

# HA HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de **ACHE** Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

[www.e-ache.com](http://www.e-ache.com)

ISSN: 0439-5689 | octubre - diciembre 2011 | Volumen 62 - nº 262



Puente de Waterford | Irlanda



Sistemas de postesado  
Tirantes para puentes  
Apoyos estructurales  
Heavy Lifting  
Barras postesadas y estructurales  
Suelo Reforzado  
Rehabilitación estructural





Foto de portada: Puente de Waterford, Irlanda.  
(Cortesía de ACS)

## HORMIGÓN Y ACERO

Hormigón y Acero fue constituida en 1950 y es el órgano de expresión pública de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). En la Revista se publican artículos relevantes dentro del campo de las estructuras, tanto de obra civil como de edificación. La Revista va dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades y centros de investigación relacionados con la construcción de obra civil y edificación.

*Hormigón y Acero, a quarterly that has been issued since 1950, is the vehicle used by the Spanish Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE: Scientific and Technical Association for Structural Concrete) to publish articles of interest on structures for civil works and buildings. Its readership includes engineers and architects working in the field out of construction companies, engineering consultancies, architecture studios, universities and research centres.*

### EDITAN:



### ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C.S.I.C.)

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid

### CONSEJO EDITORIAL:

#### Director:

Luis M<sup>a</sup> Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)\*

#### Secretario:

Gonzalo Arias Hofman (INES INGENIEROS, Madrid)\*

#### Editor Jefe:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid)\*

#### Vocales:

Juan Jesús Álvarez Andrés (DRAGADOS, Madrid)\*

Juan Carlos Arroyo Portero (CALTER, Madrid)

Ángel Arteaga Iriarte (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)

Jaime Fernández Gómez (INTEMAC, Madrid)

Jaime C. Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)

David Izquierdo López (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Antonia Pacios Álvarez (ETSI INDUSTRIALES - UPM, Madrid)\*

Javier Ripoll García-Mansilla (RCI, Barcelona)

Julio Vaquero García (IPAC, Madrid)

\* Miembro del Comité de Redacción

### CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO\*\*:

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

Antonio Aguado de Cea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M<sup>a</sup> Carmen Andrade Perdrix (IETcc - CISDEM (UPM - CSIC), Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M<sup>a</sup> Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Gustavo Ayala Milián (INSTITUTO DE INGENIERÍA - UNAM, México)

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)

Paulo J. S. Cruz (UNIVERSIDADE DO MINHO, Guimarães, Portugal)

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

Miguel Fernández Ruiz (ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE, Suiza)

Ravindra Gettu (INDIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY MADRAS, Chennai, India)

Gian Carlo Giuliani (REDESCO PROGETTI SRL, Milán, Italia)

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

Paulo R. L. Helene (UNIVERSIDADE de SÃO PAULO, Brasil)

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)

Carlos A. Prato (UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA, Argentina)

António Reis (IST - UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA, Portugal)

Jesús Rodríguez Santiago (DRAGADOS, Madrid)

José Manuel Roesset (TEXAS A&M UNIVERSITY, EE.UU.)

Ana M. Ruiz-Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

Mike Schlaich (SCHLAICH BERGERMANN UND PARTNER, Stuttgart, Alemania)

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

Peter J. Stafford (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

José M<sup>a</sup> de Villar Luengo (TORROJA INGENIERÍA, Madrid)

\*\* Incluye además a los Presidentes de las Comisiones Técnicas de ACHE

**El Consejo Editorial** de la revista tiene como misión la definición de la política editorial (estilo de la revista, redacción, normas de presentación de originales, diseño, creación y orientación de las distintas secciones). El **Comité de Redacción** se constituye como un comité permanente del Consejo Editorial y se encarga de dirigir y supervisar la gestión diaria de la revista, controlar la selección de contribuciones y tomar las decisiones sobre los contenidos que han de conformar cada número de la revista. La función del **Consejo Asesor Científico** es la de velar por el prestigio científico y técnico de la revista, promoviendo e impulsando su difusión internacional. Una descripción más amplia puede consultarse en [www.e-ache.com/hya](http://www.e-ache.com/hya)

### REDACCIÓN / CONTACTO:

E.T.S.I CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

Avda. Profesor Aranguren, s/n.

Ciudad Universitaria. 28040 Madrid

Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02

E-mail: [secretaria\\_revista@e-ache.com](mailto:secretaria_revista@e-ache.com)

[www.e-ache.com/hya](http://www.e-ache.com/hya)

### SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

Los contenidos de la revista Hormigón y Acero, o parte de ellos, aparecen recogidos en las siguientes bases de datos:

ICYT - Dialnet - Sumarist - Urbadoc - Catálogo Latindex

Depósito Legal: M-853-1958

ISSN: 0439-5689

Diseño: Walter Lance

Imprime: FISELGRAF



# SUMARIO

C O N T E N T S

5 | Carta del Director

## REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 7 | El puente atirantado sobre el río Suir en Waterford  
*Cable-stayed bridge across the River Suir at Waterford*  
Miguel A. Astiz, Javier Manterola, Felipe Tarquis, Javier Muñoz-Rojas, Antonio Santos, Lucía Blanco y Sara Fernández

## INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 39 | Coeficiente de conversión de probetas cúbicas a cilíndricas en hormigones de alta resistencia  
*Cylinder/cube compressive-strength ratio in high-strength concrete*  
Juan Carlos Lancha Fernández, Elena Arredondo Lillo y Gonzalo Ruiz López
- 47 | Análisis plástico no lineal de arcos metálicos a pandeo lateral  
*Non-linear inelastic analysis of lateral buckling in steel arches*  
José Luis Manzanares Japón e Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo
- 65 | Simulación numérica de elementos estructurales de hormigón armado de alta resistencia sometidos a explosiones  
*Numerical simulation of the behaviour of high strength concrete structural members subjected to blast*  
G. Morales-Alonso , D. A. Cendón Franco y V. Sánchez-Gálvez
- 79 | Análisis y evaluación de los modelos de comprobación a cortante de elementos de hormigón armado, sin armadura transversal, solicitados a tracción  
*Analysis and evaluation of models for calculating shear strength in axially tensile-stressed reinforced concrete members with no transverse reinforcement*  
David Fernández Montes y Enrique González Valle

## SUMMARIES

- 92 | *Cable-stayed bridge across the River Suir at Waterford*  
Miguel A. Astiz, Javier Manterola, Felipe Tarquis, Javier Muñoz-Rojas, Antonio Santos, Lucía Blanco and Sara Fernández
- 93 | *Cylinder/cube compressive-strength ratio in high-strength concrete*  
Juan Carlos Lancha Fernández, Elena Arredondo Lillo and Gonzalo Ruiz López
- 94 | *Non-linear inelastic analysis of lateral buckling in steel arches*  
José Luis Manzanares Japón and Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo
- 95 | *Numerical simulation of the behaviour of high strength concrete structural members subjected to blast*  
G. Morales-Alonso , D. A. Cendón Franco and V. Sánchez-Gálvez
- 96 | *Analysis and evaluation of models for calculating shear strength in axially tensile-stressed reinforced concrete members with no transverse reinforcement*  
David Fernández Montes and Enrique González Valle

## OTRAS INFORMACIONES

- 97 | Entrega de Medallas ACHE
- 100 | Nuevo Consejo de ACHE
- 101 | I Premios de la Ingeniería de ACHE
- 104 | Publicación de la nueva instrucción de acciones sobre puentes de carretera (IAP-11)
- 3º Congreso Iberoamericano sobre hormigón autocompactante. Avances y oportunidades

## MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Patrocinadores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:



ACCIONA INFRAESTRUCTURAS  
Avda. de Europa, 18  
28108 ALCOBENDAS (MADRID)



ALE HEAVYLIFT IBÉRICA, S.A.  
C/ San Romualdo, 26 - 6<sup>a</sup> planta  
28037 MADRID



ANEFHOP  
C/ Bretón de los Herreros, 43 - bajo  
28003 MADRID



ARENAS & ASOCIADOS,  
INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.  
C/ Hernán Cortés, 19 - 1º Dcha  
39003 SANTANDER



ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS  
Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE)  
Paseo de la Castellana, 226 - Entreplanta A  
28046 MADRID



ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS  
D'ESTRUCTURES  
C/ Gran Capità, 2-4. Edific Nexus  
08034 BARCELONA



CALIDAD SIDERÚRGICA  
C/ Orense, 58 - 10<sup>o</sup>  
28006 MADRID



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS  
C/ Almagro, 42  
28010 MADRID

DRAGADOS

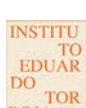
DRAGADOS, S.A.  
Avda. Camino de Santiago, 50  
28050 MADRID



EUROCONSULT  
Avda. Camino de lo Cortao, 17 - Zona Industrial Sur  
28703 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (MADRID)



TECNALIA  
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Geldo - Edificio 700  
48160 DERIO (VIZCAYA)



INSTITUTO EDUARDO TORROJA  
C/ Serrano Galvache, 4  
28033 MADRID



INTEMAC  
C/ Mario Roso de Luna, 29 - Edif. Bracamonte  
28022 MADRID



PROYECTOS Y OBRAS DE ESTRUCTURAS  
E INSTALACIONES, S.L. "ZUBÍA INGENIEROS"  
C/ República Argentina, 27 - 5<sup>o</sup> Izda.  
36201 VIGO (PONTEVEDRA)



OVE ARUP & PARTNERS, S.A.  
C/ Alcalá, 54 - 1<sup>o</sup> dcha.  
28014 MADRID



GRUPO PUENTES Y CALZADAS, GRUPO DE EMPRESAS, S.A.  
Ctra. de la Estación, s/n  
15888 SIGÜEIRO-OROSO (A CORUÑA)

ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS  
D'ESTRUCTURES  
C/ Gran Capità, 2-4. Edific Nexus  
08034 BARCELONA



CEDEX (Laboratorio Central)  
C/ Alfonso XII, 3  
28014 MADRID



CYPE INGENIEROS, S.A.  
Avda. Eusebio Sempere, 5 - Bajo  
03003 ALICANTE



E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS - DPTO. MECÁNICA  
Ciudad Universitaria, s/n  
28040 MADRID



EDARTEC CONSULTORES S.L.  
C/ Manufactura, 4 - Planta 2 - Mod. 3  
41297 MAIRENA DE ALJARAFE (SEVILLA)



FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.  
C/ Acano, 24 - 4<sup>o</sup>  
28045 MADRID



GRUPO MECÁNICA ESTRUCTURAL S.L.  
C/ Amílcar González Díaz, 18  
38550 ARAFO (SANTA CRUZ DE TENERIFE)



IECA  
C/ José Abascal, 53 - 2<sup>o</sup>  
28003 MADRID



FLORENTINO REGALADO & ASOCIADOS  
C/ Granja de Rocamora, 18  
03015 ALICANTE



HILTI ESPAÑOLA, S.A.  
Avda. Fuente de la Mora, 2 - Edificio I  
28050 MADRID



INTEINCO  
C/ Serrano, 85-2 dcha.  
28006 MADRID



GRUPO PRAINSÀ  
C/ Argualas, 3  
50012 ZARAGOZA



SGS TECNOS, S.A.  
C/ Trespuentes, 29  
28042 MADRID

## MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Protectores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:



## Carta del director

# Balance de 8 años y perspectivas para el futuro

Querido lector:

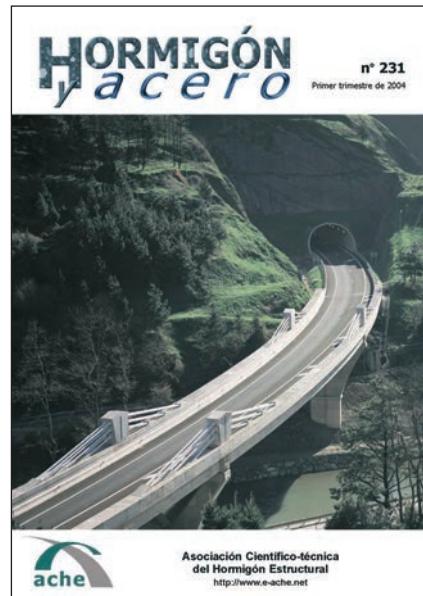
En diciembre de 2003 acepté el honor y la responsabilidad de dirigir Hormigón y Acero y en el nº 231 (enero-marzo 2004) tuve la primera oportunidad de dirigirme a ti, lector de la revista, a través de una carta similar a ésta.

En aquella carta y haciendo balance del progreso experimentado por la revista bajo la dirección de mi antecesor en el cargo, Ángel Aparicio, comentaba que los logros conseguidos en esa etapa anterior no debían hacer que nos sintiéramos satisfechos con lo alcanzado y nos limitásemos a mantenerlo. Me hacía eco del principal problema que afectaba a la revista, el retraso en su fecha de publicación que amenazaba con convertirse en endémico. Retraso originado en buena medida por la carencia de originales suficientes, sobre todo de realizaciones que, a su vez, derivaba de la previa decisión de desvincular la revista de las ponencias presentadas a las asambleas de ATEP (entonces ya congresos trienales de ACHE). Y anunciable la creación de una Comisión de Reflexión, creada para estudiar el futuro de la revista y definir un plan estratégico y unos objetivos para los siguientes años.

Cuatro años después, en la carta del nº 247 (enero-marzo de 2008), resaltaba el considerable esfuerzo realizado para lograr la publicación de Hormigón y Acero con regularidad y puntualidad dentro del correspondiente trimestre, incluso en el caso de los números monográficos, novedad incorporada en ese período<sup>1</sup>. E informaba de la decisión del Comité de Redacción, de comenzar a recorrer el camino para intentar el “indexado” de la publicación, es decir, su inclusión en bases de datos internacionalmente reconocidas, preferentemente con medición del índice de impacto, cuestión que ya había apuntado como necesidad ineludible Ángel Aparicio en su etapa anterior. Aparte de los pros y contras que podrían derivarse de un posible “indexado”, resaltaba que ese camino no iba a ser corto ni fácil y requeriría un esfuerzo por parte de todos, que deberíamos ser más exigentes con los contenidos, la calidad de las figuras, el cumplimiento de plazos (de revisión de originales, de corrección de pruebas, ...), etc.

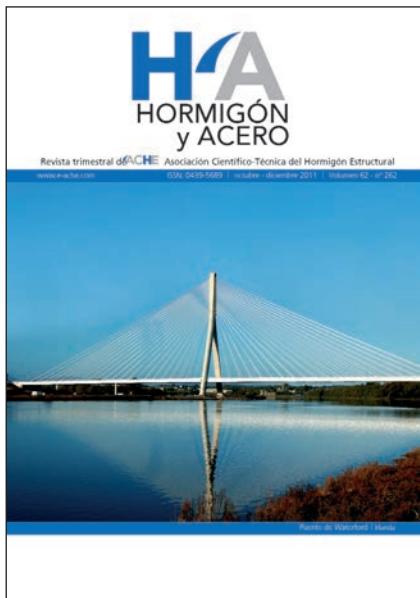
Ese camino ha supuesto la incorporación de una serie de cambios formales y de funcionamiento, muchos obedeciendo a la necesidad de satisfacer requisitos de las citadas bases de datos internacionales y otros como consecuencia directa de la nueva imagen corporativa adoptada por ACHE. Asimismo se comenzó un proceso para incrementar la visibilidad e internacionalización de la revista, con la incorporación al Consejo Asesor Científico de personas vinculadas a entidades no españolas, el inicio de la publicación de resúmenes amplios en inglés de los artículos, agrupados como “Summaries” al final de cada número. Y, finalmente, se culminó la modificación y actualización de toda la información relativa a Hormigón y Acero dentro de la web de ACHE ([http://e-ache.com/modules/hormigon\\_yacero/form\\_busqueda.php](http://e-ache.com/modules/hormigon_yacero/form_busqueda.php)), facilitando el acceso libre<sup>2</sup> a todos los artículos publicados en la revista en nuestros 62 años de historia, en formato digital.

Pese a todo lo anterior, resulta claro que no hemos alcanzado nuestro propósito de lograr un nivel de difusión internacional suficiente, como lo prueba la no aceptación de nuestras solicitudes de inclusión en las bases de datos de SCIE-Thomson y Scopus y la respuesta final negativa de FECYT (Fundación Española para la Ciencia



<sup>1</sup> Fruto de ese nuevo planteamiento han sido, hasta ahora, los números dedicados monográficamente a Dique de Mónaco (223-226), Área terminal del aeropuerto de Barajas (nº 239), Cuatro torres business area (nº 249) y Estructuras de las líneas de ferrocarril de alta velocidad (nºs 258 y 259).

<sup>2</sup> Únicamente se establece un periodo de embargo de 2 años para los no miembros de ACHE, del cual quedan excluidos los artículos centrales de cada número, que siguen colgando en la web para acceso público, inmediatamente después de su publicación en forma impresa.



y la Tecnología del Ministerio de Ciencia e Innovación) en su II Programa de evaluación voluntaria de la calidad de revistas científicas españolas, evaluación a la que Hormigón y Acero decidió someterse. Valgan de muestra las razones expuestas en los tres casos para tales negativas:

**SCIE:** *The citation data on this journal do not justify the selection of it at this time.*

**SCOPUS:** *The journal may serve a national purpose, however, because of its localized approach it fails to fulfill the requirements for inclusion in an international database such as Scopus.*

**FECYT:** *Se recomienda mejorar la visibilidad de la revista mediante su inclusión en bases de datos internacionales y aumentar la internacionalidad de los autores.*

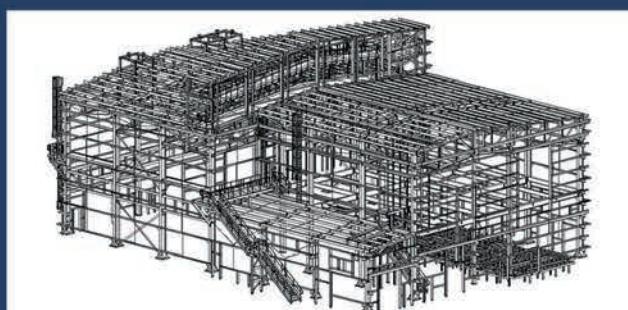
No se discute, por tanto, la calidad editorial ni de contenidos de lo publicado, pero sí su internacionalización y su índice de citación (consecuencia en buena medida de tal difusión internacional limitada).

En resumen, creo que con el esfuerzo de todos se han logrado avances considerables en estos ocho años, pero se presenta ante nosotros como reto básico, para los próximos, ese incremento de la visibilidad y difusión internacionales, que hagan posible lo que, hasta ahora, se ha quedado en intento. Próximamente se acometerá una renovación del Consejo Editorial de la revista que analice el problema, identifique los mecanismos y herramientas para solucionarlo y afronte con renovado ímpetu la tarea de su implantación.

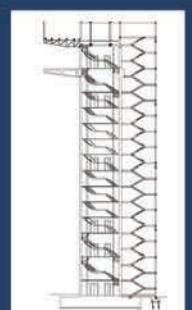
noviembre de 2011

Luis M<sup>a</sup> Ortega Basagoiti  
Director de Hormigón y Acero

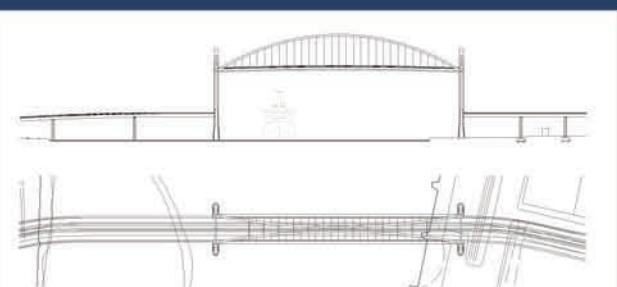
## EXPERIENCIA



## CALIDAD



## SERIEDAD



En Delineación de Estructuras estamos al servicio del cliente, desde trabajos puntuales, hasta la gestión interna de su delineación



### Nuestros servicios:

- Grandes Puentes, Viaductos, Puentes y Pasarelas
- Estructuras Singulares
- Edificación
- Obra Civil
- Modelado y Despiece de Estructuras Metálicas (TEKLA)
- Outsourcing

### Nuestros principales clientes:

ARENAS Y ASOCIADOS, S.L./ AR2V INGENIERÍA Y PROYECTOS, S.L./ AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A./ BRIDGE SOLUTIONS AND STRUCTURAL ANALYSIS S.L./ CALLFER, S.A./ CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L./ CESMA INGENIEROS, S.L./ FERROVIARIO AGRONAM, S.A./ FECOR INGENIEROS CONSULTORES, S.A./ INTECSA-INARSA, S.A./ INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE S.A./ SILGA, S.L./ MARTINEZ SEGOVIA/ FERNANDEZ, PALLAS Y ASOCIADOS, S.A./ PROYECTOS Y SERVICIOS, S.A./ SANCHEZ DOMINGUEZ CONSTRUCCIONES, S.A./ SCHWARTZ-HAUTMONT, S.A.



DELINÉACIÓN DE ESTRUCTURAS, S.L. C/ Alcañiz, 14 – 1º B, 28042 Madrid. Tel: 91 3058265. E-mail: info@delineaciondeestructuras.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 18/01/2026

www.delineaciondeestructuras.es

# El puente atirantado sobre el río Suir en Waterford

## *Cable-stayed bridge across the River Suir at Waterford*

Miguel A. Astiz<sup>(1)</sup>, Javier Manterola<sup>(1)</sup>, Felipe Tarquis<sup>(2)</sup>, Javier Muñoz-Rojas<sup>(3)</sup>, Antonio Santos<sup>(4)</sup>,  
 Lucía Blanco<sup>(3)</sup> y Sara Fernández<sup>(3)</sup>

Recibido | Received: 15-07-2011  
 Aceptado | Accepted: 23-10-2011

### Resumen

El puente sobre el río Suir en Waterford (Irlanda) es un puente atirantado de 465 m de longitud con un vano principal de 230 m y una única torre. Este puente cuenta con una serie de características que lo hacen singular, entre las que cabe destacar su cimentación a base de micropilotes de gran capacidad de carga, su pilono con forma de Y invertida y sin riostra intermedia a la altura del tablero, el anclaje de los cables en el pilono a través de una estructura metálica interna, su tablero mixto consistente en un emparrillado metálico con dos o cuatro vigas de borde y vigas transversales y en losas nervadas de hormigón prefabricadas, la anchura variable del tablero o el hecho de que tenga una única junta de dilatación en uno de los estribos, siendo el otro estribo integral con el puente.

**Palabras clave:** puente atirantado, Waterford, tablero mixto, losas prefabricadas, micropilotes, ancho variable.

### Abstract\*

The bridge across the river Suir at Waterford (Ireland) is a cable-stayed bridge with 465 m total length, a 230 m long main span and a single pylon. This bridge has a number of characteristics which make it singular: the use of high capacity micropiles in the foundations, an inverted Y-shaped pylon without any transverse beam at deck's level, the anchorage of the cables at the pylon by means of an internal steel structure, its composite deck which consists of a steel ladder shaped structure with two or four edge beams and cross beams and of precast ribbed concrete slabs, the variable width of the deck or the fact that there is only one expansion joint at one of the abutments, since the bridge is integral with the other abutment.

**Keywords:** cable-stayed bridge, Waterford, composite deck, precast slabs, micropiles, variable width.

---

\* Page 92 of this issue contains an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. y UPM. (Madrid, España).

(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dragados. (Madrid, España).

(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, España).

(4) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Cedex. (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: maastiz@cfcsrl.com

## 1. INTRODUCCIÓN

El puente sobre el río Suir forma parte de la concesión para el proyecto, construcción y explotación de la variante de la autovía N25 a su paso por Waterford en Irlanda. El concurso se convocó en 2001 y finalmente fue ganado por Dragados junto con la empresa irlandesa Ascon (actualmente Bam), firmándose el contrato en 2006. Este retraso fue debido, en gran medida, al hallazgo en la traza de la autovía de unos restos arqueológicos que hubo que investigar y que obligaron a modificar ligeramente el trazado.

El proyectista general de la autovía fue ARUP, que lideró un conjunto de empresas, de entre las cuales el proyecto del puente atirantado le correspondió a Carlos Fernández Casado S.L. La supervisión del proyecto se realizó en dos escalones: el primero, más relacionado con la seguridad estructural, le correspondió a Flint & Neill y el segundo, más focalizado en el proyecto conceptual, a Mott MacDonald Pettit, que fue la empresa consultora de la Administración (la NRA o Dirección General de Carreteras de Irlanda) que proyectó la solución base. Esta solución base era más bien un esquema de puente atirantado con torre única en forma de A, pero en el que no se definían ni las dimensiones ni las secciones de la torre, ni el tipo de tablero (las reglas del concurso permitían que fuera de hormigón, metálico o mixto), ni la distribución de tirantes, y sólo se planteaba la distribución de luces de forma aproximada.

El objeto del presente artículo es la descripción del puente atirantado y de su construcción, ya que cuenta con un buen número de aspectos novedosos cuya introducción no siempre fue sencilla, a causa de la rigidez de las normas aplicables a esta obra.

## 2. PLANTEAMIENTO

El cruce del río Suir, de más de 200 m de anchura y con un cierto tráfico de barcos, se planteó desde el

principio con un único vano sobre el río, como condición impuesta por la Administración, para minimizar la interferencia del puente con el régimen hidráulico del río y con el tráfico de barcos. Entre los condicionantes del proyecto hay que destacar una topografía muy disímil ya que una de las orillas es muy plana y la otra es escarpada con un desnivel de 18 m. También es importante el hecho de que el puente soporta dos calzadas de dos carriles más arcén, con un ancho útil total de 22,80 m a lo largo de la mayor parte de su longitud; sin embargo, esta anchura se incrementa en 6 m más (total 28,80 m) al introducir dos carriles de incorporación/salida cerca de uno de los extremos del puente, a causa de la proximidad de una intersección compleja a su salida. La complejidad de esta intersección impidió desplazarla lo suficiente como para que no se viera afectado el puente y ello condujo a plantear el tablero de anchura variable, circunstancia muy poco habitual en puentes atirantados.

Como consecuencia de la topografía, el puente atirantado resultante tiene una única torre, colocada en la orilla plana, y precedida por tres vanos atirantados (Figura 1), mientras que en la orilla opuesta existe un único vano de aproximación. La longitud total del puente es de 465 m y el vano principal tiene una luz de 230 m. La distribución de vanos es la siguiente: 42,0 + 66,5 + 91,5 + 230,0 + 35,0 m.

La variación de anchura llega a afectar a la parte del puente que está atirantada (Figura 2), lo que obligó a realizar una serie de estudios sobre la base de imágenes fotorrealistas tri-dimensionales del puente, para minimizar el impacto estético que esta inusual configuración de anchura variable pudiera tener. Es de destacar el importante papel que han jugado dichas imágenes en la definición de muchos aspectos formales del puente, ya que han representado la principal base de argumentación en las discusiones con la Administración. Así, por ejemplo, el proyecto base del puente mostraba una concentración de

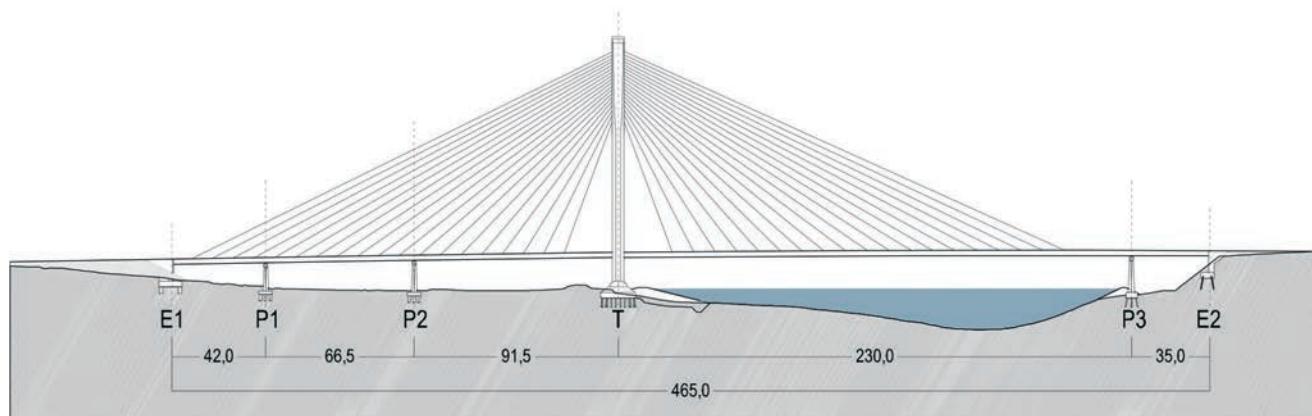
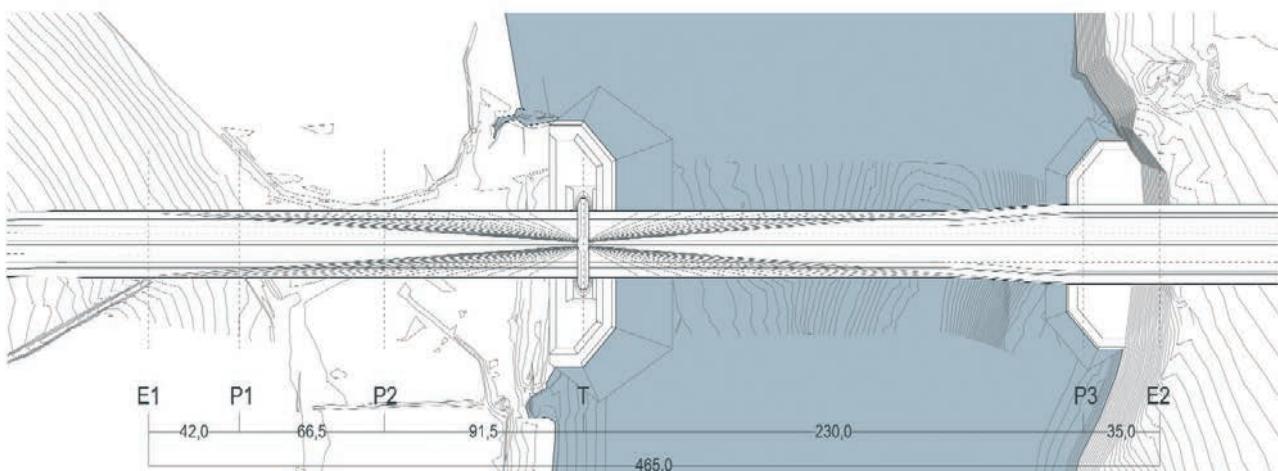


Figura 1. Alzado general del puente  
Figure 1. General elevation of the bridge



**Figura 2.** Planta general del puente  
**Figure 2.** Plan view of the bridge

## 1. INTRODUCTION

The bridge across the river Suir is a part of a concession for the design, construction and exploitation of the N25 motorway bypass around Waterford in Ireland. The competition was established in 2001 and the contract was finally awarded in 2006 to a joint venture formed by Dragados with the Irish contractor Ascon (presently called Bam). This delay was mainly due to the fact that some archeological rests were found along the alignment of the motorway and they had to be analyzed to finally slightly deviate the motorway alignment.

