Deformation and Failure of Granular Materials, (pp. 439-499). Delft, Holanda: New Press.

Tesis no publicadas

Apellido(s), Iniciales del nombre. (año). *Título de la tesis en cursiva*. (Clase de tesis inédita, de maestría o doctorado). Institución académica en la que se presenta. Lugar.

Toledo, M.A. (1997). *Presas de escollera sometidas a sobrevertido: estudio del movimiento del agua a través de la escollera y de la estabilidad frente al deslizamiento en masa* (Tesis doctoral inédita). Universidad Politécnica de Madrid.

Documentos Electrónicos:

A la referencia correspondiente según el tipo de documento (libro, artículo, etc.) se añadirá a continuación el DOI y si no tuviese se añadirá la URL poniendo: Disponible en <http://xxxxx>

Rigon, E., Comiti, F. and Lenzi, M.A. (2012). Large wood storage in streams of the Eastern Italian Alps and the relevance of hillslope processes. *Water Resources Research*, 48, W01518. DOI:10.1029/2010WR009854

U. S. Environmental Protection Agency (2004). *Guide to purchasing green power* (EPA430-K-04-015). Washington, DC: U.S. Environmental Protection Agency. Disponible en http://www.epa.gov/grnpower/documents/purchasing_guide_for_web.pdf

El listado bibliográfico debe ser corregido por el autor, comparándolo con la copia en su poder. Se evitará numerar las citas y utilizar como citas bibliográficas frases imprecisas. No pueden emplearse como tales las que precisen de aclaraciones como "observaciones no publicadas", ni "comunicación personal", aunque sí podrán citarse dentro del texto entre paréntesis. Los trabajos aceptados, pero aún no publicados, se incluirán en las citas bibliográficas especificando el nombre de la revista, seguido por la expresión "en prensa".

BOLETÍN DE SUSCRIPCIÓN ANUAL · REVISTA INGENIERÍA CIVIL

Colegiados ☐ 35 € – Número de colegiado

España □ 49 €

Extranjero ☐ 81,12 €

Empresa N.I.F: Particular N.I.F:

Nombre:

Cargo:

Dirección:

C.P.: Localidad: Provincia:

Teléfono: Fax: E-mail:

FORMAS de PAGO (elijá una sola opción)

☐ DOMICILIACIÓN BANCARIA

Sólo para cuentas bancarias en España

Muy Señores míos:

Ruego que, con cargo a mi cuenta y hasta nuevo aviso, atiendan el pago de los recibos correspondientes a mi suscripción que les presentará al cobro la **REVISTA INGENIERÍA CIVIL**, editada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**.

Atentamente:

Entidad bancaria: Domicilio entidad:

C.P.: Localidad: Provincia:

Número de cuenta:

BIC 

IBAN

☐ **TRANSFERENCIA A FAVOR** del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**

IBAN: ES6501822370450200200574

SWIFT: BBVAESMM

☐ **CHEQUE NOMINATIVO** a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**

Fecha:

Firma del titular:

Enviar por correo postal a:

REVISTA INGENIERÍA CIVIL

Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas, **CEDEX**

C/ Alfonso XII, 3 y 5 · MADRID – 2014

Enviar por correo electrónico a:

ingcivil@cedex.es



Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

DIRECCIÓN

Director: **Mariano Navas Gutiérrez**

SECRETARÍA

Secretario: **Manuel Echeverría Martínez**

Calle de Alfonso, XII, 3 - 28014, Madrid

Telf.: 91 335 75 00 | Télex: 45022 CEDEX E | Fax: 91 528 03 54

RELACIONES EXTERNAS Y ACTIVIDADES COMERCIALES

Jefe: **Miguel González Portal**

Telf.: 91 335 74 90 | Fax: 91 335 75 38

CENTRO DE ESTUDIOS DE PUERTOS Y COSTAS

Director: **José María Grassa Garrido**

Calle Antonio López, 81 - 28026, Madrid

Telf.: 91 335 77 00 | Fax: 91 335 76 22

CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRÁFICOS

Director: **Federico Estrada Lorenzo**

Paseo Bajo de la Virgen del Puerto, 3 - 28005, Madrid

Telf.: 91 335 79 00 | Fax: 91 335 79 22

CENTRO DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE

Director: **Antonio Sánchez Trujillano**

Autovía de Colmenar Viejo, km 18,2 - 28049 El Goloso, Madrid

Telf.: 91 335 78 00 | Fax: 91 335 78 22

CENTRO DE ESTUDIOS DE TÉCNICAS APLICADAS

Director: **Alberto Compte Anguela**

Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid

Telf.: 91 335 72 00 | Fax: 91 335 72 49

LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES

Director: **José Manuel Gállego Estévez**

Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid

Telf.: 91 335 74 00 | Fax: 91 335 74 22

LABORATORIO DE GEOTECNIA

Director: **Fernando Pardo de Santayana Carrillo**

Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid

Telf.: 91 335 73 00 | Fax: 91 335 73 22

LABORATORIO DE INTEROPERABILIDAD FERROVIARIA

Director: **Jaime Tamarit Rodríguez**

Calle Julián Camarillo, 30 - 28037, Madrid

Telf.: 91 335 71 50 | Fax: 91 335 71 97

CENTRO DE ESTUDIOS HISTÓRICOS DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (CEHOPU)

Calle de Alfonso XII, 3 - 28014, Madrid

Telf.: 91 335 74 56 | Fax: 91 335 72 22