ARUP, who was the main designer for the bypass, led a group of consulting companies and the design of the river Suir bridge was entrusted to Carlos Fernández Casado S.L. Project supervision was performed in two levels: category III check was performed by Flint & Neill and the general design supervision was made by Mott Mac Donald Petit, which was also consultant for the Administration (the National Roads Authority, NRA) when the baseline solution was designed. This solution was a cable stayed scheme with an A-shaped pylon with no precise definition for the pylon cross sections or the deck cross section (the competition specifications allowed for a concrete, steel or composite deck), or the cable stays or the span lengths distributions.

The purpose of this paper is to describe the cable stayed bridge and its construction since it presents several new developments which were difficult to introduce because of the rigidities of the codes which were applicable to this work.

## 2. GENERAL DESCRIPTION

The crossing over the river Suir, which is more than 200 meters wide and carries some ship traffic, was designed since the beginning as a single span over the river, as a condition which was set by the Administration to minimize the interference of the bridge with the hydraulics of the river and with ship traffic. Among the specific circum-

stances which condition the project one has to refer to a very disymmetric topography since one of the river banks is flat and the other one is steep with a level difference of 18 m. Another important circumstance is the fact that the bridge supports two carriageways with two lanes and one shoulder totalling a width of 22.80 m along most of its length; nevertheless this width is increased by 6 m (total width 28.80 m) by adding two entrance/exit lanes close to one of the bridge ends because a complex junction is located very close to the North end of the bridge. The complexity of this junction made it impossible to move it away from the bridge to avoid an interference with its design; this fact led to the design of a variable width deck which is very unusual among cable stayed bridges.

As a consequence of the topographic conditions, the resulting bridge has a single pylon, which is located on the flat river bank and three cable stayed spans have been designed on this side (Figure 1) while on the opposite bank the bridge has a single approach span. Total length of the bridge is 465 m and the main span is 230 m long. The span length distribution is: 42.0 + 66.5 + 91.5 + 230.0 + 35.0 m.

The width variation affects the cable stayed area of the bridge (Figure 2), and it led to analyse the aesthetic consequences of this unusual configuration on the basis of three-dimensional photorealistic images of the bridge. The role of such kind of images in the definition of many formal concepts of the bridge has to be emphasized; in many cases such images have been the sole basis for discussion with the Administration. As an example, the baseline solution proposed a concentration of backspan cables near the abutment (E1), because this is an efficient way of staying the pylon and the first proposal in the bidding process adopted this solution although slightly smoothed as it may be observed on Figure 3. In the finally built solution, the distribution on cable anchorages along the deck has been made uniform as shown on Figure 1. This is a first example of the aesthetic enhancements that may be obtained by purely structural modifications.

In the already mentioned problem of the widening of the deck, the computer images were essential to move that



Figura 3. Imagen fotorealista de la propuesta de concurso.

*Figure 3. Photorealistic image of the bidding proposal.*

cables cercanos al estribo trasero (E1), porque es una forma eficaz de sujetar la torre y así se planteó, aunque algo suavizada, la propuesta que se presentó en el concurso tal como se aprecia en la Figura 3. En la solución finalmente construida, la distribución de anclajes de cables en el tablero se ha hecho uniforme como se aprecia en la Figura 1. Éste es un primer ejemplo de las mejoras estéticas que se pueden conseguir a través de actuaciones sobre la estructura.

En el ya mencionado problema de la posición del ensanchamiento del tablero, también las infografías fueron esenciales para alejar dicho ensanchamiento lo más posible de la torre y así afectar de forma mínima a la zona atirantada. La Figura 4 muestra dos imágenes muy ilustrativas de los efectos que tendría sobre la estética de los planos de tirantes el hecho de atirantar un tablero de anchura generalmente constante salvo en un tramo relativamente corto. Otros aspectos menores, como la intersección del tablero con el estribo y con los taludes de tierras adyacentes o la posición excéntrica de los anclajes de los cables en el tablero o el sistema de iluminación, también fueron estudiados con técnicas de infografía, lo que

permite adelantar la percepción de problemas de tipo formal o geométrico y también explicar esos problemas al cliente.

### 3. CIMENTACIONES

Las cimentaciones han representado uno de los mayores caballos de batalla de este proyecto. El terreno consiste en una serie de depósitos aluviales blandos o muy blandos, de hasta 10 m de espesor, compuestos de fangos, limos, arcillas muy poco consistentes y turbas con intercalaciones de arenas y presencia de bolos. Por debajo se encuentran depósitos de origen glaciar de consistencia creciente con la profundidad y con presencia de bolos y bloques y estratos de areniscas, generalmente bastante fracturadas, y de filitas.

En un principio, durante la fase de concurso y sobre la base de los datos de sondeos disponibles, se pensó en soluciones a base de pilotes de hormigón in-situ o de pilotes metálicos hincados, solución ésta favorecida por la experiencia local. Sin embargo, una vez que se estudiaron los datos existentes con mayor detalle

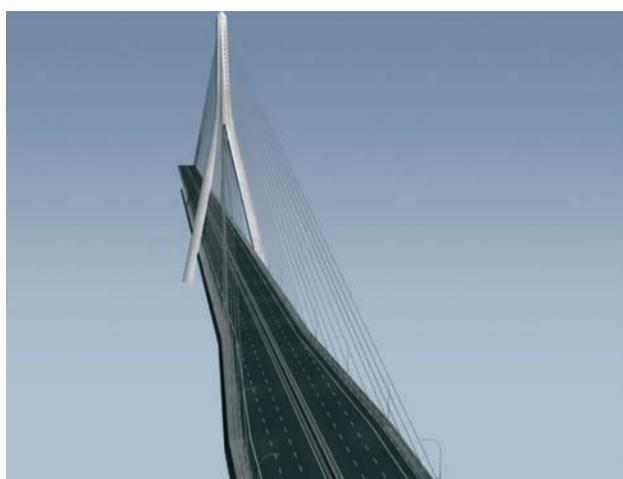


Figura 4. Imágenes de los tirantes en su versión primitiva.

*Figure 4. Images of the cable stays in their primitive version*



widening as far as possible with respect to the pylon to reduce its influence on the cable stayed area. Figure 4 shows what are the consequences on the aesthetics of the cable planes of staying a deck which width is constant except in a relatively short length. Other minor aspects such as the intersection of the deck with the abutments and with the adjacent earth slopes, or the position of the deck cable anchorages (eccentric with respect to the edge beams) or the lighting system were studied by means of computer images. This technique allows a first impression on shaping or geometric problems and represents a valuable tool to explain these problems to the Client.

### 3. FOUNDATIONS

The foundations have been one of the most important problems which were encountered during the design and construction of the bridge. The ground consists of soft or very soft alluvial layers up to about 10 m depth including mud, silt, clay and peat with some sand inserts and boulders. Below that depth glacial layers are found with a stiffness which is increasing with depth; these layers consist of highly weathered siltstone, highly fractured sandstone and mudstone with boulders.

At the beginning, during the bidding phase and on the basis of the available data, the proposed solutions were in-situ cast concrete piles or steel driven piles (this solution was favoured by local experience). But once a more detailed analysis was made and more borings data were available, the steel driven piles had to be rejected not only because of the presence of boulders and stone blocks (they could affect the driving process) but, mainly, because underlying rock layers had very irregular levels of alteration and stiffness; in these conditions tip transmission would be very unsafe. In-situ cast concrete piles were also rejected because of the uncertainty about the depth where stiff and thick rock layers could be found to support the tip of such piles.

Because of all these reasons, it seemed more adequate to use a shaft resisting pile. The solution which was proposed for all the foundations except for abutment 1 (flat river bank) and piers 1 and 2, consists in the use of large diameter micropiles, designed to transmit the reaction through the shaft to the rock layers. These micropiles may equally work under tension although this capability was not necessary except for some construction phases of the pylon. Some of the piles are inclined to absorb horizontal reactions.

The piles have a diameter of 400 mm and two interior concentric reinforcement tubes with 340 and 178 mm diameters. These tubes, coming from the oil industry, are made from a material with high strength (800 MPa) and ductility (ultimate deformation of up to 17% and resilience values larger than 170 J/cm<sup>2</sup>). All the interior and exterior spaces are filled with mortar. The piles are encased along their upper part by a steel tube to support the very soft upper layers during pile execution as well as

to protect the pile against corrosion in the area which may be affected by tidal movements (the bridge is located at a distance of 16 km from the mouth of the river Suir). The casing increases and maintains the diameter of the pile across the softer layers thus increasing its buckling strength.

Previous experience on piles of such diameter and with comparable working loads was scarce. In this field, as in many others, the codes go behind the construction experience. There is an European standard, EN14199 [1], which was already published as a British standard at the time of construction and which could be applicable to this bridge. Nevertheless, this standard limits its field of application to micropiles with diameters smaller than 300 mm although it is the result of the construction experience at year 2001. American information is more extensive and there even exist some Recommendations from the Federal Highways Administration [2]. Since one of the main points of discussion was the diameter of the piles, references on the load transmission through the shaft were searched and found in piles with larger diameters [3] where the keypoint in the mechanism of load transmission is the friction with the rock socket; a larger diameter may increase the value of the load being transmitted without changing the shear stress being transmitted to the rock. In this case, the use of larger diameters allows a significant increase of the working load of the micropiles although it is also very interesting to note that the corresponding increase in the buckling load is also necessary since the piles are very lightly constrained by the soft upper ground layers (the working load is proportional to the diameter while the buckling strength is proportional to the fourth power of the diameter).

The working load of the micropiles was estimated as 5 000 kN and their ultimate load was estimated to be larger than 12 500 kN. To validate the proposed micropile concept and as a specified requisite, three piles were tested in compression up to the assumed ultimate load. To reduce the testing load, the piles were built with a rock socket a little longer than half its designed length; consequently, the assumed ultimate load was reduced to a little more than half the assumed ultimate load of actual piles. This reduction in the testing load also reduces the reaction load (tension) to be applied on the adjacent piles, which are actual foundation piles. In the tip of the testing piles a cushion was installed to avoid any tip transmission of loads. The compression load was applied against a steel structure which was anchored against 4 final piles, which were loaded in tension with one fourth of the applied compression load; consequently these four piles were subjected to a load which was very similar to the usual working load of these piles. The maximum applied compression load was 8 300 kN (significantly larger than the design working load) and the behaviour of the pile was almost linear along the whole test. Strain gauges were installed at different depths along the tested piles; it could be shown that the behaviour of the piles was very similar to the assumed behaviour which consists in an almost null transmission along the upper soft layers and an almost linear load transmission along the rock socket.

y se realizaron nuevos sondeos, hubo que descartar los pilotes hincados no sólo por la presencia de bolos y bloques, que pudieran afectar a la hinca en función de su tamaño, sino, y muy fundamentalmente, por las condiciones del substrato rocoso, de alteración y rigidez variables, que desaconsejaban la transmisión por punta, a nivel de rechazo en la hinca. Tampoco resultaba aconsejable la solución de pilotes in-situ por la incierta profundidad a la que se encontraban las capas de roca más sana y de cierto espesor, sobre las que se podrían apoyar las puntas de estos pilotes.

Por ello parecía más adecuado recurrir a un tipo de pilote que resistiera principalmente por fuste. La solución propuesta para todas las cimentaciones, excepto para el estribo 1 (orilla plana) y pilas 1 y 2, consistió en la utilización de micropilotes de gran diámetro, pensados para trabajar por fuste a partir del techo de roca. Estos micropilotes podrían trabajar igualmente a tracción, aunque en este caso no era necesario salvo en alguna fase inicial de construcción de la torre. Algunos de los pilotes van inclinados para absorber las reacciones horizontales.

Los pilotes tienen un diámetro de 400 mm y dos armaduras interiores que son dos tubos concéntricos de 340 y de 178 mm de diámetro, respectivamente. Estos tubos, procedentes de la industria petrolera, eran de un material de gran resistencia (800 MPa) y ductilidad (alargamientos en rotura superiores al 17% y valores de la resiliencia superiores a 170 J/cm<sup>2</sup>). Todos los espacios interiores y exteriores a los tubos se inyectan con mortero. El pilote va encamisado en su parte superior, correspondiente a los estratos más blandos, tanto para contener al suelo durante la ejecución del pilote, como para actuar de barrera contra la corrosión en la zona más sensible, por estar sujeta a las carreras de marea, ya que el puente se encuentra a unos 16 km de la desembocadura del río Suir. Asimismo, el encamisado perdido incrementa y asegura el diámetro del pilote a través del suelo blando, proporcionándole una mayor resistencia al pandeo.

La experiencia previa en pilotes de este diámetro y con cargas de trabajo semejantes era muy escasa. Éste es un campo, como muchos otros, en el que la normativa ha ido por detrás de la experiencia de construcción. La normativa europea referente a micropilotes se concreta en la norma EN14199 [1], que estaba ya publicada como norma británica y por lo tanto sería de aplicación a este proyecto. Sin embargo, esta norma limita su propio campo de aplicación a micropilotes de diámetro inferior a 300 mm, aunque se elaboró sobre la base de la experiencia recogida hasta el año 2001. La documentación americana es algo más abundante, hasta el punto de existir unas recomendaciones de la Administración Federal de Carreteras [2]. Dado que uno de los puntos más conflictivos resultó ser el del diámetro, se buscaron y se encontraron referencias sobre el estudio de la transmisión de cargas por fuste en pilotes

de diámetros superiores [3], siendo el punto básico del mecanismo de transmisión de cargas el rozamiento con la roca en la que se empotra el micropilote; un mayor diámetro aumenta las cargas totales transmitidas sin variar la tensión tangencial transmitida a la roca. En este caso el recurso a mayores diámetros es debido, básicamente, a incrementar la carga de trabajo del micropilote, aunque también es interesante el aumento de su resistencia al pandeo, ya que el tramo superior de estos micropilotes está muy débilmente contenido (la carga de trabajo es proporcional al diámetro mientras que la resistencia al pandeo es proporcional a la cuarta potencia de este diámetro).

La carga de proyecto de los micropilotes se estimó en 5.000 kN y la de agotamiento en unos 12.500 kN. Como forma de validación del concepto de micropilote propuesto y por un requisito previo del pliego de condiciones, se llevaron a cabo tres ensayos in situ a compresión, hasta la supuesta carga de rotura, sobre tres pilotes de prueba, cuya longitud de empotramiento en roca era algo más de la mitad de la proyectada y que, por lo tanto, deberían tener una carga de agotamiento superior a la mitad de la proyectada. Esta limitación de la longitud de los micropilotes ensayados permite limitar el valor de la fuerza a aplicar, pero también reduce la influencia del ensayo sobre los pilotes circundantes, que son definitivos y se utilizan también en el ensayo. En la punta de estos micropilotes se instaló una almohadilla para anular la carga de transmisión por punta. La carga del ensayo de compresión se aplicó contra una estructura metálica que se equilibraba tirando de 4 pilotes definitivos, con una carga de tracción igual a la cuarta parte de la carga de ensayo, lo cual también representaba un ensayo fiable de los cuatro pilotes a una carga similar a la carga de trabajo de estos pilotes. La carga última del ensayo fue de 8.300 kN (netamente superior por lo tanto a la carga de proyecto) y el comportamiento del pilote fue prácticamente lineal durante todo el ensayo. En estos ensayos se dispusie-

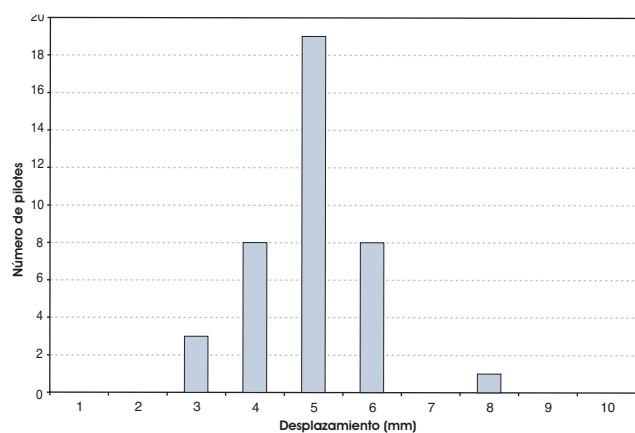
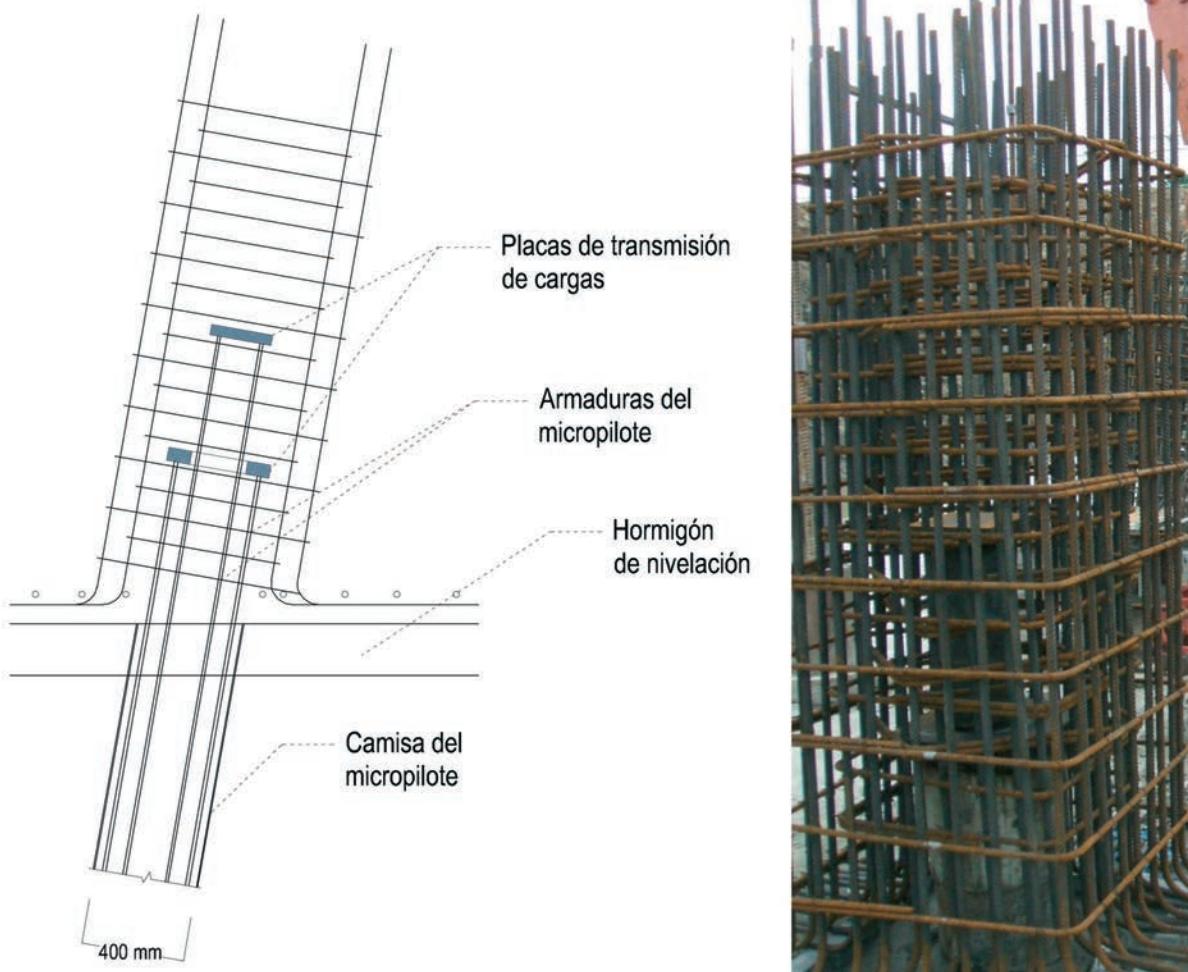


Figura 5. Distribución de desplazamientos en cabeza de pilotes para una carga de 2.000 kN

Figure 5. Distribution of pile head displacements for a load of 2 000 kN.



**Figura 6.** Armadura de refuerzo alrededor de las cabezas de los micropilotes  
**Figura 6.** Reinforcing cage around the micropile head.

During one of these tests, one of the tension piles failed; this event was finally fortunate since it lead to the detection of a problem in the procedure of mortar injection. Once revised, all the micropiles were tested up to an intermediate load of 2 000 kN, as a way to validate the grouting in each one of them. The measured displacements corresponded, to a great extent, to the computed values, which were obtained after supposing that no load was transferred to the soft layers and a gradual transmission was taking place at the rock socket. As an example, figure 5 shows the histogram of displacement values at the pile head when the above mentioned 2 000 kN load was applied for all the piles of one of the pilecaps of the pylon. In this case, the computed displacement would be 5.3 mm; then the only pile giving a much larger value was rejected and it was substituted by another pile.

The load transmission between the pile and the pile cap represents an interesting problem since the load is important, the pile diameter is small (the mean stress which is applied on concrete would be 40 MPa without taking into account that most of the load is being transmitted by both internal tubes); moreover, the pile cannot be cut and its head is about 1 m above the base of the pile cap. Load transmission is organized in two stages by making the internal tube about half a meter longer than the external tube; it is performed

through two concentric thick steel plates (40 and 50 mm thickness) which are welded respectively to the reinforcing tubes and a cage of reinforcing bars (Figure 6). This reinforcing cage consists of a confining reinforcement very similar to what is usually designed around prestressing anchorages (the problem is the same) and a set of bars which are parallel to the pile and bring the load to the base of the pile cap. Both finite element models and strut and tie models were used in the design of this reinforcement.

The specific circumstances of southern abutment (E1) led to the use of cast in place concrete piles with 1.50 m diameter and 45 m length: this abutment is integral with the deck and it has to resist very large horizontal reactions from the deck and from earth pressure (this abutment is 9 m high); besides, the construction sequence made it necessary to execute the foundation before proceeding to earth filling and, consequently, the piles would be subjected to large transverse forces and to negative friction.

In piers 1 and 2, where the depth of the underlying rock was even larger, bored and cast in place concrete piles were adopted with a diameter of 0.95 m. As for abutment E1, it was necessary to perform new boreholes to adequately define the rock socket, according to the most pessimistic data in each case.

ron extensómetros a varias alturas, que permitieron comprobar que el comportamiento real de los micropilotes se ajustaba a lo proyectado, consistente en una transmisión de carga prácticamente nula a los estratos superiores blandos y una transmisión aproximadamente lineal a la roca de empotramiento de los micropilotes.

En el primero de estos ensayos uno de los micropilotes de tracción falló; esta circunstancia fue a la postre afortunada, ya que permitió detectar un problema en el procedimiento de inyección de los micropilotes. Una vez corregido el procedimiento de inyección, se ensayaron a tracción todos los micropilotes hasta una carga intermedia de 2.000 kN, como forma de validar la inyección de mortero en cada uno de ellos. Los desplazamientos medidos se correspondieron, muy aproximadamente, con los calculados sobre la hipótesis de una transmisión de carga nula a los estratos blandos superiores y una transmisión gradual al sustrato rocoso. Así, por ejemplo, la Figura 5 muestra el histograma de valores del desplazamiento en cabeza de pilotes al aplicar la mencionada carga de 2.000 kN para todos los pilotes de uno de los dos encepados de la torre. En este caso el valor teórico sería 5,3 mm, por lo que el único pilote que dio un valor notablemente superior se descartó, teniendo que ser sustituido por otro.

La transmisión de la carga entre el encepado y el micropilote representa un problema interesante, ya que la carga es importante, el diámetro del pilote es pequeño (la tensión media aplicada sobre el hormigón sería de 40 MPa y ello sin tener en cuenta que la mayor parte de la carga se transmite por los dos tubos interiores) y el pilote no se puede descabezar y sobresale alrededor de 1 m por encima de la cota inferior del encepado. La transmisión se realiza en dos etapas, haciendo que el tubo interior sea medio metro más largo que el exterior y se lleva a cabo mediante dos placas de acero de gran espesor (40 y 50 mm), soldadas respectivamente a los dos tubos de refuerzo y una jaula de armadura perimetral (Figura 6). La jaula de armadura consta de una armadura de zunchado, semejante a la que se coloca alrededor de los anclajes de pretensado (el problema es similar) y de unas armaduras paralelas al micropilote que permiten arrastrar la carga hasta la base del encepado. En el proyecto de este sistema de armaduras se utilizaron tanto modelos de elementos finitos como modelos de bielas y tirantes.

En el caso del estribo Sur hay algunas circunstancias diferentes que aconsejaron recurrir a pilotes de hormigón verticales de 1,50 m de diámetro y de 45 m de longitud: el estribo es integral con el puente y debe absorber reacciones horizontales muy importantes, tanto las procedentes del puente como las resultantes del empuje de las tierras (el estribo tiene una altura de 9 m) y, por otra parte, la secuencia de construcción obligaba a ejecutar la cimentación antes

de proceder al relleno de tierras, por lo que los pilotes iban a verse sometidos a acciones importantes de flexión y rozamiento negativo.

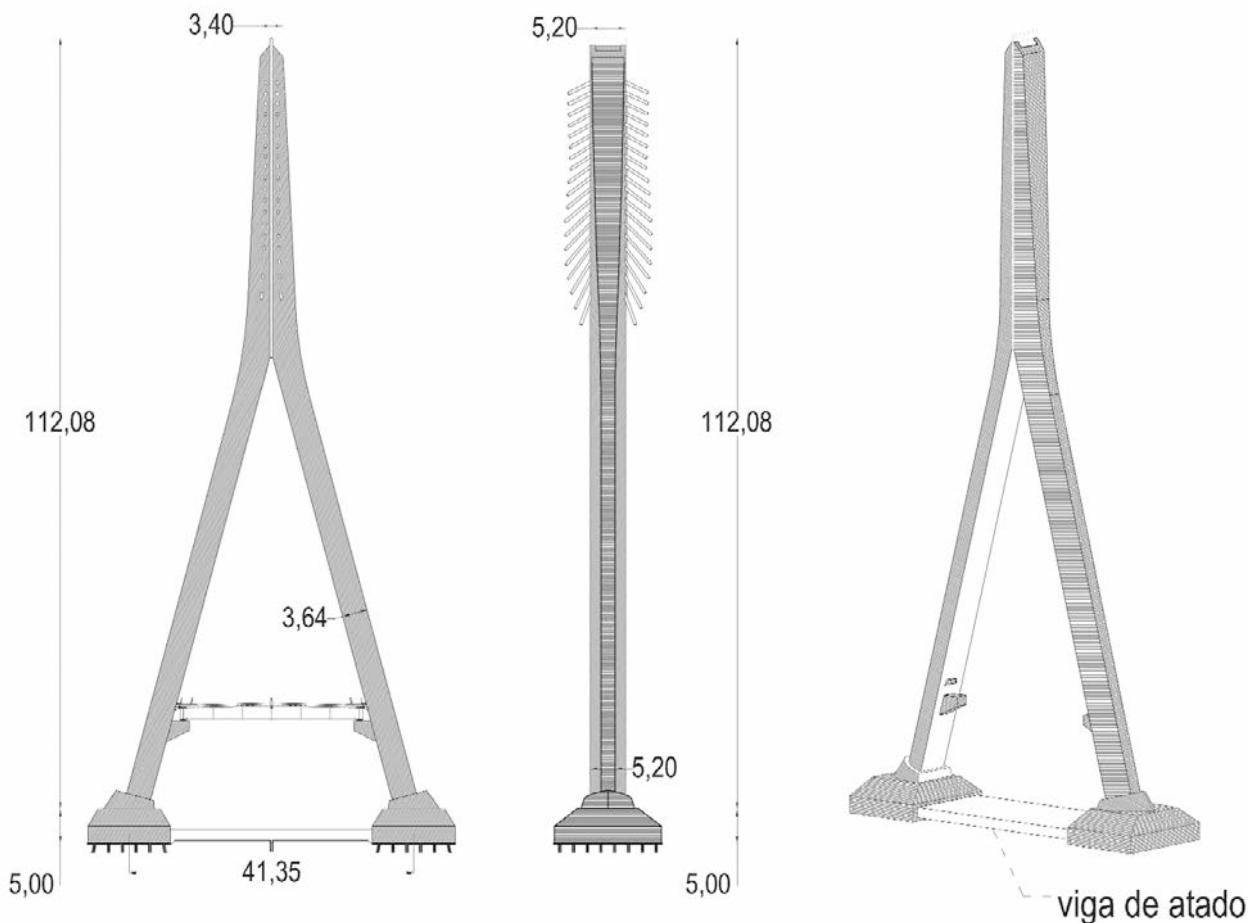
En las pilas 1 y 2, donde la profundidad del sustrato rocoso era asimismo más acusada, se adoptaron también pilotes perforados y hormigonados in-situ, con diámetro de 0,95 m. Hubo, al igual que en el estribo 1, que realizar en obra sondeos específicos de reconocimiento en cada emplazamiento (dos en estribo, dos en pila 1 y tres en pila 2), para dimensionar adecuadamente el empotramiento en roca, de acuerdo con los datos pésimos obtenidos en cada caso.

#### 4. TORRE Y PILAS

La torre es el elemento más destacado del puente, como ocurre en la mayor parte de los puentes atirantados. En su diseño hay varios aspectos que merecen ser resaltados. En primer lugar su esquema es el de una Y invertida (Figura 7), que tiene ventajas importantes, tanto en términos de rigidez como de economía, al agrupar todos los anclajes de los tirantes en el mástil vertical. Este esquema suele completarse con una ristra horizontal por debajo del tablero, que sirve tanto para soportar el tablero como para rigidizar las patas inclinadas como se ha hecho en puentes con torres similares tan significativos como el de Normandía o el de Sutong. En este caso, la luz moderada del puente y el hecho de que el tablero no se encuentre a gran altura, han hecho posible prescindir de este elemento, lo cual concede al conjunto una mayor transparencia. El tablero se apoya sobre la torre mediante dos ménsulas de hormigón que van pretensadas contra las patas mediante barras.

Sin embargo, sí que resulta necesario disponer una viga de atado entre las cimentaciones de las dos patas, para eliminar las reacciones horizontales de carga permanente sobre ambas cimentaciones. Esta viga de atado, que soporta fundamentalmente tracciones, va pretensada longitudinalmente (Figura 8) y se apoya en su centro sobre dos micropilotes, ya que su esbeltez no le permitiría resistir los esfuerzos de peso propio que se generaría en caso de producirse algún asiento por deformación de los estratos superiores del terreno, cosa bastante probable. El pretensado se proyectó de forma que la sección completa de la viga de atado se mantenga siempre en compresión.

Dada la prevención existente en el mundo anglosajón contra el pretensado interior, se dispuso un pretensado no adherente con vainas de polietileno e inyección de cera. Los cables de pretensado se aislaron eléctricamente de las placas de anclaje y se dejó prevista la posibilidad de sustitución de cualquier cordón durante una inspección posterior, en caso de que se llegara a detectar algún movimiento en los encepados de la torre. Además se dejaron instaladas cuatro vainas adicionales (vacías y selladas), para tener la posibili-



**Figura 7.** Alzados de la torre  
**Figure 7.** Elevations of the pylon

#### 4. PYLON AND PIERS

The pylon is the most outstanding element of the bridge, as it happens on most cable stayed bridges. Several aspects of its design have to be emphasized. Firstly, its general shape is similar to an inverted Y (Figure 7), which has some important advantages in terms of stiffness as well as for economy, since all the cable anchorages are grouped in the vertical mast. This scheme is usually completed with a horizontal cross beam under the deck; this beam is useful to support the deck as well as to increase the stiffness of the inclined legs as it has been done for other significant bridges with similar pylons such as the Normandy or the Sutong bridges. In this case, because of the moderate span length of the bridge and the reduced height of the deck, it has been possible to avoid this cross beam to get a more transparent pylon. The deck is supported on two concrete corbels which are prestressed by means of bars against the inclined pylon legs.

Nevertheless it is still necessary to connect both legs foundations by means of a tie beam to reduce the horizontal reactions on these foundations. This tie beam, which is basically supporting tension forces, is longitudinally prestressed (Figure 8) and it is being supported at midspan on two micropiles since it is so slender that it could not resist the dead weight bending moments which

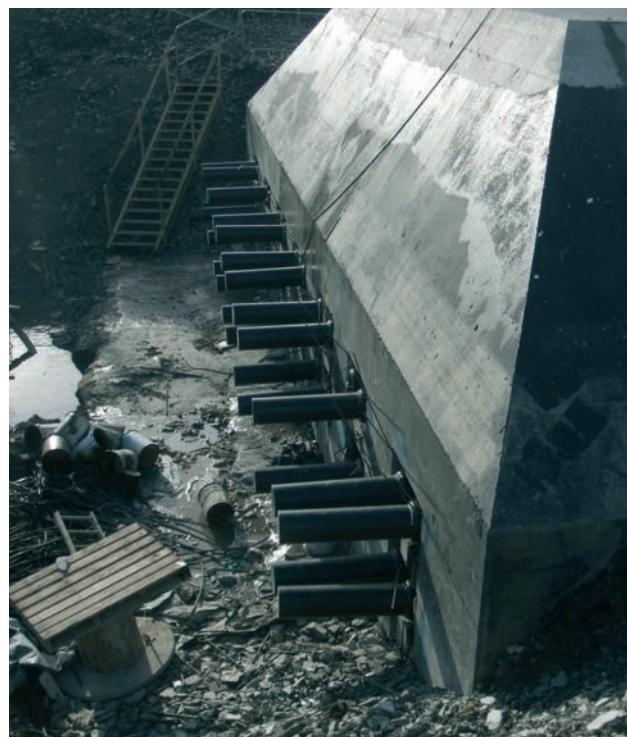
would be generated if the underlying soft ground would settle in the future, as it may likely happen. Prestressing was designed so as to keep the whole cross section of the tie beam fully compressed in any case.

Because of the caution existing in British engineering community against interior prestressing, prestressing was designed as non adherent with wax filled polyethylene sheaths. The cables were electrically isolated from the anchorage plates and the possibility was left for the substitution of any strand in the future if, during an inspection, some movement of the foundations is detected. In addition, four more sheaths were installed (empty and sealed) to let the possibility of adding four more prestressing cables to the tie beam. The inspection of the tie beam is performed by means of 16 vibrating wire extensometers whose data are recorded in a continuous manner. If the foreseen values were surpassed at any time, an alarm would be generated to inform the bridge operator who would ask for correcting steps.

The design of the pylon legs cross section combines its efficiency against wind forces (force reduction and large bending stiffness) with aesthetical aspects, since it has been made as slender as possible. The connection between the legs and the vertical mast is performed by means of a circular transition which has been designed as short as

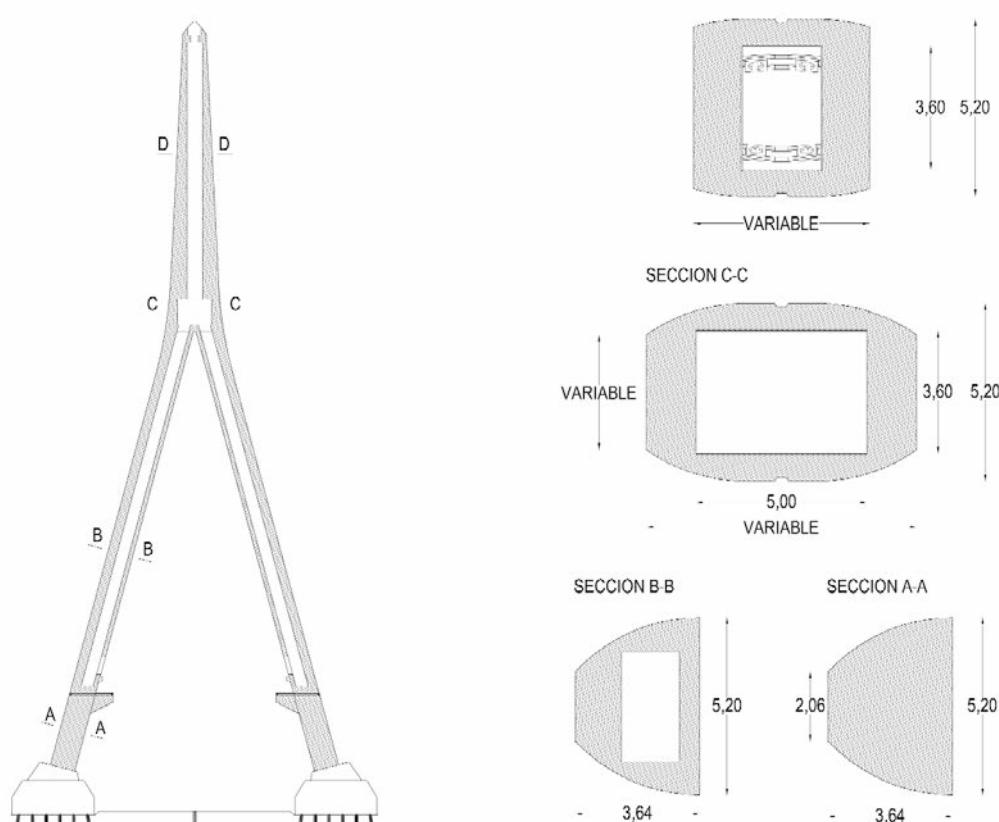
dad de añadir cuatro cables más al pretensado de la viga de atado. La auscultación del comportamiento de la viga de atado se lleva a cabo mediante 16 extensómetros de cuerda vibrante, cuyos datos se recogen de forma continua. Si se sobrepasaran los valores de deformación previstos, se generaría una señal de aviso al gestor del puente, para que se emprendieran las medidas oportunas.

La sección transversal de las patas de la torre se ha proyectado de forma que se combine su eficacia contra las acciones del viento (reducción de las acciones y rigidez a flexión), con los aspectos estéticos, tratando de hacerla lo más esbelta posible. Consiste en la intersección de dos cilindros circulares y dos planos. La unión de las patas y su prolongación en el mástil se lleva a cabo mediante una transición circular que se ha hecho tan corta como ha sido posible, para facilitar la construcción sin perjudicar a la estética (en las trepas correspondientes a esta transición, resultaba necesario bajar los encofrados para ajustarlos, cosa que no era necesaria en el mástil). El mástil es de sección variable, ya que se va reduciendo su anchura en el sentido transversal al eje del puente conforme aumenta la altura. Las dimensiones más características son la altura total, 112 m sobre el encepado, y la anchura de las patas en la dirección del puente, 5,2 m (Figura 9). Por el hueco de una de las patas y del mástil se llevan sendos ascensores para facilitar las labores de inspección y mantenimiento. El tramo de patas situado por debajo del tablero se



**Figura 8.** Anclajes del pretensado de la viga de atado  
*Figure 8. Anchorage for the tie beam prestressing*

proyectó inicialmente hueco, pero acabó macizándose por varias razones: mayor rigidez y resistencia frente al posible choque de barcos, mayor robustez en la sección de apoyo del tablero y menores problemas de inspección y mantenimiento.



**Figura 9.** Secciones de la torre.  
*Figure 9. Cross sections of the pylon*

possible to make construction easier without damaging aesthetics (in the trips corresponding to this transition it was necessary to ground the forms for adjustments and this operation was not necessary anymore for the mast, which shows a linear transition). The mast has a variable cross section, since its transverse width is reduced as height increases. The most characteristic dimensions are the total height, 112 m above the pile cap, and the width in the longitudinal direction, 5.2 m (Figure 9). Two lifts have been installed, one in one leg and the other in the mast, to make the inspection and maintenance tasks easier. The segment of the legs under the deck was initially designed as a voided section but it was finally designed as solid to increase the strength and stiffness of the legs against a possible ship impact, to increase the robustness of the section which supports the deck and to reduce the inspection and maintenance problems in this area.

The connection of the cable anchorages to the pylon mast is made through a steel closed box with transverse beams, which are the elements that transmit the cable forces to the walls of the box which are parallel to bridge axis (Figure 10). The steel box is connected to the concrete mast by means of shear studs. This closed box is built in separate segments and it is also working as the inside form of the mast. Using this system, which is already quite usual for cable stayed bridges, avoids the need for transverse prestressing to transmit the cable forces from the main span to the back spans and viceversa. In addition, the prefabricated boxes make the installation of cable anchorages and tubes much easier since most of these tasks may be performed in the workshop. Before transporting the segments to the site, a trial assembly is performed at the workshop to check the dimensions and the position and alignment of the anchorages. These segments are equipped with centering and fastening devices to make their installation on site easier.

The steel boxes incorporate the tubes for the cables; these tubes have actually not a structural function, they are only a form for concrete. At their end, they are welded to an elliptical plate in such a way that the whole assembly stays in the inside of the pylon form. In this way, it is not necessary to make any holes in the form and the casting operations become simpler. Once the pylon has been finished, the tubes are extended by other tubes which are connected to the pylon through another elliptical plate which is bolted to its pylon twin plate (Figure 12). The length of the external tubes is the necessary to contain the cable centering device. The external tubes are equipped with radial stiffeners to reduce fatigue problems caused by wind forces on the cables. The concrete corbels to support the deck were also cast after the corresponding leg segment to avoid any complex modification on the pylon forms; for so doing, the necessary starter bars were left in the pylon and the connection was performed by means of bar connectors.

The pylon was erected by means of a climbing formwork with 4 m high trips. Besides the external surface is curved, as the curved profile stays constant, it was only necessary



Figura 10. Cajón de anclaje de tirantes en torre  
Figure 10. Anchorage box for the pylon



Figura 11. Montaje en blanco de cajones en taller  
Figure 11. Trial assembly of the boxes at workshop

to dismantle the formwork in the transition zone between the legs and the mast. Because of the legs inclination, it was necessary to install two temporary horizontal struts to limit bending in the legs (Figure 13). One of the struts was located at mid height and the other at the intersection between both legs. Both struts were equipped with jacks to

La inserción de los anclajes en el mástil de la torre se lleva a cabo mediante una estructura metálica que es un cajón rectangular con vigas transversales interiores, que son los elementos que transmiten la carga de los tirantes a las chapas paralelas al eje del puente (Figura 10). El cajón metálico se conecta al hormigón del mástil mediante pernos conectadores. Esta estructura se construye por tramos y sirve además como encofrado interior del hueco del mástil. La utilización de este sistema, que ya es bastante habitual en puentes atirantados, evita recurrir al pretensado para transmitir las cargas de los tirantes del vano delantero a los de los vanos traseros y, sobre todo, facilita enormemente las labores de posicionamiento de anclajes y tubos de los tirantes, al poder realizarse la mayor parte de estas operaciones en taller. Antes de proceder al traslado de los segmentos a la obra, se procede a un montaje en blanco en el taller (Figura 11), en donde se comprueban todas las dimensiones del cajón y la correcta posición y alineación de los anclajes de tirantes. Estos segmentos llevan dispositivos de centrado y sujeción que facilitan su colocación en obra.

Los cajones llevan incorporado el tubo por el que se introduce el tirante, que no tiene misión estructural, sino sólo de encofrado. Estos tubos se rematan mediante una chapa elíptica, de tal forma que el conjunto quede en el interior del encofrado de la torre. De esta manera no es necesario perforar el encofrado y las operaciones de hormigonado de la torre se facilitan notablemente. Una vez construida la torre, los tubos se prolongan mediante otros tubos también rematados con una chapa elíptica gemela de la anterior, que se atornilla a ésta (Figura 12). La longitud de los tubos exteriores es la necesaria para contener el centrador del tirante. Estos tubos llevan unos rigidizadores radiales para reducir los problemas de fatiga producidos por las acciones de viento sobre los tirantes. Con el mismo fin de no alterar los encofrados, las ménsulas de apoyo del tablero se



**Figura 12.** Tubos de tirantes en el exterior de la torre  
**Figure 12.** Cable tubes outside the pylon

ejecutaron después que el tramo de pata correspondiente, dejando las esperas adecuadas.

La construcción de la torre se realizó mediante encofrado trepador en trepas de 4 m. Aunque la superficie exterior es curva, dado que el perfil curvo de la sección transversal se mantiene constante, sólo resultó necesario desmontar los encofrados en la zona de transición de patas a mástil, de directriz también curva, como se ha indicado anteriormente. La inclinación de las patas obligó a apuntalar una contra la otra mediante dos puntales horizontales, para limitar las flexiones en dichas patas (Figura 13). Uno de los puntales se situó a media altura y el otro en la intersección entre las patas.



**Figura 13.** Distintas fases de construcción de la torre  
**Figure 13.** Different stages in the construction of the pylon

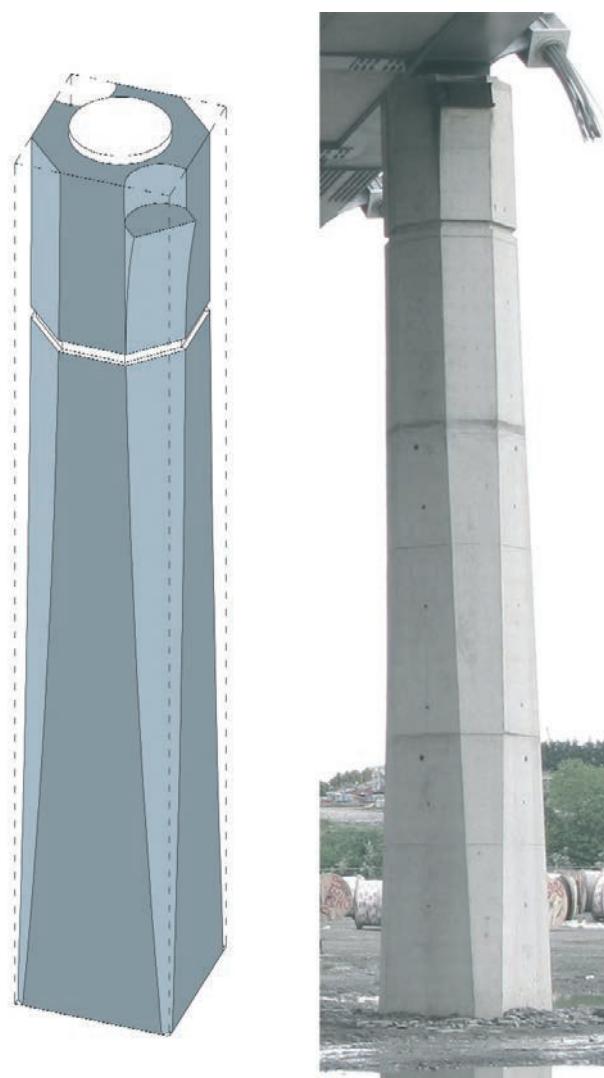
allow the fine adjustment of the deformed shape of the pylon and bending moments laws to the optimal distributions which were defined in the design. Once both legs were finally connected, casting of the mast was straightforward and it was not necessary to use any other auxiliary staying system. A tower crane was installed and it was stayed against the pylon.

The piers (three pairs named P1, P2 and P3, as in Figure 1, and located under the edge girders) have been designed with an octagonal cross section of variable dimensions (Figure 14) to get maximum slenderness since the horizontal reactions are very small and to enhance the aesthetic role of the pylon above all the other supporting elements of the bridge. This has led to a very careful design of the pier head reinforcement; a steel plate connected to concrete through stud connectors has been installed under the bearing to absorb the transverse tension forces generated by the applied vertical reaction and to support the jacks to be used whenever the bearing will have to be substituted (Figure 15). Piers P3 were the most critical since they have to transmit vertical reactions of up to 20 400 kN for SLS and the resulting concrete stress under the bearing may be very large. The bearings are elastomeric for piers P1 and P2 they are unguided pots for piers P3.

## 5. DECK

Although the bidding specifications allowed any type of deck, the consideration of the span length, the costs, the construction circumstances and the maintenance requirements naturally led to a steel-concrete composite solution. This alternative is a good compromise which makes the deck lighter and, consequently, reduces the cost of the cable stays and, finally, simplifies construction by allowing a higher degree of prefabrication. Since the deck is stayed along its edges, the deck structure is a steel grillage with two edge girders separated 25.60 m along most of the bridge and 31.60 m in the wider part, and cross beams at 5 m distance in the main span and at 4.75 m in the back spans. This difference is due to the fact that the main span (230 m) is longer than the sum of all the back spans (200 m). Because of this difference in the cross beams separation, the two sets of cables (main and back spans) have an appearance of symmetry and the bridge is more balanced from an aesthetical point of view. The depth of the edge girders is 1.60 m and the depth of the cross beams is variable (1.90 m maximum depth) because of the cross fall (Figure 16).

The steel structure was entirely fabricated in the workshop, in segments of no more than 20 m length for the edge girders. Cross beams were fabricated complete. All the steel structures which have been fabricated in the workshop are welded while almost all the connections which are executed on site are bolted, with HSFG bolts (Figure 17). Only some of the connections above piers P3 (at the end of main span) were welded on site because the corresponding bolted connections would be too large and they would interfere with other elements of the bridge. On site weld-

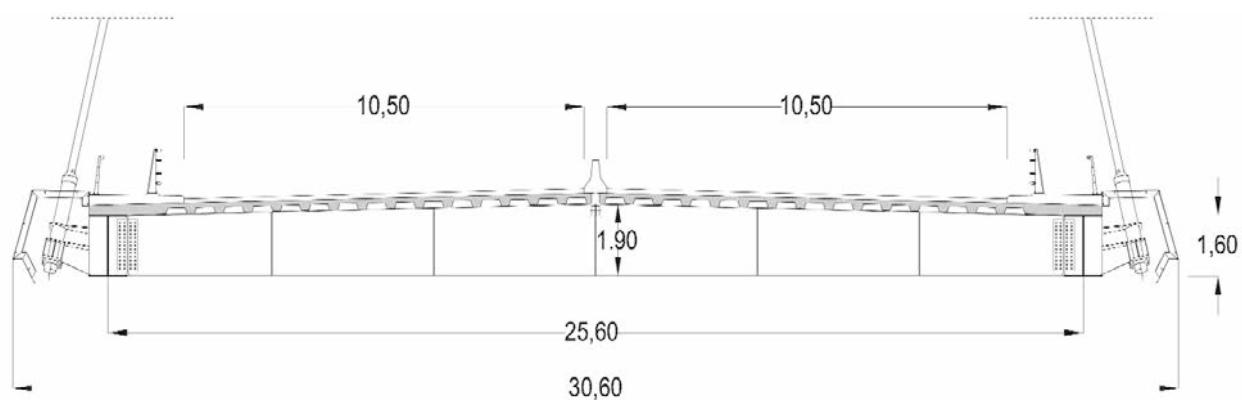


**Figura 14.** Perspectiva y foto de una pila  
**Figure 14.** Perspective view and photo of one pier



**Figura 15.** Armado de la cabeza de una pila  
**Figure 15.** Reinforcement of one pier

ing created many difficulties because of the very strict conditions which have to be met; welding took place over the embankment close to abutment E2 (Figure 18) and



**Figura 16.** Sección transversal del tablero  
**Figure 16.** Deck cross section

Ambos puntales iban equipados con gatos que permitían ajustar la deformada y la ley de esfuerzos a los óptimos definidos en proyecto. Una vez que se produjo la unión de las patas, la construcción del mástil vertical se realizó sin recurrir a ningún sistema de sujeción adicional. Se dispuso una grúa torre que se arrostró contra la propia torre del puente.

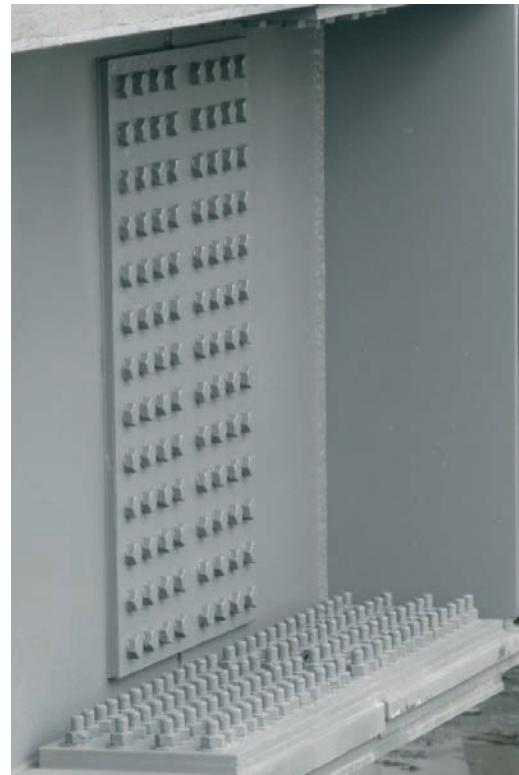
Las pilas (tres parejas denominadas P1 a P3 en la Figura 1 y situadas bajo las vigas de borde) se han proyectado con una sección octogonal variable (Figura 14) y de forma que tengan la máxima esbeltez, dado que las reacciones horizontales son muy reducidas y que se pretende realzar, desde el punto de vista formal, el papel de la torre por encima de los demás elementos de sustentación del puente. Ello ha exigido un diseño muy cuidado del armado de la cabeza de estas pilas hasta el punto de resultar necesario recurrir a una chapa de acero, conectada al hormigón, para absorber las tracciones transversales generadas bajo el apoyo y las acciones directas de los gatos, necesarios en caso de una eventual sustitución de apoyos (Figura 15). Las pilas P3 eran las más críticas, ya que deben transmitir reacciones de hasta 20.400 kN en ELS, por lo que la tensión bajo los aparatos de apoyo llega a ser muy importante. Los aparatos de apoyo sobre pilas son elastoméricos para las pilas P1 y P2 y de tipo pot no guiados para las pilas P3.

## 5. TABLERO

Aunque las bases del concurso permitían cualquier tipo de tablero, la consideración de la luz del puente, los costes y circunstancias de la construcción y las exigencias de mantenimiento, llevaron de forma natural hacia la solución mixta acero-hormigón. Esta solución supone un buen compromiso que aligera el tablero y, consecuentemente, disminuye el coste de los tirantes y que, además, simplifica la construcción al admitir un grado de prefabricación mayor. Dado que el puente está atrapado en los bordes del tablero, la estructura de éste consiste en un emparrillado formado por dos vigas de borde, con una separación entre ejes de 25,60 m en la mayor parte del puente, y 31,60 m en la zona más ancha, y vigas transversales situadas a 5 m de distancia en el vano principal y a 4,75 m en los

vanos traseros. La razón de esta diferencia estriba, únicamente, en la diferencia de longitudes totales entre el vano principal (230 m) y la suma de vanos traseros (200 m). Gracias a esta diferencia de separaciones, los dos haces de cables, el trasero y el delantero, tienen una apariencia de simetría que le confiere un mayor equilibrio formal al puente. El canto de las vigas longitudinales de borde es de 1,60 m y el de las vigas transversales es variable con un valor máximo de 1,90 m, a causa del bombeo (Figura 16).

Esta estructura metálica se construyó íntegramente en taller, en tramos no mayores de 20 m para las vigas longitudinales. Las vigas transversales se construyeron completas. Todas las estructuras montadas en taller van soldadas, mientras que casi todas las uniones realizadas en obra son atornilladas, mediante tornillos de alta resistencia (Figura 17). Sólo algu-



**Figura 17.** Unión atornillada en viga de borde longitudinal  
**Figure 17.** Bolted connection in an edge girder



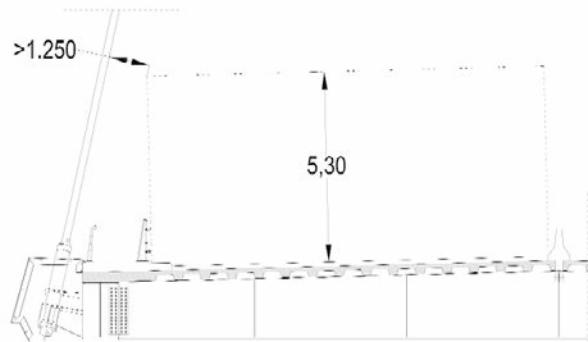
**Figura 18.** Soldadura en obra de tramos de vigas longitudinales  
**Figure 18.** On site edge girder segments welding

afterwards the welded segment had to me moved to its final position as it will be explained later.

Steel grade was S355 over most of the deck. In the areas with the highest stress concentrations (close to the pylon and over the piers where the largest hogging bending moments may be found) steel S460 was used instead. Plate thicknesses are large and plates had to doubled to avoid increasing too much the thickness of the plates. The maximum plate thickness installed was 140 mm, obtained by superposing an 80 mm plate and a 60 mm plate.

The most complicated problem to be solved on the deck has been the connection to the cable anchorages. For a steel or composite deck with edge girders, the simplest solution would consist in locating the anchorages above the deck and connecting them to an extension of the web of each girder. But in this case, two preliminary conditions, which were set by the Administration, made this alternative impossible: the anchorages had to be hidden for aesthetical reasons and the minimum clearance between the cables and the traffic envelope had to be 1.25 m (Figure 19). This traffic envelope is defined from the position of the traffic barriers. Although the need to hide the anchorages may be questionable since it is a matter of aesthetics, the clearance condition is very reasonable to keep the cables far enough from traffic thus avoiding the impact of a vehicle against the cables.

To anchor the cables on an extension of the edge girder web it would have been necessary to increase the width of the bridge along its whole length. Then it was decided to anchor the cables on steel structures cantilevering from the edge girders and to hide these structures and the anchorages with the fascia beam. Each of these structures supporting a cable anchorage consist of an anchorage plate which transmits the cable force to a structural tube and then to a plate which is welded to one of the generatrices



**Figura 19.** Condición de separación de tirantes respecto al tráfico  
**Figure 19.** Clearance condition for the cables with respect to traffic

of the tube and to the edge girder web and flanges (Figure 20). This plate is stiffened by two transverse plates which are also welded to the tube to transmit transverse loads (essentially coming from wind) to the deck. The fabrication of these anchoring structures required a very precise surveying work (they define the exit angle of the cables from the deck) and an exhaustive control of welds; finite element models like the one which is shown on Figure 21 had to be used for the design. This figure shows the path of force transmission from the anchorage plate through the tube and the longitudinal plate up to the edge girder as the areas with lighter colours.

Above piers P3 a great concentration of forces and moments is generated (hogging bending moments) and in this area the deck has an extended width; both reasons have made it necessary to double the number of longitudinal girders to keep the plate thicknesses at reasonable values (Figure 22). This solution has also permitted a reduction of the distance between both piers P3, which are located between both longitudinal girders, thus reducing transverse bending in the deck; this reduction is interest-

nas uniones de vigas longitudinales sobre la pila 3 (la que cierra el vano principal) se soldaron en obra, debido a que el tamaño de las uniones atornilladas las haría prácticamente irrealizables por su interferencia con otros elementos del puente. Esto supuso una importante complicación, ya que las exigentes condiciones de soldadura en obra obligaron a montar un taller provisional en el terraplén cercano al estribo 2 (Figura 18) y posteriormente hubo que trasladar el tramo soldado a su posición definitiva, como se explicará más adelante.

El acero utilizado es S355 en la mayor parte del tablero. En los puntos de mayor concentración de esfuerzos (a la altura del pilono y sobre las pilas, donde se producen fuertes picos de momentos flectores negativos) se utilizó acero S460 para las vigas longitudinales. Los espesores de chapa que se manejan son importantes, hasta el punto de tener que utilizar doble chapa para las alas de las vigas longitudinales en algunos puntos. El espesor máximo alcanzado es de 140 mm, conseguido con una chapa de 80 y otra de 60 mm.

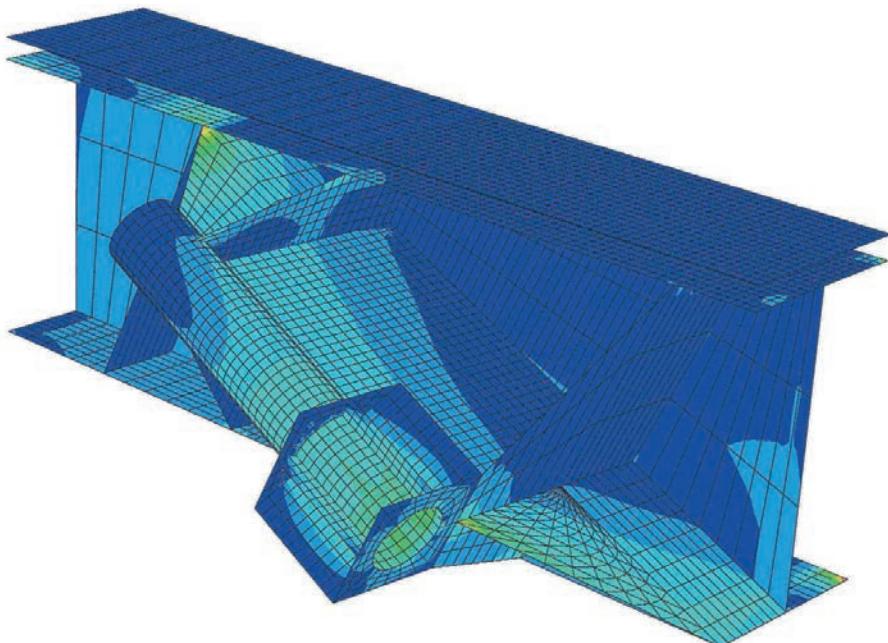
El punto más complejo de la estructura metálica del tablero ha resultado ser la materialización del anclaje de los cables. En efecto, en una solución de tablero con vigas de borde longitudinales y anclajes en estos bordes, la solución más sencilla suele consistir en sacar los anclajes por encima del tablero y conectarlos a una prolongación del alma de las vigas longitudinales. Pero en este caso había dos condiciones previas, impuestas por la Administración, que hacían inviable esta solución: los anclajes debían quedar ocultos por razones estéticas y los cables debían mantenerse a una distancia mínima de 1,25 m respecto al prisma definido por el gálibo horizontal y vertical de las dos calzadas (Figura 19). Hay que destacar que este prisma no se define a partir del borde de la calzada, sino a partir de las defensas. Aunque la exigencia de tapar los anclajes es opinable, la de alejar los tirantes es muy razonable, para mantener los cables suficientemente lejos del tráfico y evitar así el impacto de un vehículo contra dichos cables.

Para anclar los cables contra una prolongación de las almas de las vigas longitudinales hubiera sido necesario aumentar inútilmente la anchura del puente en toda su longitud. Por ello se optó por la solución de anclar los cables contra unas estructuras metálicas que vuelan por fuera de las vigas longitudinales de borde y tapar dichos anclajes con la imposta. La

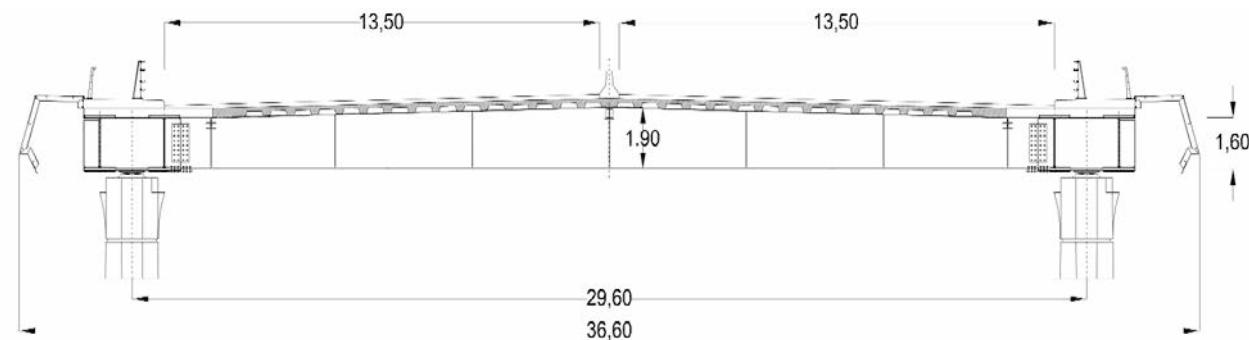


**Figura 20.** Anclaje de un tirante en el tablero  
**Figure 20.** Deck anchorage of a cable

estructura de soporte del anclaje consiste en un tubo estructural que recibe la carga de la placa de anclaje y la transmite al tablero mediante una chapa soldada a una de las generatrices del tubo y al alma y alas de la viga longitudinal de borde (Figura 20). Esta chapa se rigidiza con dos placas transversales que se sujetan también al tubo para transmitir al tablero las cargas transversales (fundamentalmente de viento) impuestas por el cable. La fabricación de estos anclajes exigió un trabajo muy fino de replanteo (esta estructura define el ángulo de salida del tirante) y control de soldaduras y en el proyecto hubo que recurrir a modelos de elementos finitos como el que se muestra en la Figura 21. En esta figura se puede



**Figura 21.** Distribución de tensiones de von Mises en anclaje de tirante al tablero  
**Figure 21.** von Mises stress distribution in a deck anchorage



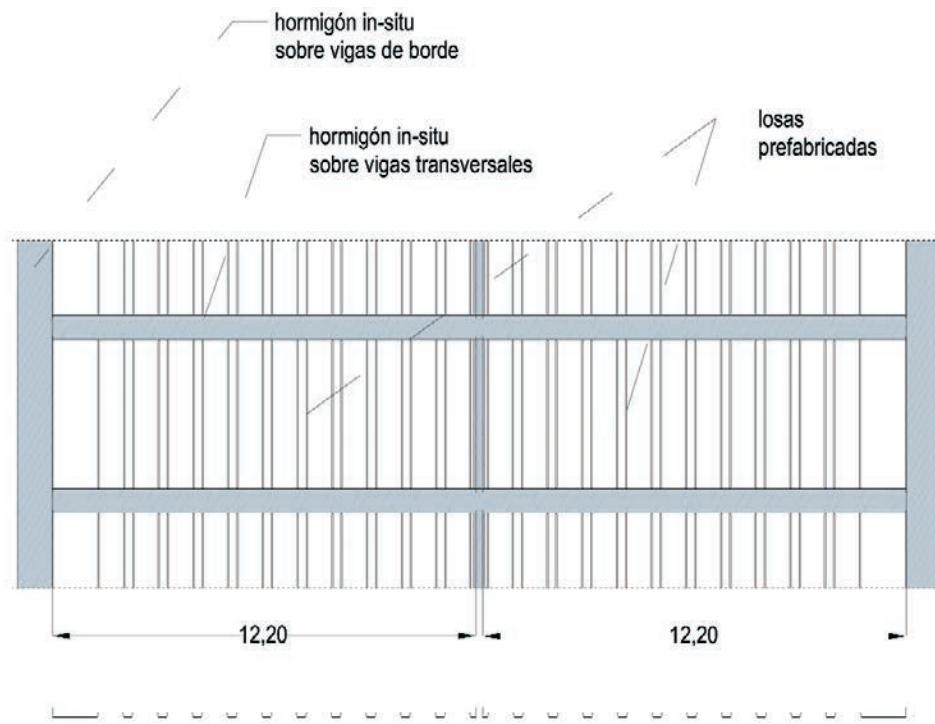
**Figura 22.** Sección transversal del tablero sobre las pilas P3  
**Figure 22.** Deck cross section over piers P3.

ing since the depth to width ratio of the deck in transverse direction is 1/15.

The concrete deck is conditioned by several factors. The most obvious one is its weight, which has an immediate consequence on the stays. Another one is the value of local loads. These loads are especially large in British Standards: for a distance between the cross beams of 5 m, the loads to be considered would be a uniform pressure of 32.7 kN/m<sup>2</sup> and a knife edge load of 34.3 kN/m or, alternatively, a truck with 4 axles of 450 kN per axle (the load of each axle is distributed among 4 wheels located at 1 m distance from each other and the distance between the first two axles is 1.80 m). Then, in a rectangle 3.50 m wide (one lane) and 5 m long (distance between cross beams), the Spanish standard (IAP 97) would apply 670 kN by combining the distributed load and the heavy vehicle and the British Standard would apply 692 kN by combining the distributed load and the knife edge load or 900 kN for the heavy vehicle. In the case of the Eurocode and the new Spanish Standard (IAP 11), the load to be applied in a rectangle 3 m wide (a notional lane) and 5 m long would

be 735 kN. In addition British Standards require that under such loads crack widths have to be limited to 0.25 mm in the top surface of the deck and to 0.15 mm in the bottom surface; then the cracking limits are applied to the characteristic value of the load instead of the frequent or the quasi-permanent values as it happens for the european practice. Finally construction aspects have to be considered in relation to the costs and to the construction periods since a precast deck and a cast in place deck have very different consequences in terms of the organization of the tasks on site, the quantities, the costs and the execution times.

The consideration of all these factors led to choosing a solution based on a precast ribbed reinforced concrete slab with a total depth of 0.28 m and a mean equivalent thickness of 0.20 m. The width of the bridge is covered with two 12.20 m wide slabs while the area above the edge girders is solid and it is cast in place (Figure 23). Precast slabs are supported on cross beams, one of the edge girders and a longitudinal beam which is located along the bridge axis and whose sole function consists in supporting the weight of the slabs before casting the joints.



**Figura 23.** Losas prefabricadas (planta y sección)  
**Figure 23.** Precast slabs (plan view and cross section)

apreciar el camino de transmisión de fuerzas desde la placa de anclaje, a través del tubo estructural y la chapa longitudinal, hasta la viga de borde, tal como se refleja en las zonas de colores claros.

La gran concentración de esfuerzos que se produce sobre la pila P3 (momentos flectores negativos), junto con el aumento de anchura del tablero, han hecho que a esa altura se desdoblén las vigas de borde longitudinales, como forma de mantener los espesores de chapa en valores razonables (Figura 22). Este dispositivo también permite reducir la distancia entre las dos pilas P3, que se colocan entre las dos vigas de borde longitudinales, reduciendo por lo tanto la flexión transversal del tablero, lo cual es interesante teniendo en cuenta que la esbeltez del tablero en dirección transversal alcanza un valor de 1/15.

El tablero de hormigón está condicionado por varios factores. El más obvio es el peso, que tiene una repercusión inmediata en la sección de los tirantes. Por otra parte, las cargas que definen los esfuerzos locales son especialmente importantes en la normativa británica: para una distancia entre vigas transversales de 5 m, habría que considerar una sobrecarga uniforme de 32,7 kN/m<sup>2</sup> combinada con una sobrecarga concentrada de tipo cuchillo de 34,3 kN/m o, de forma alternativa, un camión de 4 ejes de 450 kN por eje (la carga de cada eje se reparte entre 4 ruedas separadas 1 m entre sí y la distancia entre los dos primeros ejes es de 1,80 m). Por lo tanto, en un espacio de 3,50 m de anchura (un carril) por 5,00 m de longitud (distancia entre vigas transversales), la norma española (IAP97) colocaría, combinando sobrecarga uniforme y vehículo pesado, un total de 670 kN y la norma británica colocaría 692 kN en la hipótesis de sobrecarga uniforme más sobrecarga tipo cuchillo o 900 kN en la hipótesis del vehículo pesado. En el caso del Eurocódigo y de la nueva norma española (IAP11) la carga aplicada en un área de 3,00 m de anchura (anchura de un carril virtual) por 5,00 m, correspondiente a un vehículo pesado y a la sobrecarga uniforme, sería de 735 kN. Además la norma británica exige que con estas cargas la anchura de fisura no supere 0,25 mm en la cara superior y 0,15 mm en la cara inferior del tablero de hormigón, es decir, que aplica los límites de anchura de fisura a la carga característica y no a la frecuente o a la casi permanente, como ocurre en la normativa europea. Finalmente hay que considerar los aspectos constructivos en relación con los costes y, sobre todo, con los plazos de construcción, ya que una solución de tablero prefabricado o una de tablero in-situ, tienen consecuencias muy diferentes en cuanto a la organización de la obra, mediciones, costes y plazos de ejecución.

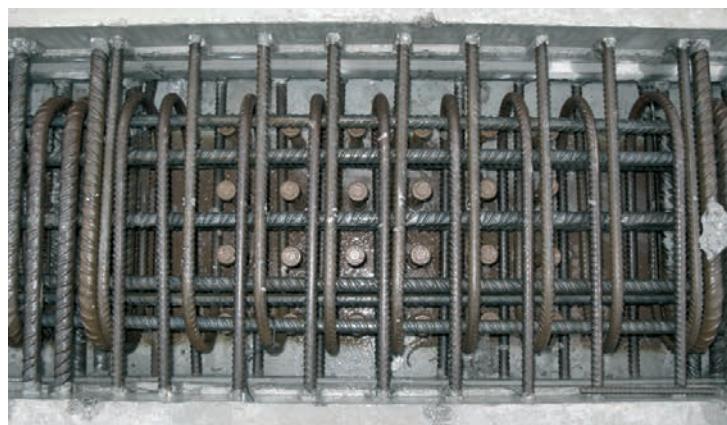
Todos estos factores nos llevaron a elegir una solución de losa de hormigón armado nervada y prefabricada de 0,28 m de canto con un espesor medio de

hormigón del orden de 0,20 m. La anchura del puente se cubre con 2 losas de 12,20 m cada una, mientras que la parte de losa situada encima de las vigas de borde es maciza y se hormigonó in-situ (Figura 23). Las losas prefabricadas se apoyan en las vigas transversales, en una viga de borde y en una viga longitudinal situada en el eje del puente, que no tiene más función que soportar el peso de las losas antes de hormigonar las juntas.

Existían múltiples ejemplos de puentes, algunos de ellos recientes [4-7], que utilizaban esta solución. En el caso de un puente atrincherado, la resistencia de la losa de hormigón se ve favorecida por las compresiones que recibe de la flexión general del tablero y de la componente horizontal de la tensión de los cables. Ambas circunstancias desaparecen en las cercanías de la pila P3, ya que es una zona no atrincherada y en ella predominan los momentos flectores negativos. Por ello se modificó en esta zona la solución de losa nervada prefabricada, multiplicando la anchura de los nervios por un factor de 2,5.

El detalle más controvertido de esta solución ha resultado ser el de las juntas transversales, que se hormigonan in-situ sobre las vigas transversales. En estas juntas es necesario dar continuidad a las armaduras longitudinales (especialmente a las superiores por la presencia de momentos negativos) y para ello se pensó en una solución muy clásica, consistente en terminar las armaduras de las dos losas enfrentadas mediante patillas en lazo que se solapen entre sí (aunque en una longitud inferior a la necesaria para asegurar la transmisión de cargas de unas a otras), creando así un núcleo comprimido en la junta que asegura esta transmisión de esfuerzos (Figura 24). Éste es un problema que se ha planteado anteriormente en otros puentes de tablero mixto como pueden ser, entre otros, el puente de Ting-Kau en Hong-Kong o el puente sobre el río Cooper en Charleston y se ha resuelto de forma similar.

Dado que esta solución no podía ser comprobada con las cláusulas de la norma británica, ni en servicio ni en rotura, y aunque existen referencias de trabajos de investigación sobre este tipo de juntas [8-10], resultó necesario ensayar dos de estas juntas para validar el diseño. El ensayo se llevó a cabo sobre dos probetas que se sometieron a un estado de flexión en tres puntos (Figura 25), representativo del estado tensional en las juntas transversales del tablero. De estos ensayos se pudieron deducir conclusiones interesantes, tanto para los estados límite últimos como de servicio. En rotura, se comprobó que la capacidad de carga de esta junta no es inferior a la de una sección de hormigón equivalente con armaduras continuas, con lo que se demostró que el anclaje y el solape de las barras en forma de lazo era suficiente. El valor límite de la carga medida en los ensayos (Figura 26, en la que se han destacado los puntos de fisuración y de plastificación de las armaduras) coincidió prácti-



**Figura 24.** Junta transversal en el tablero y lazos de armadura de conexión  
**Figure 24.** Transverse joint in the deck and connecting rebar loops

There are many examples of bridges, some of them recent [4-7], using this solution. In the case of a cable stayed bridge, the strength of the concrete slab is increased by the compression forces which are carried by the slab and are generated by the general bending of the deck and by the horizontal component of the cable forces. Both circumstances disappear in the neighbourhood of piers P3, since this area is not supported by cables and the hogging bending moments are governing. Because of these reasons, the ribbed slab was modified in this area by increasing the width of the ribs by a factor of 2.5.

The most controversial detail of this solution may be found in the transverse stitches. In these joints it is necessary to provide continuity for the longitudinal rebars (especially for the top layer because of hogging moments over the cross beams). The classical solution consists in providing loop bars, in both slabs being connected, which overlap (although over a length which is less than the minimum to secure the full transmission of forces from one bar to the other); the opposite loops create a central compressed nucleus in the joint where both bars are safely anchored (Figure 24). This is a problem which has appeared in other bridges with a composite deck, such as the Ting-Kau bridge in Hong-Kong or the river Cooper bridge in Charleston, and it has been solved in a similar way.

Since this solution could not be checked by following the clauses of British Standards, neither in service nor in ultimate state, and, although there is some research work available about such kind of joints [8-10], it became necessary to test two of these joints to validate the design. The tests were carried out on two specimens of the slab which were subjected to a three point bending state of stress (Figure 25), which was considered representative of the actual state of stress in the joints. Interesting conclusions could be derived from these tests, for service as well as for ultimate states. At rupture, it was verified that the capacity of the joint is not less than that of a concrete slab with the same amount of reinforcement; then it was shown that the anchorage and overlapping of the loop bars was sufficient. The limit value of the load which was measured in the tests (Figure 26, where the initiation of cracking and rebar yielding have been marked) was almost coincident with the value which could be obtained by applying the



**Figura 25.** Ensayo de flexión en tres puntos de una junta de tablero  
**Figure 25.** Three point bending test of a deck slab joint

usual methods for checking reinforced concrete sections in bending. In service, it was shown that the most delicate sections are the interphases between the precast slabs and the cast in place stitches; this is due to the fact that this is the cross section with the lesser reinforcement and that the adherence is smaller in the interphase (as it may be seen on Figure 27, which corresponds to the ultimate load). The crack width values which were measured at the service load level were smaller than the allowable limit which is 0.25 mm according to British Standards.

The number of expansion joints of the bridge has been reduced to the minimum to comply with the requirements relative to the maintenance costs. Then the design includes one single expansion joint over abutment E2 (the one corresponding to the steepest bank) while abutment E1 has been made integral with the bridge. Nevertheless, as the cable forces tend to define a centre for axial deformation which is located close to the pylon, the deck was left free to move in the longitudinal direction over abutment E1 during the construction of the bridge; in these phases the deck was secured temporarily against the pylon by means of four steel corbels (one on each side of the pylon and on each side of the deck, Figure 28). At the end of the process of cable stressing, the last phase of abutment E1 was cast, thus establishing

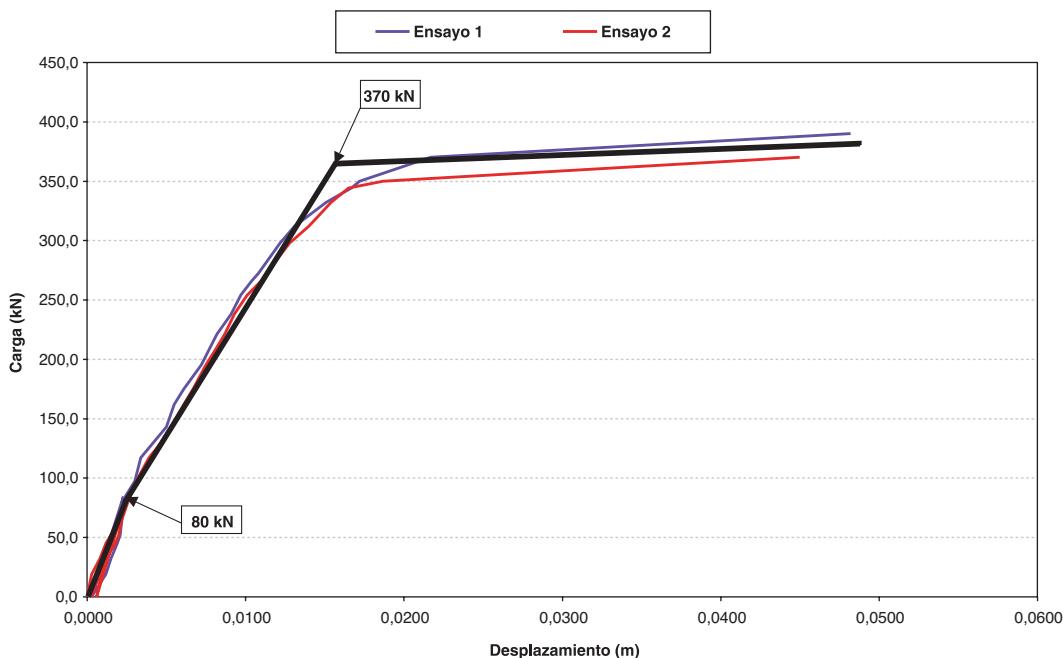


Figura 26. Curvas carga-desplazamiento obtenidas en los ensayos de juntas de losas prefabricadas  
Figure 26. Load-displacement diagrams obtained in the tests of the precast slabs joints

camente con el previsto por aplicación de los métodos habituales de comprobación de secciones sometidas a flexión. En servicio, se pudo comprobar que las secciones delicadas son las de interfase entre las losas prefabricadas y el hormigón in-situ, ya que en ellas se concentra toda la deformación de tracción correspondiente a la losa in-situ, por ser la sección menos armada y por tratarse de una junta entre dos hormigones (como se puede ver en la Figura 27, correspondiente en este caso al agotamiento de la probeta). Aún así, los valores de anchura de fisura medidos para un estado de esfuerzos equivalente al estado límite de servicio, son inferiores al valor límite admitido por la norma británica, que es de 0,25 mm.

Las exigencias en cuanto a los costes de mantenimiento del puente nos han llevado a disminuir lo más posible el número de juntas de dilatación. Por ello se ha dispuesto una única junta de dilatación sobre el estribo 2 (el que corresponde a la orilla más escarpada), mientras que el estribo 1 es integral con el puente. Sin embargo, dado que las acciones de los tirantes tienden a definir un centro de la deformación axial cercano a la torre, el tablero se dejó con libertad de movimiento longitudinal sobre el estribo 1 durante toda la construcción del puente, sujetándolo de forma provisional contra la torre mediante cuatro topes (uno a cada lado de la torre y a cada lado del tablero, Figura 28). Al final del proceso de tesado de los tirantes se hormigonó la última fase del estribo 1 solidarizando tablero y estribo a partir de ese momento y se liberó la restricción al movimiento longitudinal del tablero a la altura de la torre.

Los tirantes están formados por cordones galvanizados y recubiertos por una funda de polietileno rellena



Figura 27. Junta entre losas prefabricadas después del ensayo.  
Figure 27. Joint between precast slabs after the test.

na con cera. Estos cordones están a su vez protegidos por una segunda vaina de polietileno que engloba a todos los cordones de un mismo tirante sin ningún relleno adicional interior. Esta segunda vaina lleva una doble hélice exterior (Figura 29) para luchar contra los fenómenos de vibraciones producidos por el efecto combinado de viento y lluvia (la probabilidad de que se produzcan de forma simultánea es muy alta en este caso). Además, los tubos antivandálicos (Figura 30) funcionan como una biela conectada en su extremo superior al tirante mediante un espaciador y en la parte inferior, que actúa de rótula, se apoya sobre unos "silent blocks" elastoméricos de tal forma que el giro del tubo antivandálico se traduce en una deformación tangencial de los "silent blocks" que, al ser de un neopreno de alto amortiguamiento, amortiguan la vibración. No se han instalado amortiguadores adicionales en los tirantes a la espera de comprobar si son realmente necesarios. Para ello se han instrumentado 6 tirantes con acelerómetros tridimensionales, registrándose los valores de las tres

continuity between the abutment and the deck, and the constraints against the longitudinal movement of the deck at the pylon were removed subsequently.

The cables are made out of galvanized strands which are individually protected by a coextruded polyethylene sheath filled with wax. All the strands of a cable are protected altogether by a second polyethylene tube with no inside filling. This tube has an external double helix (Figure 29) to protect the cable against rain-wind vibration (the probability of the simultaneous action of both is very high in this case). In addition, the anti-vandalism tubes (Figure 30) are designed as a pin-jointed rod which is connected at its upper end to the cable and at its lower end it is supported by high damping elastomeric silent blocks; a rotation of the cable produces a tangential deformation of the silent blocks with some energy dissipation to increase the damping of the cables. No additional dampers have been installed in the cables although 6 of them have been monitored with three-dimensional accelerometers; the acceleration values have been recorded at 20 ms intervals and it has been shown that the vibrations which have been measured during the first fifteen months of service life of the bridge are acceptable.

The number of strands per cable has been kept relatively low because of the lightness of the deck: this number ranges from 26 to 55. The anchorages are fixed at the deck and adjustable at the pylon. Cable stressing was performed strand by strand in three loading steps, beginning from a number of strands (between 2 and 6) which were stressed first to work as guiding cables. Force control was made by means of two jacks fed with the same hydraulic pressure to make sure that all the strands are subjected to the same pressure.

The fascia beam is a very relevant element of the deck. The design conditions were that it had to hide totally the anchorages while leaving access to them for inspection and maintenance. The designed solution consists in a very light steel hull cantilevering from the concrete slab. It allows free access from below without any obstacle. The supporting structure is based on a series of ribs located at variable distances, around 2.30 m, which are anchored against the concrete slab by means of stainless steel bolts; the hull is made out of steel plates with elliptical holes for the cables (Figure 31).

The aerodynamic behaviour of the bridge has been studied in a wind tunnel. The aerodynamic coefficients were measured in several conditions for flow (laminar and turbulent), traffic (with and without traffic) and section configuration (with and without barriers), to cover all possibilities of later analysis of wind effects. From these results it is interesting to note that the drag coefficient was only a bit smaller than the value which is recommended in the codes (around 1.3 with respect to depth) and the same happened with the lift coefficient since its maximum value was 0.73 while Eurocode recommends 0.9. The overturning moment was equivalent to applying the lift force with an eccentricity of 1/10 of the deck width while the codes generally recommend 1/4.

The effects of vortex shedding were also carefully studied by looking at comfort of traffic during service life or for the workers during construction; possible fatigue degradation



**Figura 28.** Tope de bloqueo del tablero en la torre  
**Figure 28.** Corbel to block the deck movement at the pylon



**Figura 29.** Vaina exterior de los tirantes  
**Figure 29.** External sheath of the cables



**Figura 30.** Tubo antivandálico y acelerómetro colocado en un tirante  
**Figure 30.** Anti-vandalism tube and accelerometer installed on a cable

aceleraciones a intervalos de 20 ms y se ha comprobado que durante los primeros quince meses de vida del puente no se han producido vibraciones que supongan un riesgo para la durabilidad de los tirantes. El número de cordones por tirante se ha mantenido relativamente bajo gracias a la ligereza del tablero mixto: este número está comprendido entre 26 y 55. Los anclajes del tablero son pasivos y los de la torre son regulables. El tesado de los tirantes se llevó a cabo torón a torón, en tres escalones de carga, a partir de un número de cordones, variable entre 2 y 6, que actúan de cables guía. El control de la fuerza se realizó mediante dos gatos en los que se igualaba la presión hidráulica, lo que permite asegurar que todos los cordones estén sometidos a la misma fuerza.

Un elemento relevante del tablero es la imposta sobre la cual se imponían una serie de condiciones. La más importante es que debía tapar totalmente los anclajes, pero permitir al mismo tiempo su inspección y mantenimiento. La solución adoptada es un carenado metálico soportado en ménsula desde la losa del tablero. Esta solución permite el acceso por debajo sin ningún impedimento. La estructura portante está formada por costillas colocadas a intervalos variables, alrededor de 2,30 m, y ancladas en la losa mediante pernos de acero inoxidable; el cierre se consigue mediante una chapa metálica a la que se le practican unas perforaciones elípticas para dejar paso a los tirantes (Figura 31).

El comportamiento aerodinámico del puente se ha estudiado mediante ensayos en túnel de viento. Los coeficientes aerodinámicos se evaluaron en diversas condiciones de flujo (laminar o turbulento), de tráfico (con y sin tráfico) y de configuración de la sección (con y sin barreras y barandillas), para cubrir todas las posibilidades de análisis posterior de los efectos de viento. De estos resultados cabe destacar que el valor del coeficiente de fuerza (o de arrastre) fue sólo ligeramente inferior al que marcan las normas (alrededor de 1,3 respecto al canto) y lo mismo ocurrió con el coeficiente de sustentación, cuyo valor máximo fue de 0,73 frente al valor de 0,9 que define el Eurocódigo. En cuanto al momento de vuelco, su valor fue el equivalente a aplicar la fuerza de sustentación con una excentricidad de 1/10 de la anchura del tablero, frente al valor de 1/4 que marcan las normas.

Los efectos causados por el desprendimiento de vórtices fueron estudiados con detalle, tanto en lo relativo a la comodidad del tráfico en servicio o de los trabajadores durante la construcción, como en lo referente a la posibilidad de una degradación por fatiga de la estructura. Las aceleraciones obtenidas fueron muy reducidas en servicio (del orden de  $1 \text{ mm/s}^2$ ) y bastante mayores durante la construcción ( $32 \text{ mm/s}^2$ ), aunque se consideraron aceptables por producirse solamente a velocidades de viento muy elevadas, para

las que habría que parar la obra. Los posibles efectos de fatiga en servicio resultaron despreciables, ya que se encontró que las tensiones provocadas por el desprendimiento de torbellinos eran equivalentes a las resultantes de aplicar el 1% de la sobrecarga uniforme sobre el tablero. Los efectos de fatiga durante la construcción son muy superiores, al igual que para las aceleraciones, pero el correspondiente número de ciclos resultó ser muy bajo, por lo que tampoco en este caso eran de temer resultados adversos.

También se estudió la posibilidad de flameo, determinándose la velocidad crítica en diversas circunstancias, resultando siempre este valor superior al valor admisible definido en la normativa británica de aplicación a este puente. En el estudio de los efectos de las ráfagas, en la situación de servicio, se evaluó su efecto en un incremento de un 27% de la carga vertical estática de viento, que no tiene consecuencias sobre el dimensionamiento del puente, mientras que durante la construcción se llegó a la conclusión de que los efectos más desfavorables se producirían en dirección transversal, aunque eran controlables.

Pero de todos los estudios de viento que se llevaron a cabo, los más interesantes fueron los relativos a la estabilidad del tráfico sobre la calzada, aspecto éste que preocupaba mucho a la Administración. Se obtuvieron perfiles de velocidades de viento en los distintos carriles del puente, se midieron momentos de vuelco sobre modelos de vehículos altos y ligeros, como autobuses, colocados sobre la calzada y se llegó a la conclusión de que las condiciones de seguridad del tráfico eran mejores que en el caso del terraplén más alto de la autovía. Éste es un aspecto del que la comunidad ingenieril no es totalmente consciente: los terraplenes de gran altura pueden generar unas condiciones de viento muy perjudiciales para la seguridad del tráfico en una carretera, peores, en algunos casos, que los que se pueden producir en un puente. También se analizó con especial cuidado el problema de la estabilidad del tráfico al pasar por debajo de la torre, ya que la forma aerodinámica de su sección podría generar una concentración de flujo muy marcada y por ello una concentración brusca de acciones transversales sobre los vehículos que circulen por el puente. Para combatir este fenómeno se diseñó una barandilla de altura y densidad variables alrededor de la torre (Figura 32), en la línea de lo que ya se había hecho hace años en el puente del Severn [11]. La Figura 33 muestra la variación de la acción del viento transversal a lo largo del tablero en tres carriles diferentes y la compara con la que se produciría en el terraplén de mayor altura de la autovía.

La iluminación arquitectónica se ha resuelto sobre la base de hacer visible el puente, pero sin un derroche de energía que llegara a producir una contaminación lumínica o el deslumbramiento de los usuarios. Por



**Figura 31.** Imposta metálica.  
**Figure 31.** Steel fascia beam.

was also analyzed. The acceleration values during service life were very small (around  $1 \text{ mm/s}^2$ ) and much larger during construction ( $32 \text{ mm/s}^2$ ) although they were considered acceptable because they would only occur under high wind velocities and work on site should stop in these conditions. Possible fatigue effects were considered negligible since it was found that stress variations due to vortex shedding would be equivalent to apply 1% of the uniform load on the deck. The possible fatigue effects during construction were found to be much more important, as for the accelerations, but the corresponding number of cycles was very small and no adverse effects were to be expected.

Flutter was also studied and the critical wind velocity was determined in several circumstances. The resulting value was always larger than the admissible value which is defined in the British Standard which had to be applied on this bridge. Buffeting effects in service were evaluated as an increment of 27% in the static vertical wind load, which has no consequences in the design of the bridge; during construction the most unfavourable effects would happen in transverse direction but they were limited.

Among all the wind studies which were performed, the most interesting ones are those related to the traffic stability on the carriageway, which was a very important topic for the Administration. Wind velocity profiles were obtained for all the traffic lanes, overturning moments were measured on

models of high and light vehicles, such as buses, and the conclusion was that the safety conditions for traffic were better than for the highest embankment of the motorway. This is an aspect which is still not well understood by the engineering community: high embankments may generate wind conditions which are very dangerous for traffic safety, even worse than the conditions on a bridge. Traffic stability under the pylon was also studied since the aerodynamic shape of the pylon legs may generate a very acute flow concentration and, consequently, a peak in transverse forces on vehicles using the bridge. To fight against this possibility the pedestrian guardrails were designed with a variable height and density in the neighbourhood of the pylon (Figure 32), in the same way as it was done years ago for the Severn bridge [11]. Figure 33 shows the variation of transverse forces along the bridge in three different lanes compared to the force variation in the highest embankment of the motorway.

Architectural lighting has been designed on the basis of making the bridge visible during the night but without an energy waste which might produce light contamination or dazzling in the users. Because of that, the cable stays do not have a specific lighting and only the internal faces of the pylon legs are illuminated, from the deck edges upwards and from under the deck downwards. The mast lighting consists of two lines of leds which are placed in the vertical direction in both faces normal to the bridge axis (Figure 34). Lighting is completed with the carriage-



**Figura 32.** Barandilla alrededor de la torre (modelo y prototipo)  
**Figure 32.** Pedestrian guardrail in the neighbourhood of the pylon (model and prototype)

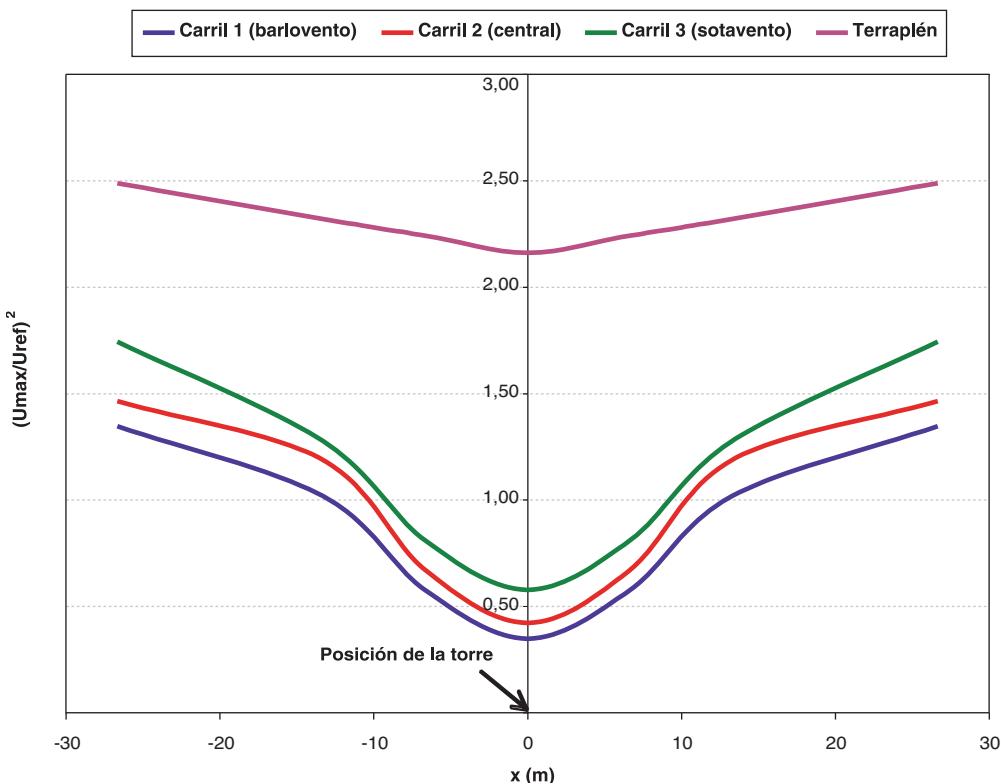


Figura 33. Variación de la acción del viento a lo largo del tablero al paso por la torre  
*Figure 33. Variation of wind action along the deck in the neighbourhood of the pylon*

ello, los tirantes no están dotados de una iluminación específica y sólo se dispone una iluminación directa sobre las caras internas de las patas de la torre, desde los bordes del tablero hacia arriba y desde el intradós del tablero hacia abajo. La iluminación del mástil se remata con dos tiras de diodos (“leds”) que se colocan en dirección vertical, a lo largo del eje del mástil y en las dos caras normales al eje del puente (Figura 34). La iluminación se completa con una iluminación de la calzada a base de báculos inclinados y con balizas en tablero y en cabeza de torre, para guiar al tráfico fluvial en el primer caso y al tráfico aéreo en el segundo.

La inspección y mantenimiento del tablero exige tener la posibilidad de acceder al intradós del tablero para estudiar el estado de la losa de hormigón, el de la estructura metálica y el de los anclajes de los cables. Dado que la presencia de los tirantes en el borde del tablero dificultaría mucho el acceso mediante un vehículo con una cesta y un brazo articulado (esto sólo sería posible en los vanos traseros y llevando el vehículo por debajo del tablero, como se hizo durante la construcción), resulta necesario disponer de un carro de mantenimiento que cuelgue del propio tablero y que se pueda desplazar a todo lo largo de éste. Además, como debe permitir el acceso a los anclajes de los tirantes y debe sortear la presencia de pilas y torre en su camino, es necesario que sea extensible en dirección transversal al eje del puente. Este carro se proyectó como una viga triangulada, colgada del tablero mediante unos perfiles en I que están sujetos a todas las vigas transversales, y que puede rodar a lo largo del ta-

blero (Figura 35). Esta viga triangulada contiene a otras dos, simétricas y móviles, que son las que se pueden desplegar para tener acceso a las vigas de borde del tablero y a los anclajes de los tirantes. Este carro ha tenido que pasar por unos estrictos controles de seguridad y se maneja a través de unos circuitos de cierta complejidad para evitar accidentes, que, desafortunadamente, se han producido en el pasado en este tipo de estructuras.

## 6. CONSTRUCCIÓN DEL TABLERO

Dado que la mayor parte de los aspectos de construcción de la subestructura han quedado ya explicados, sólo queda insistir sobre los puntos más destacados del montaje del tablero. La estructura metálica se construyó en Chepstow (País de Gales) y se transportó primero por barco y luego por carretera hasta la obra. Las vigas de borde (incluyendo los anclajes de tirantes) venían en tramos de alrededor de 10 m y las vigas transversales venían completas. Los vanos traseros se montaron sobre las pilas definitivas, sobre la torre y sobre una serie de pilas provisionales, de tal manera que la distancia entre apoyos no superara los 40 m (Figura 36). El montaje de losas prefabricadas y el hormigonado de juntas se fue realizando con un cierto desfase y en un orden tal que la deformación de la estructura a causa del peso de la losa de hormigón fuera mínima.

En este punto hay que destacar el hecho de que el tablero se maciza a la altura de las pilas P1 y P2, relle-

way illumination and it consists of inclined poles. The bridge is also equipped with navigation lighting for ship traffic (in the deck) and for aerial traffic (at top of pylon).

Inspection and maintenance of the deck makes it necessary to have access to the intrados to be able to study the concrete slab, the steel structure and the cable anchorages. As the presence of the cables would obstruct the access by means of a vehicle with an articulated arm (like a "cherry picker") as it can be done in the back spans from the ground, it is necessary to have a maintenance gantry hanging from the deck and which could move along the whole bridge. In addition, this gantry has to provide access to the cable anchorages (located at the lateral edges of the bridge) and it has to be able to move across the piers; consequently it has to be extensible in the transverse direction. The gantry was designed as a truss and it hangs from the deck through two I beams which are connected to all the cross beams; these I are the runway beams of the gantry (Figure 35). The truss contains two other trusses, symmetric and movable, which may be extended to allow access to the edge beams and to the cable anchorages. This gantry has been designed with very strict safety controls and it is guided by means of complex circuits to avoid accidents which, unfortunately, have occurred in the past for this kind of structures.

## 6. DECK CONSTRUCTION

Since most of the construction details of the substructure have already been explained, the only item to be presented



**Figura 34.** Foto nocturna del puente  
**Figure 34.** Night view of the bridge

relative to construction is the deck. The steel structure was fabricated in Chepstow (Wales) and it was transported first by ship and then by road to the site. The edge girders (including the cable anchorages) came in 10 m long segments and the cross beams came complete. The back



**Figura 35.** Carro de mantenimiento  
**Figure 35.** Maintenance gantry

nando todo el espacio comprendido entre la viga transversal anterior y la posterior a dichas pilas (9,50 m). Esto se hace para evitar que se llegue a producir un tiro en estas pilas bajo la acción de los tirantes traseros. El hormigonado de estos contrapesos hubo de hacerse por fases, para que el hormigón entrara en juego paulatinamente a medida que aumentaba la carga aplicada.

Por lo tanto, al comenzar la construcción del vano principal estaban todos los vanos traseros montados, incluyendo la losa de hormigón. Todas las operaciones de montaje de vanos traseros se llevaron a cabo mediante grúas desde el terreno ya que se encuentran fuera del cauce. El tablero se prolongaba 15 m por delante de la torre donde se encontraba la última pila provisional. A partir de ese punto el montaje del tablero se realizó por avance en voladizos de una forma tradicional. La secuencia de operaciones es la siguiente para cada módulo de 10 m (distancia entre anclajes de tirantes en el vano principal):

- Montaje de las vigas de borde
- Montaje de las vigas transversales
- Colocación de las losas prefabricadas
- Ferrallado de juntas y de bordes laterales
- Hormigonado de juntas y de bordes laterales
- Tesado de los tirantes

Todos los elementos del tablero se transportaban a través del mismo y se montaban mediante una grúa colocada en la punta del voladizo (Figura 37 y Figura 38). Las operaciones de conexión de elementos metálicos mediante tornillos de alta resistencia y de montaje y tesado de tirantes, se llevaron a cabo desde cestas ad-hoc que se apoyaban sobre las vigas de borde. En definitiva, este proceso, basado en la utilización de elementos prefabricados, requiere muy pocos medios y minimiza las cargas que debe soportar el voladizo durante la construcción. A estos efectos, el momento crítico para la estructura metálica es el correspondiente a tener 10 m de tablero completo en voladizo, antes de tesar los tirantes. El ajuste de geometría se realizaba al conectar las vigas de borde, antes de montar las vigas transversales. Para ello, todos los taladros en el vano principal se hicieron circulares con sobre-medida, con lo que se conseguía la holgura suficiente para realizar estos ajustes (en teoría, esta holgura permitiría variar la cota de llegada en  $\pm 3,8$  m y el ángulo en  $\pm 2^\circ$ ).

El montaje del vano de espera en el extremo Norte del puente (estribo E2) fue especialmente complicado, debido al peso de las vigas de borde, unas 160 t (en esa zona son dobles y tienen una longitud de 36

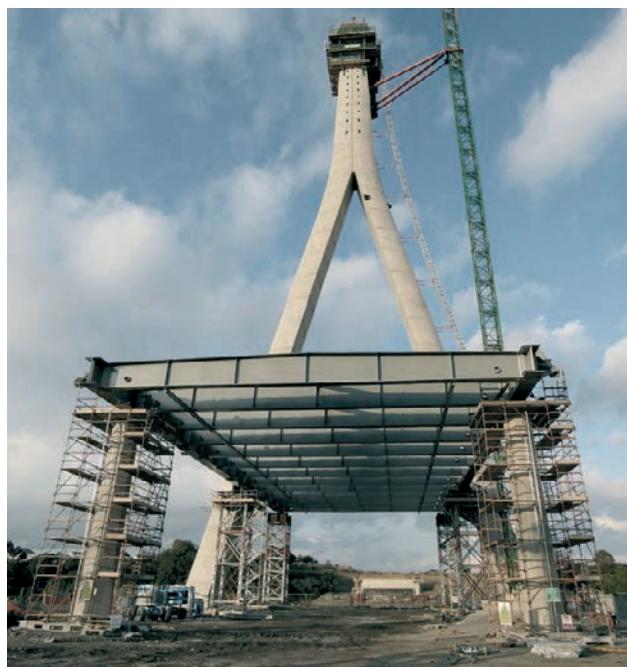


Figura 36. Montaje de estructura metálica en vanos traseros.

Figure 36. Installation of steel structure in back spans.

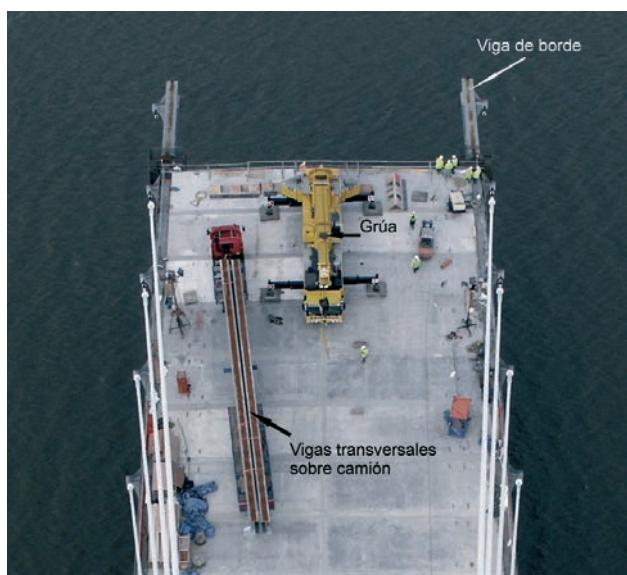


Figura 37. Montaje de estructura metálica en vanos delanteros

Figure 37. Installation of steel structure in main span

m al soldarse tres tramos en obra como se ha explicado anteriormente). Dado que el acceso a la península del estribo E2 de una grúa capaz de levantar esa carga y de colocarla en su posición era poco menos que imposible, hubo que recurrir a una grúa flotante y la operación hubo de realizarse durante la pleamar y siguiendo una planificación muy estudiada, ya que el calado era muy limitado.

El control geométrico y de cargas en los tirantes es fundamental en un puente de este tipo, lo que obliga a referir en cada fase las medidas de coordenadas a las previsiones de los cálculos. Como consecuencia de dicho control, la colocación del tramo de cierre



**Figura 38.** Colocación de losas prefabricadas  
**Figure 38.** Installation of precast slabs

spans were installed over the piers, the pylon and over a series of temporary piers in such a way that the distance between supports would always be less than 40 m (Figure 36). The installation of the precast slabs and casting of the stitches was performed with a certain phase delay and in an order which was devised to minimise the deformation of the structure under the weight of the concrete slab.

The deck is made solid around piers P1 and P2 by filling with concrete the space between the cross beams adjacent to those piers (9.50 m). This is done to avoid any uplift reaction in these piers under the action of the back stays. Casting of these counterweights had to be done in phases to let concrete be active gradually under the growing load.

Then, before the beginning of main span erection, all the back spans were built including the concrete slab. All the operations for the installation of back spans were performed by cranes from the ground since these spans are on the river bank. The deck extended 15 m in advance of the pylon where it was supported by the last temporary pier. From this point the deck installation was done in cantilever. The sequence of operations for each 10 m long module (distance between cable anchorages in the main span) was the following:

- Installation of edge girders
- Installation of cross beams
- Installation of concrete slabs
- Installation of reinforcement in the stitches
- Concrete casting of the stitches and edge bands
- Stressing the cables



**Figura 39.** Colocación del tramo de espera mediante grúa flotante  
**Figure 39.** Installation of the end span by a floating crane

All the elements were transported along the deck and were installed by means of a crawler crane which was located at the front end of the cantilever (Figure 37 and Figure 38). The connection of steel elements by means of high strength friction bolts and the installation and stressing of cables were performed from ad-hoc cages which were supported on the edge girders. This procedure, which is based on the use of prefabricated elements, requires very few means and it minimizes the loads which are applied on the cantilever during deck erection. In this respect, the most critical moment corresponds to having the 10 m cantilever completed (including the full deck slab) just before stressing the front end cables. The geometrical adjustment was made when connecting the



**Figura 40.** Colocación del tramo de cierre del vano.  
**Figure 40.** Installation of the closing segment of the span.

del vano se llevó a cabo sin mayores problemas (Figura 40).

## 7. CONCLUSIONES

El proyecto y construcción del puente de Waterford ha obligado a desarrollar una serie de soluciones novedosas, de entre las cuales destacan: la utilización de micropilotes de gran diámetro y alta capacidad de carga, los sistemas de fijación de los tirantes al tablero y, en cierta medida, a la torre, el tablero de hormigón y el diseño de sus juntas de construcción, el sistema de amortiguamiento de los tirantes y el tipo de iluminación. Esto se ha llevado a cabo en el marco de la normativa británica, que es bastante conservadora en ciertos aspectos, pero que tiene la gran virtud de dejar la puerta abierta a desarrollos nuevos a través de la experimentación in-situ.

También hay que destacar la importancia que se le ha concedido a los problemas de durabilidad, inspección y mantenimiento del puente. Se han cuidado especialmente los detalles que pudieran dar lugar a corrosión (utilización de armaduras de acero inoxidable en las zonas más expuestas, protección de la estructura metálica con una pintura garantizada a 20 años, eliminación de detalles que pudieran dar lugar a acumulación de agua, eliminación de posibles pares galvánicos). Además se ha instalado un sistema de auscultación bastante exhaustivo que incorpo-

ra la generación de avisos de alarma cuando ciertos parámetros superen los valores de seguridad prefijados [12].

El puente se construyó en algo menos de tres años, acortando en un año el plazo comprometido. El puente se abrió al tráfico en Octubre de 2009 (Figura 41).

## Agradecimientos

La realización del proyecto y construcción de un puente de esta magnitud no sería posible sin la colaboración de muchas personas que han aportado lo mejor de sus conocimientos y de su tiempo para hacerlo posible, más allá de sus obligaciones y con una gran implicación personal. Cabe por ello rendir tributo de agradecimiento a John Iliff de la NRA, Emilio Sánchez y Gregorio Carmona de CFC S.L., Ben Sibert, Andrew Armstrong y Paul Baralos de Arup, José Ballesta de Eptisa, Simon Meyrick y Joe Shinkwin de MMP, José Luis Conesa, Sergio Pérez, Raimundo Saiz, Rubén Casanova, Javier Quiñonero y Rafael Torres de Dragados, Tadhg Lucey de Bam, Raimon Rucabado, Andrew Ladysz y Miguel A. Calvo de MK4, Antonio Vázquez, Miguel González, Almudena Hue y Rebeca Pérez de FPS, Alfredo Muelas de Geocisa, Ashley Cooper, Mark Warby, Will Smith y David Dickson de Fairfield Mabey, Colum Power de Power Engineering y Vincent Murphy de Ballinphellic.

edge girder segments, before installing the cross beams. To increase the possibilities for such adjustments, the bolting holes of the main span were circular with extended diameter; in this way the clearance was enough to correct the geometry of the deck (in theory, this clearance would allow a  $\pm 3.8$  m variation in the height at the end of the span and an angular variation of  $\pm 2^\circ$ )

The installation of the North end span (abutment E2) was especially complicated because of the weight of the edge girders, around 160 t (in this area the edge girders are doubled and they are 36 m long since three segments had to be welded on site as previously explained). Since the access to the peninsula of a crane which could lift such a weight and put it in its final position was impossible, this operation had to be performed by a floating crane during the high tide and according to a very precise planning since the water depth was very limited.

The control of the geometry and of the cable forces is essential in such a bridge. At every construction phase, the measured coordinates have to be compared to the design values. As a consequence of such control, the installation of the closing segment could be done without major problems (Figure 40).

## 7. CONCLUSIONS

The design and construction of the Waterford bridge has brought a series of new developments: the use of micropiles with large diameter and large loading capacity, the system of anchorage of the cables at the deck and, to some extent, at the pylon, the concrete deck and the design of its construction joints, the damping system for the cables and the type of architectural lighting. This has been done under British codes, which are quite conservative in many aspects, but they have the great advantage of letting new developments through in-situ experimentation.

The importance of durability, inspection and maintenance problems at the design stage have also to be enhanced. A special care has been taken in the details which may be at the origin of corrosion problems (use of stainless steel reinforcement in the most exposed areas, protection of the steel structure by means of a paint with a 20 year warranty, removal of all the details where water could cumulate, removal of all possible galvanic pairs). In addition a quite exhaustive monitoring system has been installed; this system will generate alarm signals whenever certain parameters may reach the safety pre-defined values [12].

The bridge was built in a little less than three years, one year less than the contract delay. The bridge was opened to traffic in October of 2009 (Figure 41).

## Acknowledgements

The design and construction of a bridge of this size would not be possible without the collaboration of many people who have contributed with the best of their knowledge and their time to make it possible, far beyond their nominal duties and with a great personal involvement. Then tribute has to be paid to John Iliff from the NRA, Emilio Sánchez and Gregorio Carmona from CFC S.L., Ben Sibert, Andrew Armstrong and Paul Baralos from Arup, José Ballesta from Eptisa, Simon Meyrick and Joe Shinkwin from MMP, José Luis Conesa, Sergio Pérez, Raimundo Saiz, Rubén Casanova, Javier Quiñonero and Rafael Torres from Dragados, Tadhg Lucey from Bam, Raimon Rucabado, Andrew Ladysz and Miguel A. Calvo from MK4, Antonio Vázquez, Miguel González, Almudena Hue and Rebeca Pérez from FPS, Alfredo Muelas from Geocisa, Ashley Cooper, Mark Warby, Will Smith and David Dickson from Fairfield Mabey, Colum Power from Power Engineering and Vincent Murphy from Ballinphellic.



**Figura 41.** El puente sobre el río Suir terminado.  
**Figure 41.** The bridge over river Suir completed.

## REFERENCIAS / REFERENCES

- [1] BRITISH STANDARDS INSTITUTE. *BS EN 14199: 2005. Execution of special geotechnical works – Micropiles*, 2005. 48 p. ISBN: 0-580-45724-9.
- [2] FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Micropile Design and Construction Guidelines – Implementation Manual. Report FHWA-SA-97-070*, 2000, 379 p.
- [3] WEBB, D.L.; DAVIS, P. "Ultimate tensile loads of bored piles socketed into sandstone rock". *Structural foundations on rock: proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock*, Sydney, 7-9 May 1980, p. 265-270. ISBN 9061910722.
- [4] BUCKLAND, P. "Designing Difference". *Bridge Design & Engineering*, 2006, vol. 12, no. 42, p. 30-34.
- [5] BERGERMANN, R.; SCHLAICH, M. "The Ting Kau Bridge in Hong Kong". *IABSE Symposium Report*, Kobe, Japan, 1998, p. 409-414.
- [6] AYALA LUNA, J.; GIL, J.A. "Puente Ting Kau. Proyecto y construcción". *Hormigón y Acero*, 1997, nº 203, p. 109-121.
- [7] AYALA, J.; BERGERMANN, R.; SCHLAICH, M. "El puente atirantado Ting Kau, Hong Kong". *Hormigón y Acero*, 1999, nº 213, p. 7-31.
- [8] DRAGOSAVIC, M.; VAN DEN BEUKEL, A.; GIJSBERS, F.B.J. "Loop connections between precast concrete components loaded in bending". *Heron* (Delft University of Technology), 1975, vol. 20, no. 3, p. 1-36.
- [9] ONG K.C.G.; HAO J.B.; PARAMASIVAM P. "Flexural Behavior of Precast Joints with Horizontal Loop Connections". *ACI Structural Journal*, 2006, vol. 103, no. 5, p. 664-671.
- [10] VILLALBA, S.; CASAS, J.R.; APARICIO A. "Diseño y validación experimental de uniones mediante superposición con lazos en viaductos de hormigón de sección transversal evolutiva. Optimización del proceso constructivo". *IV Congreso Internacional de Estructuras ACHE*, Valencia, 2008. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 279-280. ISBN: 978-84-89670-62-4.
- [11] WYATT, T.A. "Recent British developments: Windshielding of bridges for traffic". A.Larsen ed. *Aerodynamics of Large Bridges, Proceeding of the First International Symposium on Aerodynamics of Large Bridges*, Copenhagen, Denmark, 19-21 February, Balkema, 1992, p. 159-170.
- [12] ASTIZ, M.A. "El sistema de auscultación del puente de Waterford en Irlanda". *V Congreso Internacional de Estructuras de ACHE*, Barcelona del 25 al 27 de octubre de 2011.

## RESUMEN DE MEDICIONES / SUMMARY OF QUANTITIES

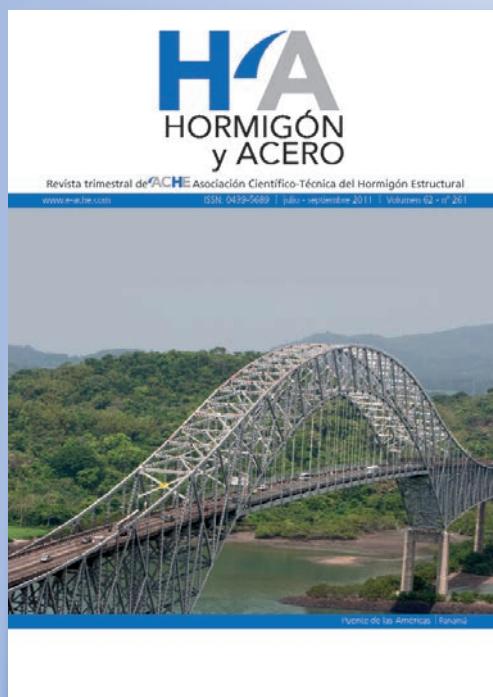
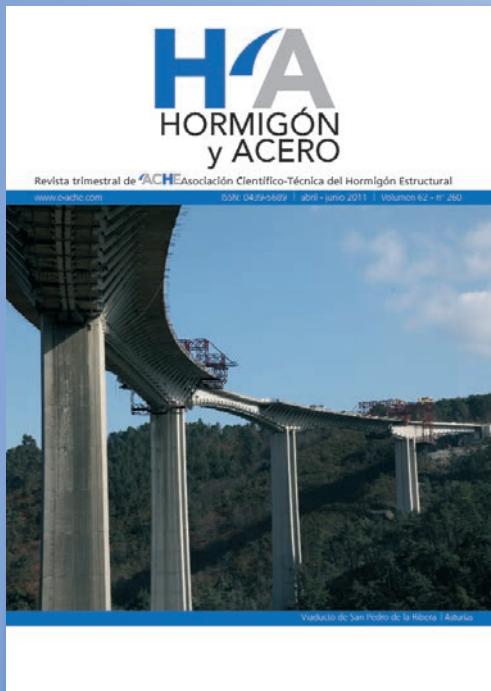
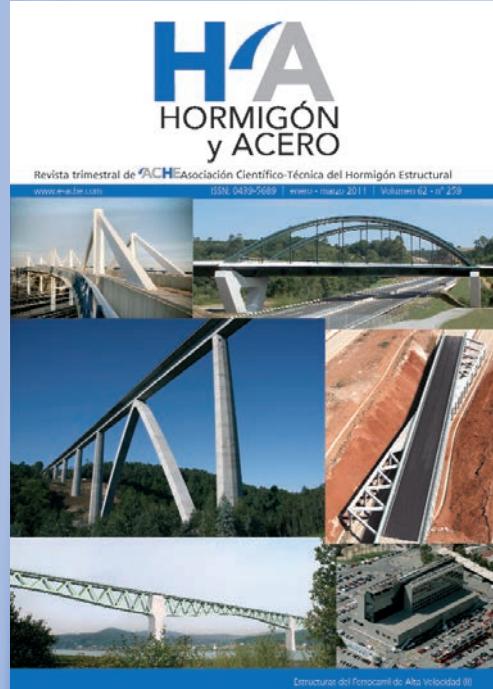
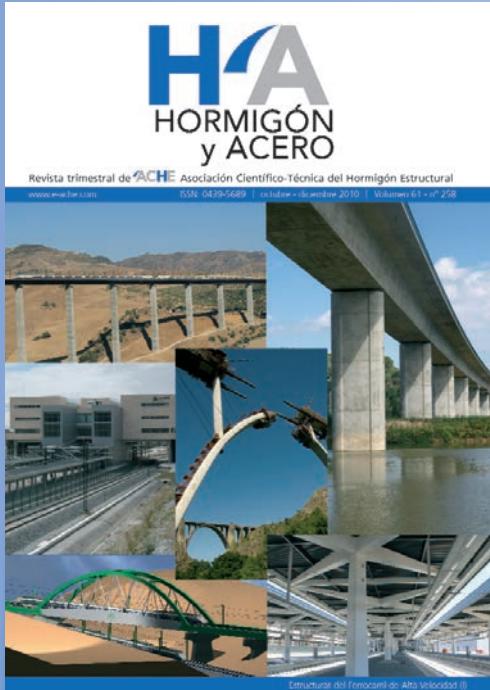
Acero en tablero / Steel in deck:	2.900 t
Hormigón en tablero / Concrete in deck:	3.553 m <sup>3</sup>
Acero de armar en tablero / Reinforcing steel in deck:	925 t
Acero en tirantes / Steel in cables:	436 t
Hormigón en torre / Concrete in pylon:	4.379 m <sup>3</sup>
Hormigón en pilas / Concrete in piers:	545 m <sup>3</sup>

## RELACIÓN DE PARTICIPANTES / LIST OF PARTICIPANTS

Administración / Administration:	National Roads Administration (NRA)
Concesionaria / Concession:	CRG Waterford
Proyecto de la autovía / Design of the motorway:	ARUP, Carlos Fernández Casado S.L., Eptisa & PHMcCarthy
Construcción / Construction:	Dragados & Bam
Proyecto del puente / Design of the bridge:	Carlos Fernández Casado S.L.
Supervisión / Supervision and check:	Mott MacDonald Pettit, Flint & Neill, Eric Farrell
Taller metálico para el tablero <i>Fabrication of steel deck</i>	Fairfield Mabey
Taller metálico para la torre <i>Fabrication of steel for the pylon:</i>	Radley Engineering
Taller metálico para la imposta <i>Fabrication of steel for the fascia beam:</i>	Power Engineering
Taller metálico para el carro de mantenimiento <i>Fabrication of steel for the maintenance gantry:</i>	Power Engineering
Movilidad y electrónica del carro de mantenimiento <i>Motion and electronics for the maintenance gantry:</i>	Ballinphellic Engineering
Tirantes / Cables:	DMK (Mekano4 y FPS)
Cimentaciones / Foundations:	Geocisa & Soletanche Bachy
Losas prefabricadas / Precast slabs:	Banagher Concrete
Pretensado de la viga de atado <i>Prestressing of the tie beam:</i>	Freyssinet
Instalaciones eléctricas / Electrical installations:	Kevin Cleary
Iluminación arquitectónica / Architectural lighting:	Lightwise
Auscultación / Monitoring:	VCE & Leica



últimos números publicados



Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:  
<http://www.e-ache.com>

# Coeficiente de conversión de probetas cúbicas a cilíndricas en hormigones de alta resistencia

*Cylinder/cube compressive-strength ratio in high-strength concrete*

Juan Carlos Lancha Fernández<sup>(1)</sup>, Elena Arredondo Lillo<sup>(2)</sup> y Gonzalo Ruiz López<sup>(3)</sup>

Recibido | Received: 19-07-2010

Aceptado | Accepted: 15-07-2011

## Resumen

Las normativas española (Instrucción Española del Hormigón Estructural, EHE) y europea (Eurocódigo 2, EC2) permiten la medida de la resistencia a compresión del hormigón usando probetas cúbicas, normalmente de 150 mm de lado, en lugar de las probetas cilíndricas estándar de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura. Como los dos tipos de probetas no dan, en general, el mismo resultado, se prescribe el uso de un coeficiente de conversión que, según la normativa, depende de la resistencia a compresión del hormigón. Este artículo presenta un estudio experimental, realizado con ocho tipos de hormigón de alta resistencia, que demuestra que el coeficiente de conversión prescrito por la normativa no es válido en muchos casos, lo cual conduce a situarse del lado de la inseguridad (si el coeficiente real es menor de lo indicado por la norma) o de lo antieconómico (coeficientes reales mayores que los de la norma). Nuestros resultados indican que el coeficiente de conversión depende de la estructura interna del hormigón, a través del tamaño máximo de árido, y de sus propiedades en fractura. De hecho, deducimos una expresión que ajusta correctamente nuestros resultados experimentales. Por último, proponemos que la normativa permita la calibración experimental del coeficiente de conversión en las obras en la que se realice el control del hormigón con la probeta cúbica.

**Palabras clave:** coeficiente de conversión, hormigón alta resistencia, probeta cilíndrica, probeta cúbica.

## Abstract\*

Spanish and European Codes on Structural Concrete (Spanish Code on Structural Concrete, EHE, and Eurocode 2, EC2, respectively) allow measuring the concrete compressive strength with cubic specimens, normally 150 mm-edged cubes, instead of the standard cylinders, which are 150 mm in diameter and 300 mm in height. As both types of specimen do not usually give the same strength, codes prescribe the use of a conversion factor between them. This paper presents an experimental study, performed with eight types of high-strength concrete, showing that the prescribed conversion factor is not valid for many cases, which leads to unsafe compressive strengths (in case the real ratio is below the one prescribed by the code) or having to use a more expensive concrete than necessary (if the real ratio is bigger than the one given by the codes). Our results indicate that the conversion ratio depends on the concrete internal structure, through the maximum aggregate size, and on its fracture properties. In fact, we derive an expression that adjusts correctly the real ratios for our experimental results. Finally, we propose that codes allow the experimental calibration of the conversion ratio ad hoc whenever the control of the concrete strength is performed using cubic specimens.

**Keywords:** cylinder/cube strength ratio, high-strength concrete, cylinder specimen, cubic specimen.

\* An extensive English language summary of the present article is provided on page 93 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dirección Técnica OHL, S.A. (Madrid, España).

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dirección Técnica OHL, S.A. (Madrid, España).

(3) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ETSI Caminos, C. y P., Universidad de Castilla-La Mancha (Ciudad Real, España).

Persona de contacto / Corresponding author: jclancha@ohl.es

## 1. INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas la tecnología del hormigón ha logrado que se alcancen resistencias muy superiores a las tradicionales. También ha hecho posible que el hormigón de alta resistencia sea un material que se use habitualmente en numerosas construcciones. Asimismo, la evolución en las propiedades y facilidad de fabricación de estos hormigones conlleva la adaptación de códigos y normativas para su diseño, su uso tecnológico y su ensayo. En particular, el ensayo por el que se determina la resistencia a compresión, con mucho la propiedad más básica y utilizada desde el punto de vista tecnológico, resulta más difícil de realizar con hormigones de alta resistencia que con hormigones convencionales. Dicha dificultad de ensayo se debe, básicamente, a los dos motivos que se exponen a continuación.

En primer lugar, la carga necesaria para romper una probeta de hormigón de alta resistencia es mayor que si la probeta es de hormigón convencional y, en no pocos casos, dicha carga puede sobrepasar la capacidad de las máquinas de ensayo. Para evitar este problema, algunas normativas permiten la rotura de probetas de tamaño inferior al estándar. Por ejemplo, la normativa americana ASTM C39 permite ensayar cilindros de 100 mm de diámetro por 200 mm de altura, frente al cilindro estándar de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura. Sin embargo, la resistencia obtenida con esta probeta es algo superior a la que se obtendría con la probeta estándar, lo cual pone de manifiesto que el comportamiento de la probeta a compresión sigue el llamado efecto de tamaño o de escala y, por tanto, la sustitución de una probeta por otra no es tan simple como pudiera parecer. Este efecto suele definirse, para probetas o estructuras proporcionales entre sí, diciendo que la resistencia es menor, en términos de tensión, cuanto mayor es el tamaño.

El efecto de escala está provocado por la generación y crecimiento, durante el proceso de carga, de zonas de daño cuyo tamaño es comparable a las dimensiones de la probeta o elemento estructural que se ensaya [1]. Las dimensiones de esas zonas en las que se localiza el daño también dependen de las propiedades del material, y se suelen caracterizar por medio de parámetros con dimensiones de longitud. El efecto de escala depende también de esas longitudes internas o características. En el caso del ensayo de compresión en materiales quasi-frágiles como el hormigón, se han estudiado en profundidad los mecanismos de localización del daño que dan lugar los efectos de escala [2-6]. Entre dichos estudios sobresalen los realizados por el Comité RILEM 148 [5, 6], los cuales señalan dos factores que interaccionan entre sí durante la localización: la esbeltez de las probetas y las condiciones de fricción entre los platos de la prensa donde se hace el ensayo y la probeta. El primero de los efectos fue extensamente estudiado por van Mier [2] y el segundo por Kotsovos [7]. En paralelo

con el programa experimental propuesto por el Comité RILEM 148, van Vliet y van Mier [8] y Shah y Sankar [9], muestran que la localización del daño es independiente de la esbeltez incluso cuando se cambian las condiciones de fricción entre el plato y la probeta. Otros trabajos que completan el estudio del problema de la localización en el fallo por compresión son los realizados por Bazant [10] y por Hillerborg [11]. También son destacables los trabajos realizados por Choi, Thienel y Shah [12] sobre el ablandamiento en la deformación en compresión bajo diferentes condiciones de fricción entre plato y probeta, y el trabajo de Gerstle et al. [13] sobre el efecto de escala para estados multiaxiales de carga. Finalmente, Borges et al. [14] estudiaron la ductilidad del hormigón sometido a flexión-compresión uniaxial. Los resultados de todos estos estudios muestran que en el ensayo a compresión influyen mucho los procesos de fractura y de localización del daño, lo cual implica que muestre un efecto de escala. Por lo tanto, debe ser considerado como un ensayo estructural, ya que los resultados no dependen únicamente de las características del material, sino que también dependen de la geometría y de las condiciones de contorno (apoyos y control del ensayo) [2, 8, 15].

El otro motivo de dificultad consiste en el mayor coste y menor efectividad del refrentado de la cara rugosa que resulta de la fabricación de las probetas cilíndricas. Como alternativa al refrentado se puede pulir dicha cara, pero ello conlleva, de nuevo, un encarecimiento del ensayo. Una solución barata consiste en realizar el ensayo con probeta cúbica, puesto que el molde para cubos proporciona dos pares de caras lisas y paralelas. Sin embargo, las probetas cúbicas se comportan de modo más dúctil, disipan más energía y no rompen a la misma tensión que las cilíndricas y, por ello, es necesario conocer los coeficientes de conversión que relacionan las tensiones de rotura en función de la forma. Varias de las investigaciones mencionadas se han hecho usando total o parcialmente probetas cúbicas o prismáticas [5, 6, 8]. Respecto a la relación del coeficiente de conversión con el tamaño de las probetas, Rodríguez, Carmona y Ruiz [16] propusieron recientemente una expresión de paso entre cilindros y cubos válida para cualquier tipo de hormigón, incluyendo los de alta resistencia, y cualquier tamaño de probeta. Este artículo, por el contrario, se centra exclusivamente en el coeficiente para probetas de 15 cm.

La normativa española relativa al hormigón estructural, la instrucción EHE, ha querido resolver esta última dificultad permitiendo que el ensayo de compresión se realice, además de con cilindros estándar de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura, con cubos de 150 mm de lado. Estos cubos no se tienen que refrentar, pero normalmente rompen a cargas más elevadas que los cilindros estándar del mismo material. Por ello, la normativa define unos coeficientes de conversión en función de la resistencia a compresión de

la probeta estándar: si es menor de 60 MPa el coeficiente será de 0,90; si está entre 60 y 80 MPa el coeficiente vale 0,95; y, finalmente, en el caso de hormigones que resistan 80 MPa o más, se dice que con los cubos de 150 mm de lado se obtiene el mismo resultado que con cilindros estándar.

Sin embargo, como se ha explicado arriba, el coeficiente de conversión entre estos dos tipos de probeta no depende de la resistencia a compresión, aunque pueda estar relacionada con ella para un tipo concreto de hormigón, y, lamentablemente, seguir las directrices de la EHE puede llevarnos a estar del lado de la inseguridad en algunos casos (coeficientes reales menores que lo que indica la norma) o a situaciones antieconómicas en otros (coeficientes reales mayores que los de la norma).

En este artículo nos centramos, precisamente, en mostrar que los coeficientes de conversión entre la probeta cúbica de 150 mm de lado y la estándar (cilíndrica de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura) no necesariamente siguen las prescripciones de la EHE. Para ello utilizamos los resultados de los ensayos de compresión con ambos tipos de probetas obtenidos para ocho hormigones de alta resistencia de composición muy variada. Algunos, incluso fuera de los límites establecidos en la EHE para los hormigones de alta resistencia, pero correspondientes a dosificaciones reales que empleamos hoy en día en las obras.

Todos forman parte de un proyecto de investigación centrado en los procedimientos de dosificación y las propiedades tecnológicas de diversos tipos de hormigones de alta resistencia con requerimientos adicionales sobre alguna otra prestación (por ejemplo, que además de ser de alta resistencia sea bombeable). El proyecto surgió como continuación de los trabajos realizados en el diseño de hormigones de alta resistencia con prestaciones especiales empleados recientemente en algunas de las obras emblemáticas de OHL, entre ellos el hormigón de alta resistencia (HAR) bombeable empleado en Torre Espacio y el HAR ligeramente expansivo empleado en los falsos túneles de la M-111 bajo las pistas de la Terminal 4 de Barajas.

El proyecto, liderado por la Dirección Técnica de OHL, se realizó en colaboración con la empresa Composites I+D (en lo relativo a la dosificación de los hormigones, caracterización básica y ensayos físicos) y con la de la ETSI Caminos, C. y P. de Ciudad Real (en lo relativo a la caracterización mecánica avanzada y en fractura). La campaña experimental ha sido muy amplia. De los ocho tipos de HAR se han ensayado más de 1.200 probetas, distribuidas entre 19 tipos de ensayo, incluyendo ensayos a compresión simple sobre diferentes tamaños de probetas cúbicas y cilíndricas, ensayos para medición de las propiedades en fractura, tracción, ductilidad, variación del comportamiento mecánico con la velocidad de deformación, res-

puesta en condiciones de impacto, calorimetría y reología. Algunos de los resultados sobre el efecto de la forma y el tamaño en el ensayo de compresión simple ya han sido publicados en esta misma revista [16].

Este artículo tiene la siguiente estructura. En la Sección 2 describimos los hormigones analizados y los métodos experimentales que se han utilizado en los ensayos. A continuación, en la Sección 3, mostramos los resultados de resistencia a la compresión obtenidos con probeta estándar y con probeta cúbica (de 150 mm de lado), con los que se obtiene el coeficiente de conversión real para cada hormigón, así como otras propiedades mecánicas derivadas de los ensayos de caracterización. La Sección 4 contiene una discusión sobre los valores del coeficiente de conversión entre los dos tipos de probeta. Se compara el coeficiente de conversión real con el que prescribe la normativa española. Asimismo, se propone una expresión para el coeficiente de conversión basada en las propiedades mecánicas que influyen en el efecto de escala. Finalmente, en la Sección 5 extraemos algunas conclusiones del estudio. Entre ellas, la más relevante es que la normativa debería permitir determinar experimentalmente el coeficiente de conversión, ya que los valores prescritos en la EHE, asociados a la resistencia a compresión, no se ajustan en todos los casos.

## 2. HORMIGONES ANALIZADOS Y MÉTODOS EXPERIMENTALES

En la investigación se estudiaron ocho tipos de HAR con dosificaciones diferentes (ver Tabla 1 en página siguiente), barriendo buena parte del espectro de dosificaciones para estos hormigones, con variación en los tipos de cemento, las adiciones, los aditivos, los áridos y la relación agua/cemento. A cada tipo de hormigón se le ha dado un nombre (Expansivo, Bombeable,...) que hace relación a sus propiedades adicionales, sin que ello signifique que las dosificaciones adoptadas sean las únicas adecuadas para obtener dichas prestaciones, sino, simplemente, una de las posibles.

Los métodos experimentales utilizados en los ensayos citados en este artículo corresponden a una caracterización mecánica básica (resistencia a compresión, módulo de elasticidad tangente y resistencia a tracción indirecta) y en fractura (energía de fractura). Concretamente, se han realizado ensayos de compresión en probetas cilíndricas pulidas de  $150 \times 300$  mm (diámetro x altura) y cubos de 150 mm de lado según la norma UNE-EN-12390-3:2009. Se han realizado 8 ensayos por tipo de hormigón, es decir, un total de 128 ensayos de compresión. La resistencia a tracción indirecta se ha medido usando probetas cilíndricas estándar según la norma UNE-EN 12390-6:2001 (de nuevo, 8 repeticiones por cada tipo de hormigón).

**Tabla 1. Dosificaciones**

Por m <sup>3</sup>	L	P	B	A	R	E	C	F
	Ligero	Pesado	Bombeable	Muy Alta Resistencia	Alta Resistencia Inicial	Expansivo	Bajo Calor Hidratación	Fabricado en planta convencional
Cemento	I-52,5 R	I-52,5 R	I-52,5 R	I-52,5 R Especial	I-52,5 R / Vicalpes R	I-52,5 R	IIIB 42,5L/SR	I-52,5 R
	580 kg	540 kg	577 kg	600 kg	150/500 kg	540 kg	356 kg	540 kg
Agua	99 kg	141 kg	183 kg	112 kg	154 kg	173 kg	119 kg	125 kg
Árido grueso	Arlita F-7 (3-10mm)	Barita T-4/10	Andesita T-6/12-C	Pórfito 6/12	Milonita T-3/6	Andesita T-6/12-C	Andesita T-6/12	Silíceo T-6/20-S
	753 kg	2015 kg	779 kg	1271 kg	1299 kg	916 kg	1253 kg	1169 kg
Árido fino	Arena Silícea (0/4)	Arena Milonita T-0/6	Arena Jarama R-0/4-S	Arena Silícea (0/4)	Arena Milonita T-0/6	Arena Jarama R-0/4-S	Arena Silícea (0/4)	Arena Jarama R-0/4-S
	339 kg	382 kg	749 kg	267 kg	143 kg	664 kg	574 kg	617 kg
Adición	Microsílice	Microsílice	Microsílice	Microsílice	Microsílice	Microsílice	Microsílice	Nanosílice MS 685
	29 kg	32 kg	29 kg	180 kg	29 kg	38 kg	106 kg	21 kg

Igualmente, el módulo de elasticidad tangente se ha medido usando probetas cilíndricas estándar según la norma UNE-EN-12390-3:2009, también con 20 repeticiones por tipo de hormigón. La energía de fractura se ha medido mediante ensayo de flexión en tres aristas sobre probeta prismática de 100 × 100 × 400 mm entallada, según el método propuesto por el Comité RILEM TC-50 [17] con las mejoras propuestas por Planas, Guinea y Elices [18-20]. Se han realizado cuatro ensayos de energía de fractura por cada tipo de hormigón.

Para la ejecución de los ensayos a compresión (directa e indirecta) se han utilizado dos tipos de prensa de carga máxima 3 MN y 5 MN que cumplen la norma UNE-EN-12390. Los ensayos de energía de fractura se han realizado con una máquina servohidráulica Instron 8805. La medida de la carga se ha medido con una célula Instron dinámica de ±5 kN, con una precisión nominal del 0,2% del valor medido y una sensibilidad de ±1 N. El desplazamiento bajo el punto de carga se ha medido con 2 extensómetros inductivos (LVDT) Solartrón de ±2,5 mm. Su precisión nominal es del 0,5% del valor medido y tienen una sensibilidad de 0,1 μm. Los hemos usado haciendo media de la señal analógica antes de la conexión al sistema de control; en estas condiciones hemos comprobado que el error máximo en todo el rango de recorrido es inferior a 2,0 μm. La Figura 1 muestra el dispositivo experimental usado en los ensayos de energía de fractura. La fotografía permite apreciar, además de la célula de carga y de la pareja de LVDTs que hemos descrito, el uso de unos apoyos antitorsión que minimizan el consumo de energía fuera de la zona de fractura [18-20].

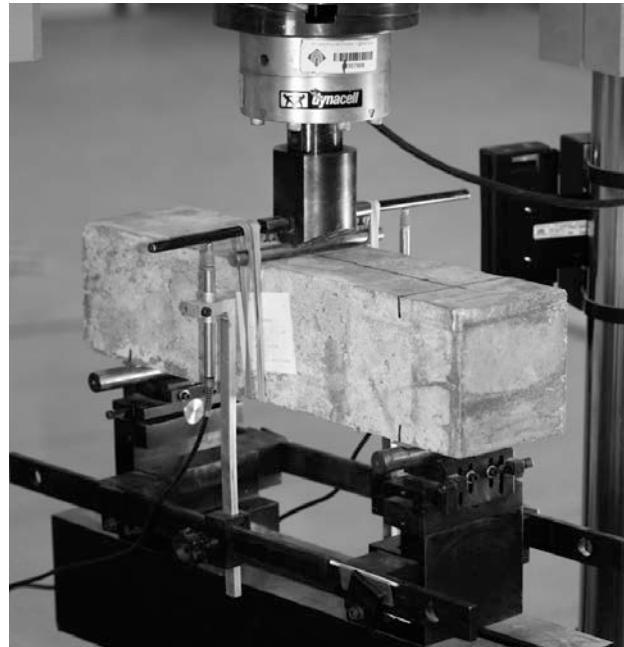


Figura 1. Ensayo de energía de fractura sobre probeta de 10 × 10 × 40 cm entallada

### 3. RESULTADOS

La Tabla 2 recoge las principales características mecánicas obtenidas.

### 4. DISCUSIÓN

#### 4.1. El coeficiente de conversión

La normativa vigente (EHE) obliga al empleo de un coeficiente de conversión  $\lambda_{cil,cub15}$  que relaciona la re-

**Tabla 2.** Características mecánicas

		L	P	B	A	R	E	C	F
		Ligero	Pesado	Bombeable	Muy Alta Resistencia	Alta Resistencia Inicial	Expansivo	Bajo Calor Hidratación	Fabricado en planta convencional
$f_{c,cil}$ (MPa)	Media	61,8	64,4	86,8	113,0	73,1	86,6	75,9	89,4
	Desv. Estándar	3	3	4	9	4	3	4	4
$f_{c,cub}$ (MPa)	Media	67,9	68,2	90,7	123,4	74,2	98,9	83,7	102,1
	Desv. Estándar	2	3	4	4	3	13	4	4
$f_t$ (MPa)	Media	3,34	3,86	4,64	5,49	4,93	6,45	5,13	5,59
	Desv. Estándar	1	1	1	1	0	0	0	1
$G_F$ (N/m)	Media	97,0	139,0	119,0	187,0	254,0	124,0	157,0	197,0
	Desv. Estándar	5	25	11	12	42	8	3	26
$E_0$ (GPa)	Media	20,0	34,0	30,0	43,0	34,0	34,0	29,0	32,0
	Desv. Estándar	1	1	2	2	1	1	4	2
$l_{ch}$ (mm)		174	317	166	267	355	101	173	202

sistencia a compresión  $f_c$ , en MPa, referida a probeta cilíndrica de 15 × 30 cm, con la resistencia a compresión  $f_{c, cúbica}$ , en MPa obtenida a partir de ensayos realizados en probetas cúbicas de 15 cm de arista recogido en la Ecuación (1).

$$f_c = \lambda_{cil, cub15} \cdot f_{c, cúbica} \quad (1)$$

Los valores del coeficiente de conversión que establece la EHE en el Art. 86.3.2, son los indicados en la Tabla 3 y los equivalentes en el Eurocódigo-2, basándose en la norma EN-206-1, son los de la Tabla 4.

La Figura 2 recoge los resultados del coeficiente de conversión medido (por cociente entre los resultados de los ensayos realizados sobre los dos tipos de probeta) en el valor indicado en cada barra, comparado,

**Tabla 3.** Valores según la EHE

Resistencia en probeta cúbica, $f_c$ (MPa)	$\lambda_{cil,cub15}$
$f_c < 60$	0,90
$60 \leq f_c < 80$	0,95
$f_c \geq 80$	1,00

**Tabla 4.** Valores según el Eurocódigo-2

Resistencia en probeta cúbica, $f_c$ (MPa)	$\lambda_{cil,cub15}$
60	0,80
70	0,82
80	0,84
90	0,86
100	0,87

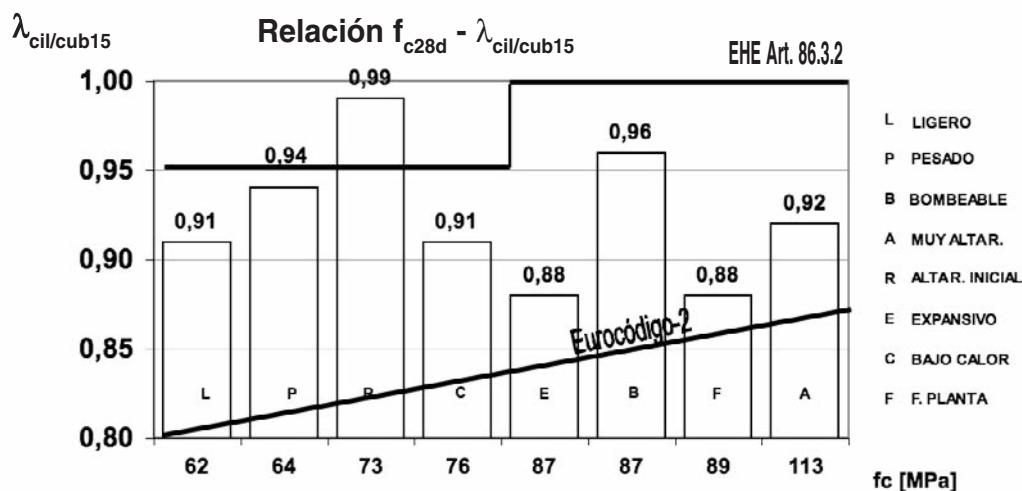


Figura 2. Relación de la resistencia a compresión con el coeficiente de conversión

por un lado con el valor establecido en la EHE, y por otro, con los valores establecidos en el Eurocódigo-2, ambos indicados mediante sendas líneas sobre el gráfico. En esta figura los hormigones están ordenados por su resistencia a compresión en probeta cilíndrica.

Como puede verse, en el resultado de la investigación experimental realizada, no parece existir relación entre la resistencia a compresión y el coeficiente de conversión, cuando lo que se comparan son resultados obtenidos en diferentes tipos de hormigón.

Este aspecto tiene transcendencia para el control de estos hormigones en las obras. De un lado, la tabla propuesta, incluida no como comentario si no como articulado obligatorio, fuerza al control mediante probeta cilíndrica para aquellos hormigones con coeficientes  $\lambda_{cil,cub15}$  mayores de los establecidos en la tabla (por ejemplo el HAR de alta resistencia inicial de nuestra investigación), dado que los resultados de la aplicación de la tabla a las resistencias de probetas cúbicas penalizaría las resistencias y, por tanto, el coste; conduciendo en el caso contrario de hormigones con coeficientes  $\lambda_{cil,cub15}$  menores de los establecidos en la tabla (la mayoría de los estudiados en nuestra investigación) a valores de la resistencia a compresión inseguros (más resistencia estimada para la probeta cilíndrica que la real).

Pero el problema fundamental, es que la dependencia entre ambos parámetros ( $f_c$  y  $\lambda_{cil,cub15}$ ) sólo puede existir para un tipo concreto de hormigón. Es decir, si por ejemplo tomamos varios hormigones con la misma composición y variamos sólo el contenido de cemento o la relación A/C manteniendo igual el resto de parámetros (especialmente el tipo y tamaño máximo de los áridos).

Incluso en ese caso, los coeficientes de conversión, si bien asociables a  $f_c$ , serían otros diferentes de los contenidos en esa tabla. Unos diferentes para cada tipo de hormigón.

En nuestra opinión, el coeficiente  $\lambda_{cil,cub15}$  es específico de cada hormigón e independiente de  $f_c$ , y debe obtenerse, en lugar de por una tabla fijada en la normativa, mediante una serie de ensayos de calibración, que son bastante sencillos de realizar, y que están totalmente justificados, por la repercusión económica que tiene este parámetro, en cualquier obra en la que se emplee hormigón de alta resistencia y se pretenda controlarlo mediante probetas cúbicas. No obstante, a continuación, proporcionamos criterios para estimar este coeficiente. Estos criterios están basados en los parámetros ( $l_{ch}$  y  $D$ ) que, según los resultados de la experimentación realizada, controlan  $\lambda_{cil,cub15}$ , y entre los que no se encuentra  $f_c$ .

La utilidad de la expresión que a continuación vamos a proponer, para el cálculo de este coeficiente, radica más en que posibilita el entendimiento conceptual de los parámetros que realmente intervienen

en él que en su uso práctico en el control de las obras, dado que para obtener el coeficiente mediante el uso de la formulación que proponemos se precisan ensayos bastante más complicados y costosos que los sencillos ensayos de compresión simple sobre ambos tipos de probeta necesarios para obtener el coeficiente de forma directa.

#### 4.2. Factores que influyen en el coeficiente de conversión

Es conocido que la máxima tensión que puede sopor tar un elemento estructural de hormigón, por ejemplo una probeta, es función de su forma, tamaño, condiciones de carga y de las propiedades del material. En este trabajo de investigación se han estudiado con detalle la influencia de la forma y el tamaño de las probetas, dejando constantes las condiciones de contorno y las propiedades del material.

El primer factor que condiciona la resistencia de las probetas de hormigón es su tamaño. Este efecto se conoce como "efecto escala", y conduce a que las probetas grandes resistan menores tensiones que las pequeñas del mismo material.

En ausencia del efecto de escala, dado que en este artículo sólo se analizarán los resultados obtenidos con las probetas de 15 cm, los factores que influyen en el coeficiente de conversión son la longitud característica  $l_{ch}$  (que caracteriza el comportamiento en fractura del hormigón) y el tamaño máximo del árido  $D$ .

La longitud característica  $l_{ch}$  es un parámetro que se obtiene según la Ecuación (2) a partir del módulo de elasticidad medido sobre la probeta estándar de 15x30 cm UNE-EN-12390-3:2009, la resistencia a tracción indirecta medida en ensayo brasileño UNE-EN-12390-6:2001 y la energía de fractura medida mediante ensayo de flexión en 3 aristas sobre probeta de 10x10x40 cm entallada, según el método propuesto por el Comité RILEM TC-50 [17] con las mejoras propuestas por Planas, Guinea y Elices [18-20].

$$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_F}{f_t^2} \quad (2)$$

Tras el estudio de los ensayos realizados, hemos llegado a la Ecuación (3) para el coeficiente  $\lambda_{cil,cub15}$ , que ajusta razonablemente los coeficientes reales como puede verse en la Figura 3, en la que el resultado de la aplicación de la expresión propuesta se muestra con una línea quebrada. En esta figura los hormigones se presentan ordenados según su longitud característica.

$$\lambda_{cil,cub15} = 0,87 + 2,08 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{l_{ch}}{D} \quad (3)$$

- $l_{ch}$  es la longitud característica
- $D$  es el tamaño máximo del árido

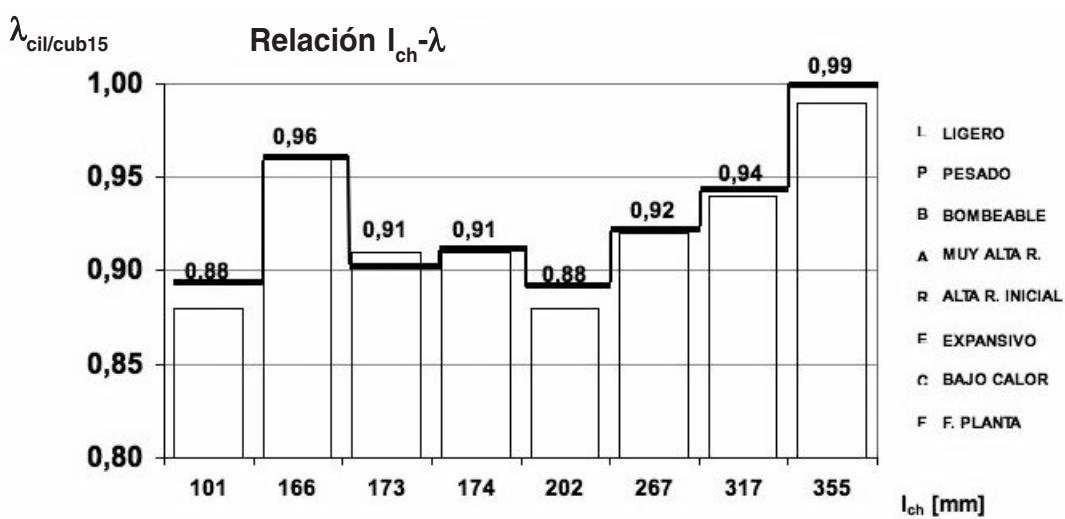


Figura 3. Relación coef. conversión- longitud característica

Hay que señalar que en el caso del hormigón bombeable, el valor de  $D$  se ha tomado del tamaño máximo del árido fino (4 mm), en lugar de emplear el del árido grueso, dada la anormalmente baja proporción de árido grueso de la dosificación, muy inferior a la normal por las necesidades del bombeo a gran altura, que hace que éste esté poco involucrado en los procesos de fractura.

Hay que señalar también, que, en la formulación propuesta, el valor de la longitud característica es bastante sensible a los procedimientos de ensayo empleados para obtener tanto la resistencia a tracción como, especialmente, la energía de fractura, pudiendo ser necesario el empleo de unos coeficientes diferentes a los indicados si se emplean procedimientos de ensayo distintos a los aquí descritos.

## 5. CONCLUSIONES

Se ha presentado un resumen de los resultados experimentales de una campaña de ensayos sobre ocho hormigones de alta resistencia realizados por OHL. En particular, ensayos de compresión realizados con probetas cilíndricas estándar (de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura) y con cubos de 150 mm de lado. También hemos presentado los resultados de otros ensayos de caracterización mecánica básica (resistencia a tracción y módulo elástico) y avanzada (energía de fractura).

Hemos analizado los valores del coeficiente de conversión de resistencias a compresión entre probetas cilíndricas y cúbicas y su correspondencia con los valores establecidos en el articulado de la EHE y del Eurocódigo 2, comprobando la falta de correlación entre la resistencia a compresión simple y su coeficiente de conversión entre probetas cúbicas y cilíndricas. En siete de los ocho tipos de HAR resulta que el coeficiente de conversión que la EHE obliga a utilizar es mayor que el real, lo cual implica que la norma española nos sitúa del lado de la inseguridad. Por el contrario, los coeficientes de conversión calcu-

lados según el Eurocódigo 2 son, en todos los casos, menores que los reales, lo cual implica que el uso de la probeta cúbica para caracterizar estos HAR siguiendo dicha normativa europea sería antieconómico. En estas condiciones no es seguro ni ventajoso el uso de la probeta cúbica. En realidad, el problema está generado por el hecho de que los coeficientes de conversión de la normativa sean de uso obligatorio.

Por ello, proponemos una modificación de dichas normas que establezca sus coeficientes de conversión sólo como orientativos, y que permita la realización de ensayos de calibración con cada tipo de hormigón para determinar experimentalmente su coeficiente de paso entre cubos y cilindros.

Finalmente, hemos propuesto una formulación alternativa para el coeficiente de conversión, que lo relaciona linealmente con el cociente entre la longitud característica del material y el tamaño máximo del árido, que son los dos parámetros que influyen directamente en él según la investigación realizada. El ajuste de esta fórmula con los coeficientes reales de los ocho tipos de hormigón es muy bueno, lo cual demuestra que el coeficiente de conversión depende de los parámetros que gobiernan la localización del daño en compresión. Esta fórmula del coeficiente de conversión no es de uso tecnológico, ya que los parámetros de los que depende son difíciles de obtener (en comparación con la resistencia a compresión). No obstante, el estudio demuestra que el coeficiente de conversión no depende, al menos de forma directa, de la resistencia a compresión, y justifica que la normativa deba permitir la calibración directa, para cada tipo de hormigón, del coeficiente de conversión por medio del ensayo de cilindros y cubos.

## REFERENCIAS

- [1] BAZANT Z.P., PLANAS J. *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. Boca Raton, Florida: CRC Press, 1998.

- [2] VAN MIER J.G.M. *Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions*. PhD thesis. Eindhoven, The Netherlands: Eindhoven University of Technology, 1984.
- [3] MARKESET G., HILLERBORG A. "Softening of concrete in compression- localization and size effects". *Cement and Concrete Research*. 1995, nº 25, p. 702-708.
- [4] LEE Y.H., WILLAM K., KANG H.D. "Experimental observations of concrete behaviour under uniaxial compression". *Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2 Conf.* Vol. I. Freiburg, Germany: Aedificatio Publishers, 1995, p. 397-414.
- [5] RILEM-TC-148. "Test methods for the strain-softening response of concrete - Strain softening of concrete in uniaxial tension". *Materials and Structures*. 1997, vol. 30, nº 198, p. 195-209. (ISSN: 1359-5997)
- [6] RILEM-TC-148. "Test method for measurement of the strain-softening behaviour of concrete under uniaxial compression. *Materials and Structures*. 2000, vol. 33, nº 6, p. 347-351. (ISSN: 1359-5997)
- [7] KOTSOVOS M.D. "Effect of testing techniques on the post-ultimate behaviour of concrete in compression". *Materials and Structures*. 1983, vol. 16, nº 1, p. 3-1.
- [8] VAN VLIET M.R.A., VAN MIER J.G.M. "Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression". *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*. 1996, nº 1, p. 115-127.
- [9] SHAH S.P., SANKAR R. "Internal cracking and strain-softening response of concrete under uniaxial compression". *ACI Materials Journal*. 1987, 84, nº 3, p. 200-212.
- [10] BAZANT Z.P. "Identification of strain-softening constitutive relation from uniaxial series coupling model for localization". *Cement and Concrete Research*. 1989, vol. 19, nº 6, p. 973-977.
- [11] HILLERBORG A. "Fracture mechanics concepts applied to moment capacity and rotational capacity of reinforced concreted beams". *Engineering Fracture Mechanics*. 1990, vol. 35, nº 1-3, p. 233-240.
- [12] CHOI S., THIENEL K.C., SHAH S.P. "Strain softening of concrete in compression under different end constraints". *Magazine of Concrete Research*. 1998, vol. 48, p. 103-115.
- [13] GERSTLE K., ASCHL H., BELLOTTI R., BERTACCHI P., KOTSOVOS M., KO H., LINSE D., NEWMAN J., ROSSI P., SCHICKERT G., TAYLOR M., TRAINA L., WINCKLER H., ZIMMERMAN R. "Behavior of Concrete under multiaxial stress states". *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE. 1980, vol. 106, nº EM6, p. 1383-1403.
- [14] BORGES J.U.A., SUBRAMANIAM K.V., WEISS W.J., SHAH S.P., BITTENCOURT T. "Length effect on ductility of concrete in uniaxial and flexural compression". *ACI Structural Journal*. 2004, vol. 101, p. 765-772.
- [15] JANSEN D.C., SHAH S. P., ROSSOW E.C. "Stress-strain results of concrete from circumferential strain feedback control testing". *ACI Materials Journal*. 1995, vol. 92, nº 4, p. 419-428.
- [16] RODRÍGUEZ DEL VISO J., RUIZ CARMONA J., RUIZ LÓPEZ G. "Efecto de la forma y el tamaño de la probeta en la resistencia a compresión en hormigón de alta resistencia". *Hormigón y Acero*. 2008, vol. 59, nº 248, p. 77-86.
- [17] RILEM Committee on Fracture Mechanics of Concrete. "Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests notched beams". *Materials and Structures*. 1985, vol. 18, nº 106, p. 285-290.
- [18] GUINEA G.V., PLANAS J., ELICES M. "Measurement of the fracture energy using three point bend tests. 1. Influence of experimental procedures". *Materials and Structures*. 1992, vol. 25, p. 121-218.
- [19] PLANAS J., ELICES M., GUINEA G.V. "Measurement of the fracture energy using three point bend tests. 2. Influence of bulk energy dissipation". *Materials and Structures*. 1992, vol. 25, p. 305-312.
- [20] ELICES M., GUINEA G.V., PLANAS J. "Measurement of the fracture energy using three point bend tests. 3. Influence of cutting the P- $\delta$  tail". *Materials and Structures*. 1992, vol. 25, p. 327-334.

# Análisis plástico no lineal de arcos metálicos a pandeo lateral

*Non-linear inelastic analysis of lateral buckling in steel arches*

José Luis Manzanares Japón<sup>(1)</sup> e Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo<sup>(1)</sup>

Recibido | Received: 10-09-2010

Aceptado | Accepted: 31-03-2011

## Resumen

**E**n este artículo se proponen gráficas que relacionan la forma de la sección transversal cajón de un arco con la carga última real lateral para diferentes valores de longitud, condiciones de contorno y canto de la sección transversal.

Para ello es necesario determinar la carga última real lateral de una serie de arcos y comparar los resultados obtenidos con los aportados por otros investigadores.

La carga última real lateral tiene en cuenta un material elastoplástico y la hipótesis de no linealidad geométrica, tensiones residuales e imperfecciones geométricas iniciales.

Los resultados obtenidos se comparan con los deducidos en 1977 por Sakimoto y Komatsu.

En lo que respecta a la influencia de la relación flecha-luz en la carga última de colapso, se determina que para valores pequeños de longitud (esbelteces reducidas),  $q_u/q_p$  es mayor para  $f/L=0,2$  que para  $f/L=0,1$ ; para mayores valores (mayores esbelteces reducidas),  $q_u/q_p$  permanece casi constante.

Como conclusión se determina un método de predimensionamiento de arcos a efectos de pandeo lateral, ajustando una superficie de interacción con los parámetros  $q_u/q_p$ , L y "a" tanto para arcos biapoyados como biempotrados.

**Palabras clave:** arcos parabólicos, pandeo lateral, carga última real lateral, factor de forma, carga de plastificación, esbeltez relativa.

## Abstract\*

*I*n this article curved graphs are proposed that relate the shape of the box cross section of an arch with the actual ultimate lateral strength for different values of length, support conditions and height of the cross section.

*For that, it has been necessary to determine the actual ultimate lateral strength of a series of arches and compare the results obtained with those provided by other investigators.*

*Elastic plastic steel material, geometric nonlinearity hypotheses, residual stresses and initial lateral deflection are all taken into consideration with respect to the real ultimate lateral strength.*

*The results obtained are compared with those deduced in 1977 by Sakimoto and Komatsu.*

*The influence of the raise to span ratio determines that for reduced slenderness,  $q_u/q_p$  is bigger for  $f/L=0,2$  than for  $f/L=0,1$ ; for big slenderness,  $q_u/q_p$  keeps almost constant.*

*As conclusion, a previous arch calculation method for lateral buckling has been determined, an interaction surface with the  $q_u/q_p$ , L and "a" parameters for clamped and hinged arches.*

**Keywords:** parabolic arches, lateral buckling, actual ultimate lateral strength, shape factor, yielding load, relative slenderness.

\* An extensive English language summary of the present article is provided on page 94 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Sevilla (Sevilla, España).

Persona de contacto / Corresponding author: ihinojosa@ayesa.es

## 1. INTRODUCCIÓN

El trabajo de investigación desarrollado por los autores del artículo establece una serie de fases necesarias para alcanzar el objetivo buscado:

- Determinar la carga última real lateral de una serie de arcos, variando la relación flecha-luz, el tipo de coacción y la forma de la sección transversal.
- Comparar los resultados obtenidos con los aportados por la bibliografía existente.
- Proponer unas curvas o diagramas de interacción que relacionen la forma de la sección transversal con la carga o tensión crítica real lateral de rotura para diferentes valores de longitud, canto de la sección transversal y condiciones de sustentación.

La determinación de la carga última real lateral de los arcos se ha realizado con el programa de cálculo de estructuras Ansys en sus versiones 10.0 y 11.0, bajo la consideración de material acero con comportamiento elastoplástico y las hipótesis de no linealidad geométrica, tensiones residuales e imperfecciones geométricas laterales iniciales. La modelización del arco se realiza con elementos planos tipo lámina de cuatro nodos con comportamiento plástico que admiten cálculos con grandes deformaciones (no linealidad geométrica) y con seis grados de libertad en cada nodo.

Los resultados que se obtienen se contrastan con los deducidos por Sakimoto y Komatsu [1] en 1977 bajo sus particulares hipótesis de cálculo con el fin de validar el modelo empleado.

Por último, a partir de estos valores se obtienen unas curvas que relacionan la forma de la sección transversal con la carga última frente a pandeo lateral. La sección transversal considerada es tipo cajón con chapas soldadas. Se define el coeficiente de forma de la misma como la relación entre el ancho y el canto.

A partir de estas gráficas se busca deducir cuál es la forma de la sección transversal cajón que optimiza el comportamiento de un arco metálico frente al fenómeno del pandeo lateral para diferentes longitudes y condiciones de sustentación.

## 2. MATERIAL DEL ARCO

El material del arco es acero S235, isótropo, con límite elástico  $f_y = 235 \text{ MPa}$ , módulo de elasticidad  $E=210.000 \text{ MPa}$ , coeficiente de Poisson  $\nu=0,2$  y comportamiento elastoplástico correspondiente a un material bilineal cinemático, tal y como se muestra en la Figura 1.

## 3. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PARA ARCOS

El Modelo de Elementos Finitos [2] empleado para determinar la carga última de colapso de arcos metálicos

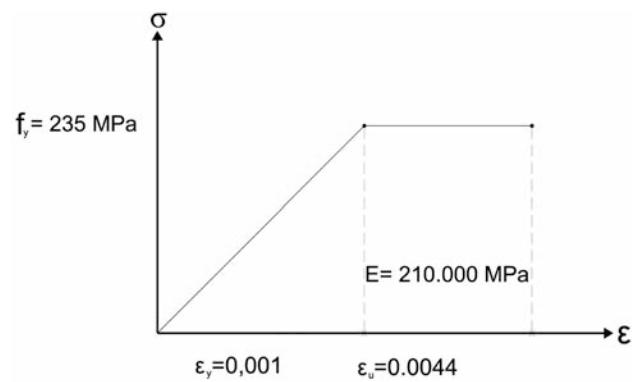


Figura 1. Curva de comportamiento del acero. Relación tensión-deformación

es de tipo elastoplástico, el cual recoge la no linealidad de comportamiento tanto en lo que respecta al material como a la geometría. El arco se simula como un elemento tridimensional con elementos lámina.

La formulación del modelo se basa en las siguientes consideraciones e hipótesis:

- No linealidad geométrica. La geometría de los elementos varía durante la actuación de las fuerzas exteriores y las relaciones entre deformaciones y desplazamientos y tensiones y deformaciones a partir de un cierto valor de carga, no son lineales (Figura 2).

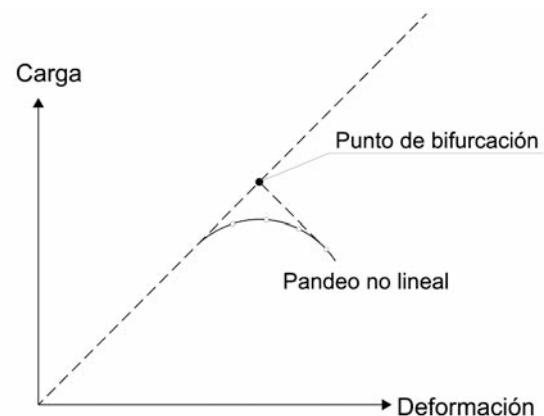


Figura 2. Diagrama carga-deformación del pandeo lateral lineal y no lineal

- La sección transversal mantiene su forma durante la deformación, ya que no existe pandeo local ni distorsión.

Un tema fundamental que hay que considerar a la hora de hacer los cálculos relativos a la presente investigación es el espesor de las chapas que conforman la sección transversal del arco.

La **abolladura** es un fenómeno de “inestabilidad local” que puede tener lugar en las chapas que constituyen la sección del arco.

Si se atiende a lo prescrito en la RPM-95 [3] sobre la clasificación de almas parcial o totalmente comprimi-

das, se deduce que el alma es COMPACTA (y no abolla) para el caso de compresión simple si se verifica:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{456}{13\alpha - 1} \cdot \varepsilon \text{ con } \alpha = 1 \quad (1)$$

donde  $d$  es la longitud de la chapa,  $t_w$  el espesor de la misma y  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ , con  $f_y$  expresado en N/mm<sup>2</sup>.

En conclusión,  $d/t_w \leq 38\varepsilon$ . El cumplimiento de esta condición geométrica asegura la presencia de una sección compacta que no sufre abolladura. Por ello todas las secciones transversales empleadas cumplen la desigualdad antes definida.

Otro aspecto básico en el funcionamiento de la sección del arco es la DISTORSIÓN de la misma.

El fenómeno de la distorsión es tanto mayor cuanto mayor es la relación ANCHO-LUZ del arco; por el contrario, en arcos de grandes luces el efecto desaparece al ser la relación ancho-luz pequeña.

Entre los elementos que constituyen la sección transversal en cajón metálica cabe destacar el arriostramiento transversal a través de los diafragmas, los cuales tienen varias misiones:

- Controlar y resistir la distorsión del cajón provocada por la solicitación excéntrica.
- Controlar el pandeo fuera del plano de las chapas comprimidas.
- Ayudar a impedir la inestabilidad de las almas metálicas.

La distorsión provoca que las tensiones longitudinales de la flexión general del arco dejen de ser uniformes, concentrándose en un lateral del cajón. El control de la distorsión se realiza con triangulaciones entre los rigidizadores transversales, creando lo que se llaman DIAFRAGMAS, los cuales soportan la distorsión, sin penalizar el estado de tensiones longitudinales de las chapas del cajón [4].

En la Figura 3 se incluye una imagen de diafragma.

Los diafragmas de apoyo son unos elementos especiales, situados en el caso particular de puentes sobre pilas y estribos, con la misión de transmitir correctamente los esfuerzos del tablero a dichas pilas y estribos.

Por lo tanto, se pone de manifiesto la necesidad de la colocación de diafragmas a lo largo de la directriz del arco que minimicen el fenómeno de la distorsión.

La RPM-95 [3] en su apartado 6.6, define el tratamiento específico de los diafragmas. Se comentan a continuación los aspectos más destacados de su contenido.



Figura 3. Ejemplo de diafragma. Puente arco metálico en San Doná del Piave (Venecia)

Los diafragmas son elementos transversales que se disponen en el interior de las vigas en cajón con el fin de limitar, fundamentalmente, la distorsión de la sección y asegurar una eficaz incorporación de las cargas exteriores a la estructura, así como una eficaz difusión de las reacciones de apoyo.

Se deben disponer diafragmas en las secciones de apoyo y en las intermedias.

Se consideran una serie de condiciones mínimas para que no sea necesario considerar los efectos de la distorsión en el cajón, es decir, que la sección transversal sea indeformable y que las cargas excéntricas solamente produzcan esfuerzos de torsión uniforme con las consecuentes tensiones tangenciales que equilibren la torsión:

#### – Distancia entre diafragmas

$$L_D \leq 4 \cdot d \quad (2)$$

donde  $L_D$  es la distancia entre diafragmas y  $d$  es la altura del alma del cajón.

Además de los diafragmas de apoyo se debe disponer un mínimo de 4 diafragmas intermedios en cada vano del puente.

#### – Rígidez mínima

$$\frac{K_D}{K_{DW} \cdot L_D} \geq 1.500 \quad (3)$$

donde  $K_D$  es la rigidez del diafragma y  $K_{DW}$  la rigidez del cajón frente a la distorsión.

#### – Condiciones de resistencia

Los diafragmas intermedios han de dimensionarse con capacidad para resistir los siguientes esfuerzos:

- Esfuerzos originados por la torsión debida a la excentricidad de las cargas exteriores y a la geometría en puentes curvos.

- Esfuerzos originados por su función de rigidizador transversal.
- Esfuerzos originados por las cargas que actúan directamente sobre el diafragma.

En el caso de diafragmas de apoyo se añadirá el dimensionamiento frente a las reacciones de apoyo debidas a las cargas horizontales y verticales.

Con todo lo anteriormente expuesto relativo al fenómeno de la distorsión se pone de manifiesto la necesidad de modelizar el efecto de los diafragmas para obtener unos resultados "no afectados" por la distorsión, que reflejan más fielmente lo que se emplea en la realidad.

Con el fin de no introducir "nuevas variables" en el desarrollo de la presente investigación que hagan perder de vista el planteamiento general de la misma, se utiliza para un determinado canto el mismo diafragma, independientemente del ancho y el espesor de la sección considerada. Los resultados arrojados son perfectamente válidos, sin perjuicio de obtener un resultado más exacto empleando un diafragma de tipologías y dimensiones más específico atendiendo ya sea a la realidad ya sea a la normativa considerada.

Los diafragmas se modelizan con el tipo "MARCO" empleando elementos tipo "BEAM 4" que unen cuatro Keypoints situados en los extremos de la sección transversal, tal como se indica en la Figura 4.

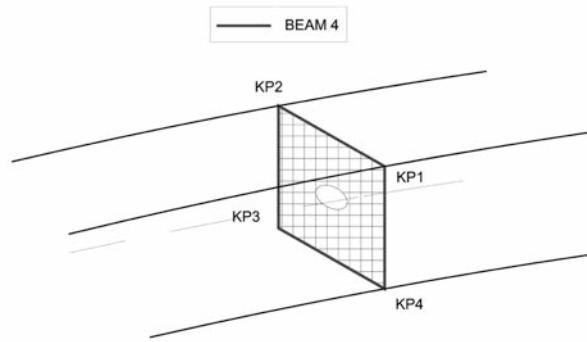


Figura 4. Modelización de los diafragmas intermedios

Las características de los diafragmas empleados son independientes del CANTO de la sección transversal, tal como se indica en la Tabla 1.

### 3.1. Modelización del arco

Tal y como se ha comentado anteriormente, los cálculos relativos a la carga última se han realizado con el

programa de cálculo de estructuras Ansys. La modelización del arco se lleva a cabo con elementos superficiales tipo lámina Shell 43, formados por cuatro nodos con comportamiento plástico que admiten un cálculo con grandes deformaciones (no linealidad geométrica); tienen seis grados de libertad en cada nodo: traslaciones según las direcciones nodales "x", "y" y "z", y rotaciones con respecto a los mismos ejes.

Se simulan arcos de directrices parabólicas con sección cajón, formados por chapas soldadas y sometidas a una carga constante uniformemente distribuida en planta, tanto biapoyados como biempotrados.

La ecuación de la directriz del arco viene dada por:

$$y(x) = -4 \frac{f}{L} x^2 + f \quad (4)$$

donde  $f$  es la flecha y  $L$  la longitud, tal como se muestra en la Figura 5.

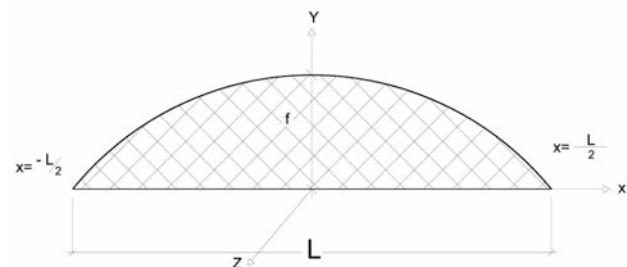


Figura 5. Definición de los parámetros incluidos en la ecuación de la parábola directriz del arco

Las secciones transversales que se emplearán son cañones rectangulares o cuadrados de dimensiones variables con espesores tales que pertenecen a secciones con alas y almas compactas, con lo que se asegura la no existencia de abolladura en ninguna de las chapas que conforman la estructura. Se cumple  $\frac{d}{t_w} \leq 38\epsilon$ ,

donde  $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ , siendo  $f_y$  el límite elástico en N/mm<sup>2</sup>.

El modelo tridimensional se construye definiendo una sección en el espacio con 40 puntos perpendiculares a la directriz en el origen de la misma, los cuales se unen por 40 líneas que constituyen una sección rectangular.

La directriz se genera mediante 41 puntos de la ecuación (4) con una curva SPLINE que pasa por dichos puntos.

A continuación se extruye la sección a lo largo de la curva directriz generando en el cálculo tantas áreas como líneas hay en la sección (40 áreas).

Tabla 1. Características de los diafragmas empleados.

Canto de sección transversal (m)	Distancia entre diafragmas (m)	Sección (m <sup>2</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$I_t$ (cm <sup>4</sup> )
0,50 / 1	5	0,0026	449,50	167,30	9,25

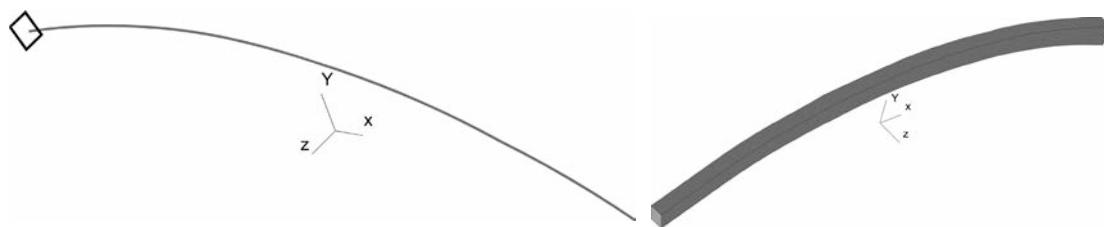


Figura 6. Génesis del Arco

En la Figura 6 se muestra la génesis del arco por extrusión de la sección transversal inicial a lo largo de la directriz.

### 3.2. Modelización de las condiciones de contorno

En lo que se refiere a las condiciones de contorno, se consideran dos tipos:

- Arco biapoyado: la vinculación de cada apoyo al terreno se realiza colocando un apoyo simple en todos los nodos situados en la arista intermedia de cada extremo del arco paralela a la sección transversal. De esta forma se asegura que en los apoyos no existe desplazamiento alguno y que es posible el giro con respecto al eje "z".

En lo que respecta al comportamiento fuera del plano, la teoría define un vínculo en cada apoyo con el nodo central de cada extremo sin desplazamientos según los 3 ejes coordinados y con todos los nodos

de la arista intermedia paralela a la sección transversal sin desplazamiento según el eje "y". De esta forma se permitiría el giro en los apoyos con respecto al eje "y". No obstante, la realidad no coincide con lo que define la teoría. En la práctica los apoyos de las estructuras metálicas se ejecutan tal como se indica en la Figura 7, por lo que los cálculos fuera del plano en el caso de arco biapoyado se realizarán conforme a lo reseñado anteriormente.

- Arco biempotrado: La modelización del apoyo para el caso de arco biempotrado se realiza imponiendo en todos los nodos que componen el contorno unos desplazamientos con respecto a los ejes coordinados globales "x", "y" y "z" nulos.

De esta forma se asegura la no existencia de movimientos y giros en los apoyos.

En la Figura 8 se esquematizan gráficamente las condiciones de contorno impuestas para el arco biempotrado.

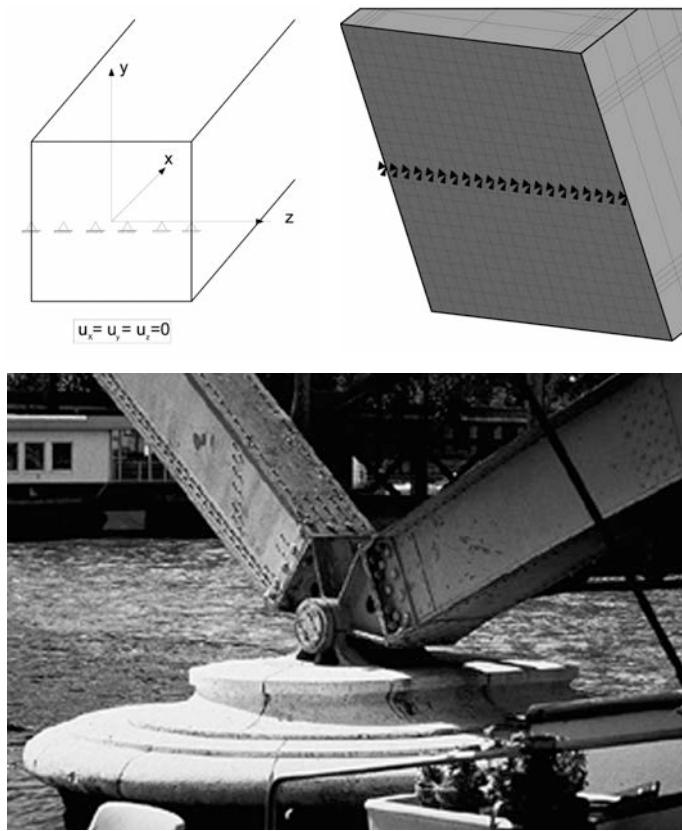
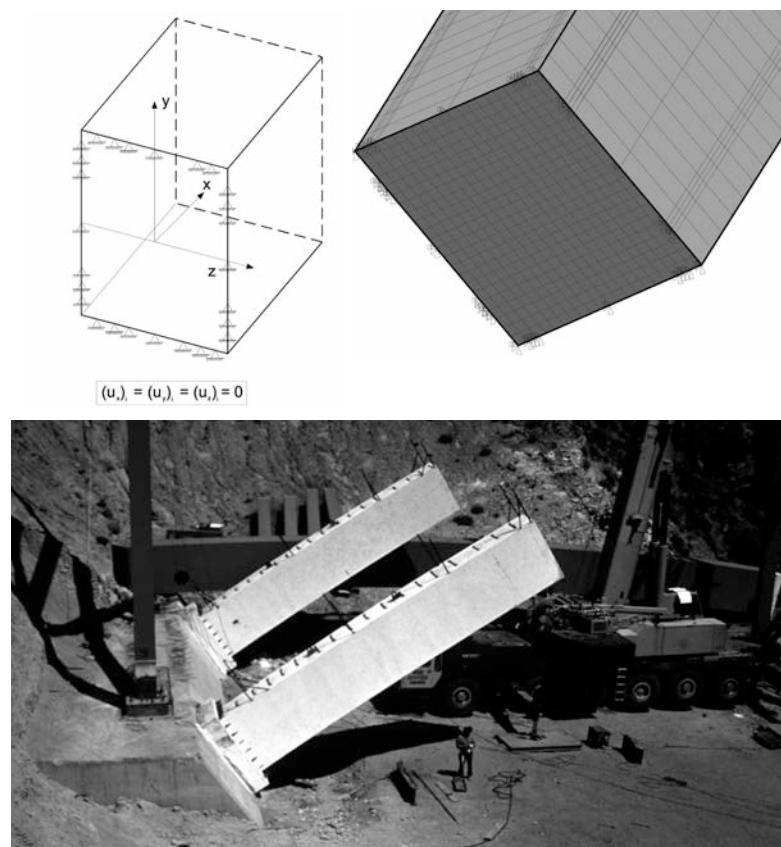


Figura 7. Condiciones de contorno impuestas para el caso de arco biapoyado modelizado con elementos SHELL 43. Detalle de apoyo de la pasarela Debilly en París sobre el Río Sena [5]

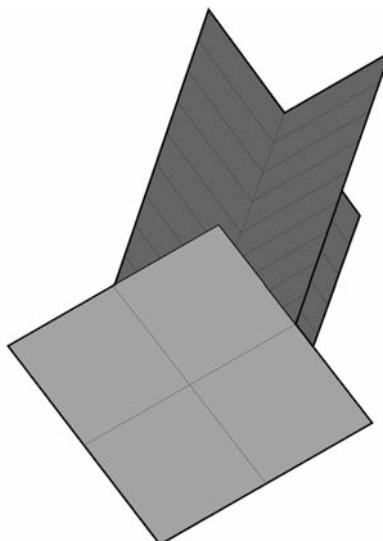


**Figura 8.** Condiciones de contorno impuestas para el caso de arco biempotrado modelizado con elementos SHELL 43.  
Detalle de empotramiento del arco del Tablate (en Granada) [5]

La modelización del arco con elementos SHELL 43 hace necesario la rigidización de los apoyos con chapas de grosor elevado que simulen la realidad: los arcos de sección cajón jamás se apoyan sin rigidizar para evitar la rotura por plastificación local de las chapas en los arranques. Es necesario diseñar un refuerzo con los espesores adecuados para que la tensión sea inferior al límite elástico.

En la Figura 9 se muestra el esquema de rigidización propuesto.

Los arcos reales tienen una sustentación similar. Este

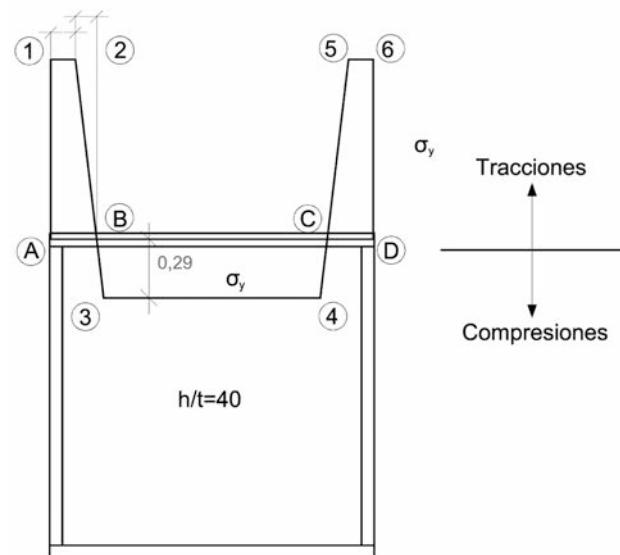


**Figura 9.** Detalle de rigidización del apoyo

refuerzo no altera la carga de colapso real, ya que las secciones pésimas están en riñones o en clave y la zona reforzada es tan corta que apenas afecta a la rigidez global de la estructura.

### 3.3. Modelización del estado de autotensiones

Se adopta la distribución de autotensiones recomendada por el ECCS [6] para secciones en cajón soldadas de relación  $h/t = 40$ , la cual se muestra en la Figura 10.



**Figura 10.** Distribución de autotensiones adoptada en el modelo de la investigación

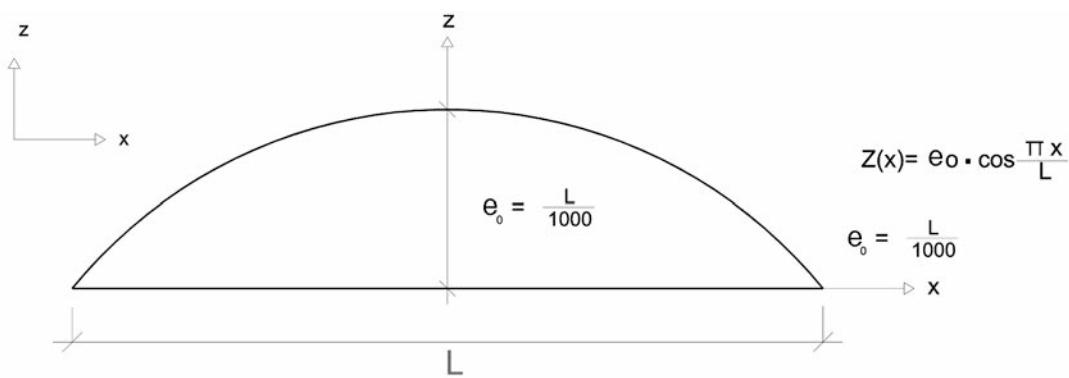


Figura 11. Imperfección geométrica del arco fuera del plano

Esta distribución de autotensiones se simula mediante un estado térmico que provoca el mismo efecto que la soldadura. El modelo de autotensiones se define dando a cada nodo de la directriz del arco que pasa por el punto A la temperatura

$$\Delta T_A = \frac{2,29 f_y}{E\alpha} \quad (5)$$

Con  $E$  módulo de deformación longitudinal y  $\alpha$  coeficiente de dilatación térmica del acero; a los de los puntos  $B$ ,  $C$  e intermedios la temperatura

$$\Delta T_B = \frac{0,29 f_y}{E\alpha} \quad (6)$$

y a los nodos que quedan entre los puntos (2) y (3) y (4) y (5) una temperatura lineal entre ambos de valor

$$\Delta T_{(x)} = (\Delta T_A + \Delta T_B / 6t) X - \Delta T_B \quad (7)$$

con  $X=0$  en el punto B.

La distribución de tensiones que se obtiene para cada arista es la buscada. [6]

#### 3.4. Imperfección geométrica constructiva empleada

Se adopta una deformada inicial de valor cosenoidal con el máximo en el punto medio del arco, de valor

$z(x)=e_0 \cdot \cos \pi x / L$ , donde  $e_0$  es el valor máximo de la imperfección  $L/1000$  y  $z$  la coordenada que indica la dirección perpendicular al plano del arco (Figura 11).

#### 3.5. Definición de las cargas actuantes

La determinación de la carga última fuera del plano se realiza para una carga lineal uniformemente distribuida en planta. En el estudio del comportamiento del arco a pandeo lateral “no se considera el peso propio del arco”.

Dado que el arco, al ser una estructura espacial, presenta un determinado espesor según el eje “z”, es necesario definir un procedimiento simplificado que regule la introducción de las cargas actuantes.

Si se considera una carga “q” actuante definida en kN/ml la aplicación de la misma se lleva a cabo sobre los nodos pertenecientes a las aristas extremas situadas en la cara superior de la estructura con valores de  $z$  iguales a “-b/2” y a “+b/2”, siendo “b” la dimensión horizontal del cajón.

En la Figura 12 se muestran los nodos objeto de aplicación de las cargas.

Una vez definidos los nodos sobre los que se aplican las cargas es necesario calcular el valor de las mismas. Sea “q” el valor de la carga lineal uniformemen-

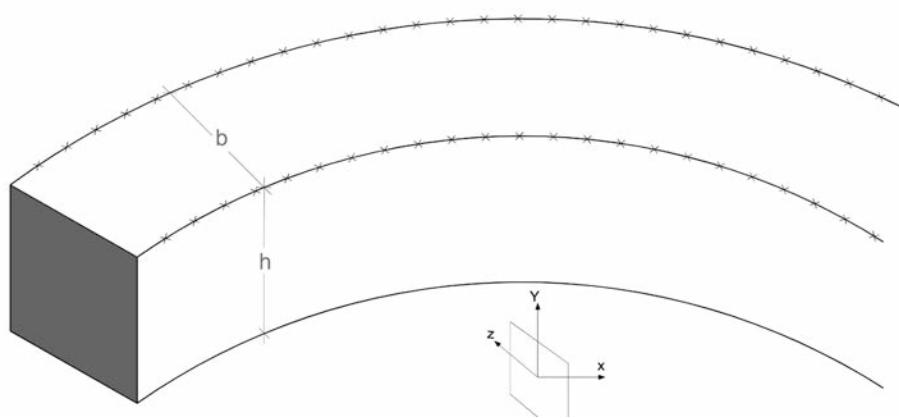


Figura 12. Distribución de las cargas actuantes sobre el arco

te distribuida. Si se considera el nodo "i", la magnitud de la carga asignada al nodo viene dada por:

$$F_i = \frac{(x_{i+1} - x_{i-1})}{2} \cdot 0,5 \cdot q \quad (8)$$

Donde  $x_{i+1}$  y  $x_{i-1}$  son las coordenadas x de los nodos i+1 e i-1 respectivamente. El factor 0,50 reparte la carga total entre las dos aristas extremas. En la Figura 13 se define el esquema de reparto de las fuerzas.

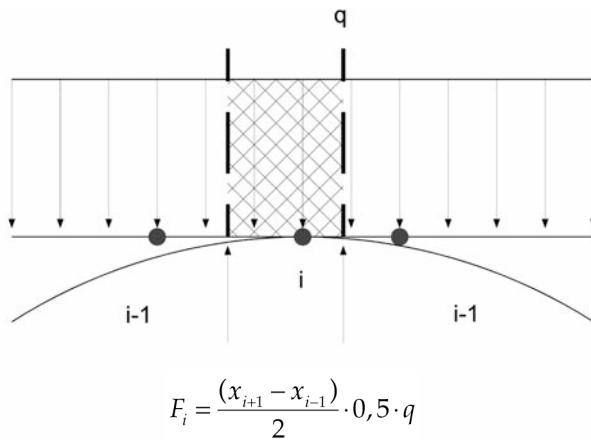


Figura 13. Reparto nodal de las cargas actuantes

Esta asignación de cargas sólo presenta una singularidad, correspondiente al caso de los nodos extremos. En este caso la magnitud de la fuerza viene dada por:

$$F_i^* = \frac{(x_i - x_{i-1})}{2} \cdot 0,5 \cdot q \quad (9)$$

Donde  $x_i$  es el valor de la coordenada x del nodo. En la Figura 14 se muestra el esquema de reparto para nodos extremos.

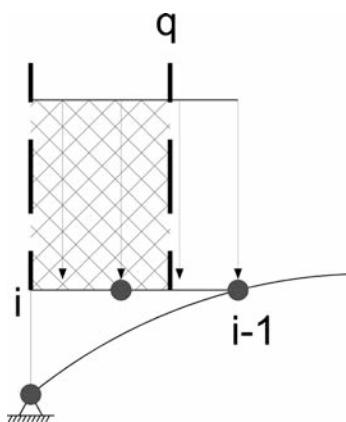


Figura 14. Reparto nodal de las cargas actuantes en el caso de nodos extremos

#### 4. PANDEO ELÁSTICO Y ANELÁSTICO

El trabajo se ha realizado en dos fases: primero, un análisis prepandeo y, a continuación, un análisis no lineal corrigiendo la geometría del modelo de elementos finitos con la deformada del primer modo de pandeo.

#### 4.1. Análisis prepandeo

Un análisis de pandeo lineal se ha realizado para determinar la influencia eventual de las imperfecciones geométricas en el comportamiento del modelo y validar el modelo definido por la hipótesis elástico-lineal. El método elegido para extraer los modos ha sido Block Lanczos, con 10 modos. El primer modo ocurre para un desplazamiento lateral en la dirección del eje "z".

La geometría de los elementos finitos incluye un desplazamiento inicial lateral en la dirección del eje "z" tal y como se describe en el apartado 3.4.

#### 4.2. Análisis no lineal

Una vez se ha realizado el análisis lineal y se ha obtenido el primer modo de pandeo, se desarrolla el cálculo elastoplástico no lineal incluyendo tensiones residuales e imperfecciones geométricas iniciales. Se busca mejorar la convergencia, considerando la no linealidad geométrica y especificando el número de iteraciones de equilibrio.

El cálculo de la carga última de pandeo lateral de los arcos se ha determinado confirmando que se produce previo colapso final de la estructura un aumento "desproporcionado" del valor del desplazamiento lateral  $u_z$  del centro del arco, hecho inequívoco de la rotura por pandeo lateral [7]. En la Figura 15 que se adjunta a continuación se muestra la forma que debe presentar la gráfica  $t-u_z$  en el caso de colapso de un arco por pandeo lateral.

#### 5. CÁLCULOS REALIZADOS Y RESULTADOS OBTENIDOS

En las Tablas 2 y 3 se indican los cálculos realizados, obteniendo como resultados:

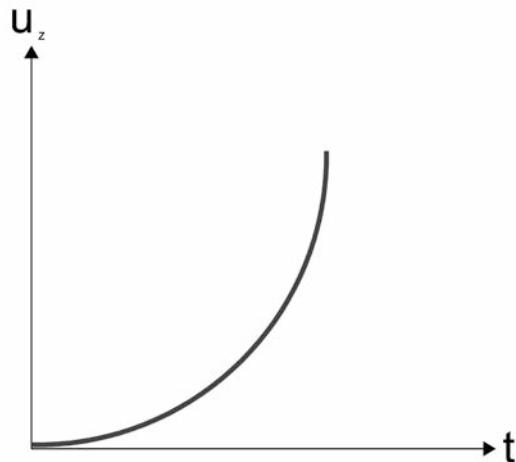


Figura 15. Forma de la gráfica tiempo-desplazamiento máximo según el eje z en el caso de colapso de un arco por pandeo lateral

**Tabla 2.** Cálculos realizados y resultados obtenidos del trabajo de investigación para las secciones transversales 50 x 100, 75 x 100 y 100 x 100

	Sección transversal 50 x 100		Sección transversal 75 x 100		Sección transversal 100 x 100	
	Arco Biapoyado	Arco Biempotrado	Arco Biapoyado	Arco Biempotrado	Arco Biapoyado	Arco Biempotrado
Longitud (m)	$q_u$ (KN/m)	$q_u$ (KN/m)	$q_u$ (KN/m)	$q_u$ (KN/m)	$q_u$ (KN/m)	$q_u$ (KN/m)
30	344,96	368,48	458,64	465,5	531,16	552,72
60	84,28	89,18	132,3	137,2	178,36	191,1
90	24,5	27,44	47,04	54,88	81,34	86,24
120	9,8	11,76	20,58	26,46	36,26	41,16
150	4,9	5,39	9,98	14,97	18,62	23,52
180	2,94	2,94	5,82	8,31	9,8	13,72

**Tabla 3.** Cálculos realizados y resultados obtenidos del trabajo de investigación para las secciones transversales 125 x 100, 150 x 100 y 200 x 100

	Sección transversal 125 x 100		Sección transversal 150 x 100		Sección transversal 200 x 100	
	Arco Biapoyado	Arco Biempotrado	Arco Biapoyado	Arco Biempotrado	Arco Biapoyado	Arco Biempotrado
Longitud (m)	$q_u$ (KN/m)	$q_u$ (KN/m)	$q_u$ (KN/m)	$q_u$ (KN/m)	$q_u$ (KN/m)	$q_u$ (KN/m)
30	1.010,38	1.015,28	1.123,08	1.132,88	1.685,6	1.700,3
60	404,74	441,98	455,7	510,58	684,04	775,18
90	223,44	235,2	266,56	287,14	404,74	472,36
120	109,76	125,44	126,42	168,56	198,94	308,7
150	51,32	65,69	65,66	98,98	102,64	205,27
180	25,66	37,63	39,2	58,8	59,87	134,0

Secciones transversales y espesor de chapas: 50 por 100 cm, e= 25 mm; 75 por 100 cm, e= 25 mm; 100 por 100 cm, e= 25 mm; 125 por 100 cm, e= 40 mm; 150 por 100 cm, e= 40 mm; 200 por 100 cm, e= 50 mm.

Condiciones de contorno: biapoyado y biempotrado.

Relación flecha-luz: 0,10.

Longitudes: 30, 60, 90, 120, 150 y 180 m.

Imperfección geométrica inicial fuera del plano.

Tensiones residuales.

Diaphragmas intermedios situados cada 5 m.

– *Carga de plastificación:*  $q_p$  es la carga vertical uniformemente distribuida que produce plastificación por axil en los extremos de un arco con un cálculo de primer orden.

$$q_p = \frac{2Af_y}{L\sqrt{\frac{1}{16}\left(\frac{L}{f}\right)^2 + 1}} \quad (10)$$

– *Eslitez del arco:* se define como

$$\lambda = \frac{l_s}{i} \quad (11)$$

donde  $l_s$  es la longitud de desarrollo del arco

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (12)$$

donde  $i$  es el radio de giro de la sección.

## 6. ANÁLISIS CRÍTICO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS. COMPARACIÓN CON LOS OBTENIDOS POR OTROS AUTORES

Para definir y comparar los resultados obtenidos se utilizan unos valores de referencia:

– *Esbeltz reducida del arco:* se define como

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} = \frac{1}{2} \frac{l_s}{i} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} \quad (13)$$

con el fin de independizarla del valor de las características mecánicas del material.

En una casi heroica labor de cálculo (debido a la escasez de medios informáticos y tecnológicos), en 1977 SAKIMOTO y KOMATSU [1] determinaron la carga última fuera del plano de arcos metálicos con imperfecciones iniciales. Adoptaron las siguientes hipótesis de cálculo:

- Sección transversal cajón.
- Material elastoplástico bilineal.
- TORSIÓN UNIFORME.
- Criterio de plastificación de Von Mises.
- Hipótesis de Bernoulli – Navier en pandeo.
- Pequeñas deformaciones.
- Inexistencia de pandeo local.
- Sección transversal SIN DISTORSIÓN.
- La solución de las ecuaciones no lineales que gobernan el problema se obtiene por el Método de Newton-Raphson.
- Geometría parabólica del arco e imperfecciones geométricas iniciales laterales según figuras 5 y 11.
- Tensiones residuales iniciales (Figura 16).
- Sección transversal cajón cuadrado de 1m de lado y 20 mm de espesor (Figura 17).
- Carga uniformemente distribuida en planta.
- Material acero de límite elástico  $235 \text{ N/mm}^2$ .

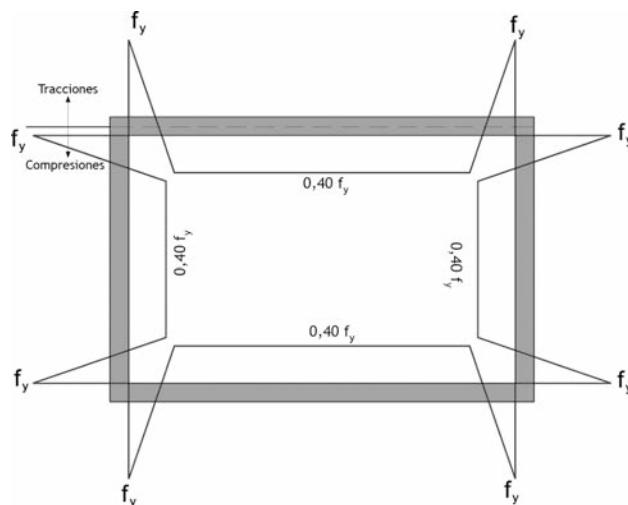


Figura 16. Tensiones residuales iniciales

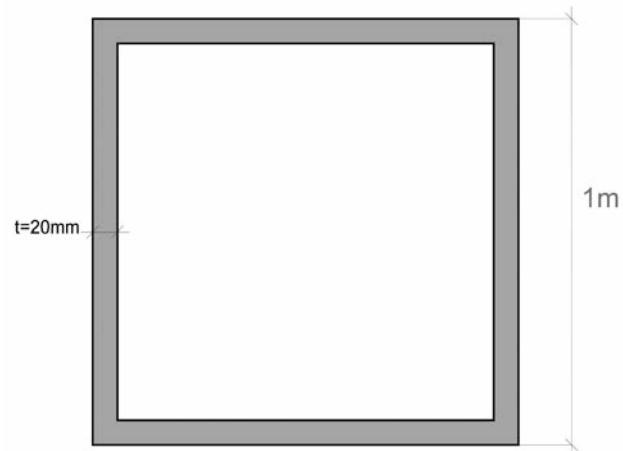


Figura 17. Sección transversal cajón cuadrado

En la Figura 18 se muestran los resultados obtenidos por Sakimoto y Komatsu [1] para los parámetros geométricos antes referidos, relacionando  $\bar{\lambda}$  (esbeltez mecánica relativa según el eje y) con la proporción tensión crítica de pandeo límite elástico  $\sigma_{cr}/\sigma_y$  para las relaciones flecha-luz 0,10 y 0,20.

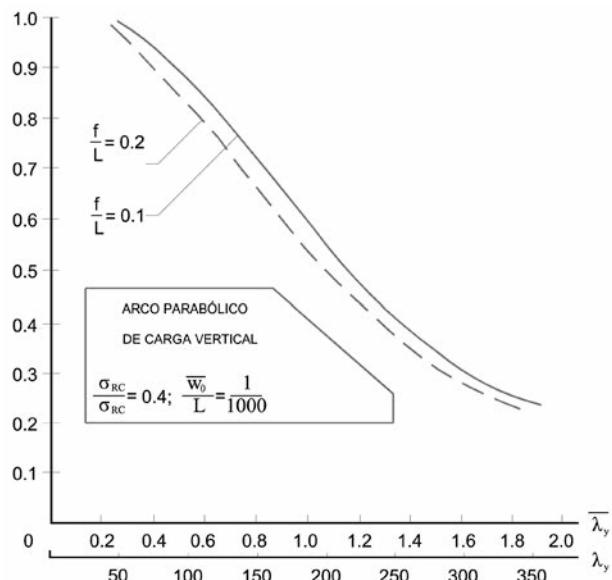


Figura 18. Valores de la tensión crítica de pandeo lateral para arcos parabólicos con carga uniformemente distribuida en planta obtenidos por Sakimoto y Komatsu [1] en 1977

Con el fin de comparar y validar los resultados obtenidos en la presente investigación se calcula para diferentes longitudes de arco y relación flecha-luz 0,10 el valor de la carga crítica de pandeo lateral obtenido por Sakimoto y Komatsu [1] para un arco de sección cajón cuadrada de 1 m de lado y 20 mm de espesor.

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4.

En la presente investigación se ha calculado la carga última de colapso fuera del plano para arcos parabólicos de sección transversal cajón 100 x 100 cm con espesor de chapa 25 mm, con los siguientes parámetros geométricos y mecánicos, los cuales se compa-

**Tabla 4.** Resultados obtenidos por Sakimoto y Komatsu [1] (1977)

L (m)	f (m)	$\bar{\lambda}_y$	$\sigma_{cr}/\sigma_y$	$q_u$ (KN/m)
30	3	0,40130288	0,91	415,52
60	6	0,80260576	0,71	161,7
90	9	1,20390864	0,50	76,44
120	12	1,60521152	0,32	36,26
150	15	2,0065144	0,20	18,62

**Tabla 5.** Comparación entre los parámetros empleados en la presente investigación y Sakimoto y Komatsu [1]

	Investigación	Sakimoto y Komatsu
Geometría del arco	Parábola	Parábola
Dimensiones sección transversal en cajón (cm × cm)	100 × 100	100 × 100
Espesor de las chapas (mm)	25	20
Imperfección geométrica inicial	$w = \frac{L}{1000} \cos \frac{\pi x}{L}$	$w = \frac{L}{1000} \cos \frac{\pi x}{L}$
Tensiones residuales $\sigma_{RC}$	0,30 $f_y$	0,40 $f_y$

ran con las investigaciones realizadas por Sakimoto y Komatsu [1], tal como muestra la Tabla 5.

Los resultados obtenidos en la presente investigación para arcos con las longitudes antes referidas se indican en la Tabla 6.

**Tabla 6.** Resultados obtenidos en la presente investigación

L (m)	f (m)	$q_u$ (KN/m)
30	3	531,16
60	6	178,36
90	9	81,34
120	12	36,26
150	15	18,62

La comparación entre los resultados obtenidos arroja las siguientes conclusiones, tal como muestran las Tablas 7 y 8.

1. Los resultados correspondientes a la presente investigación son superiores a los obtenidos por Sakimoto y Komatsu [1], lo cual es lógico debido al mayor espesor de chapa (25 mm frente a 20 mm).
2. Las diferencias existentes entre los resultados obtenidos, aparte de los debidos al incremento de espesor, son mínimas y están justificadas debido a la existencia de diferentes condiciones geométricas y mecánicas, entre las que cabe destacar la modelización de

**Tabla 7.** Comparativa entre los resultados obtenidos por Sakimoto y Komatsu [1] y los de la presente investigación

L (m)	f (m)	Sakimoto $q_u$ (KN/m)	Investigación $q_u$ (KN/m)
30	3	415,52	531,16
60	6	161,7	178,36
90	9	76,44	81,34
120	12	36,26	36,26
150	15	18,62	18,62

**Tabla 8.** Comparativa de  $q_u/q_p$  obtenido por Sakimoto y Komatsu [1] y los de la presente investigación

L (m)	f (m)	Sakimoto $q_u$ (KN/m)	Investigación $q_u$ (KN/m)
30	3	0,91	0,93
60	6	0,71	0,63
90	9	0,50	0,43
120	12	0,32	0,26
150	15	0,20	0,16

la condición de contorno “apoyado”, el cálculo en la hipótesis de pequeñas deformaciones y las variaciones en las tensiones residuales.

3. Si se divide la carga de colapso obtenida en ambos estudios por la carga de plastificación  $q_p$ , (carga uni-

formemente distribuida en planta que produce la plastificación por axil en los arranques cuando se realiza un estudio de primer orden elástico de valor

$$q_p = \frac{2A f_y}{L \sqrt{\frac{1}{16} \left(\frac{L}{f}\right)^2 + 1}},$$

se obtienen resultados "similares", más que justificados considerando las diferencias en las condiciones de partida.

De todo lo anterior se deduce que los resultados obtenidos en la presente investigación para la sección transversal de  $100 \times 100$  cm son perfectamente válidos y exactos tras su comparación con los calculados por Sakimoto y Komatsu [1].

## 7. INFLUENCIA DE LAS DIMENSIONES DE LA SECCIÓN EN LA CARGA ÚLTIMA DE COLAPSO. COEFICIENTE DE FORMA

Los resultados obtenidos con los diferentes anchos antes referenciados permiten determinar la influencia de la forma de la sección en la carga última de colapso.

Se define el coeficiente de forma de una sección transversal cajón como la relación entre el ancho y el canto de la misma.

$$a = \frac{b}{h} \quad (14)$$

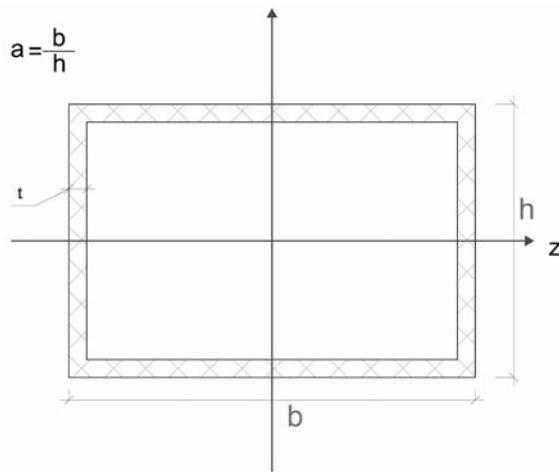


Figura 19. Coeficiente de forma

Se va a determinar el valor de la esbeltez relativa en función del coeficiente de forma "a".

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1}{2} \cdot \frac{l_s}{i_y} \sqrt{\frac{\sigma_y}{\pi^2 E}} = n \cdot \frac{l_s}{i_y} \quad (15)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad (16)$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot t \cdot b^3 + 2 \cdot h \cdot t \cdot \left(\frac{b}{2}\right)^2 = \frac{b^3 t}{6} + \frac{h t b^2}{2} = \frac{b^2 t}{6} (b + 3h) = \frac{a^2 h^2 t}{6} (ah + 3h) = \frac{h^3 t}{6} a^2 (a + 3) \quad (17)$$

$$A = 2(b + h)t = 2(ah + h)t = 2ht(a + 1) \quad (18)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{h^3 t a^2 (a + 3)}{6 \cdot 2 \cdot ht (a + 1)}} = \frac{h}{2\sqrt{3}} \sqrt{\frac{a^2 (a + 3)}{(a + 1)}} \quad (19)$$

$$\bar{\lambda}_y = n \cdot \frac{l_s}{\frac{h}{2\sqrt{3}} \sqrt{\frac{a^2 (a + 3)}{(a + 1)}}} = \frac{2 \cdot \sqrt{3} \cdot n \cdot l_s}{h} \sqrt{\frac{(a + 1)}{a^2 (a + 3)}} \quad (20)$$

Se hace notar que tanto el radio de giro de una sección transversal cajón con respecto al eje y como la esbeltez relativa con respecto al eje y no dependen del valor del espesor t.

La influencia de las dimensiones de la sección transversal en la carga última se hace patente representando en ejes coordenados cómo varía la relación  $q_u/q_p$  en función del coeficiente de forma "a". Esta gráfica  $a \cdot q_u/q_p$  se ajusta para diferentes valores de la luz L del arco. El ajuste para diferentes valores de  $\lambda$  proporciona curvas distorsionadas, ya que  $\lambda_y$  depende del factor "a" [7] y [8].

## 8. CURVAS DE PANDEO LATERAL DE ARCOS PARABÓLICOS CON SECCIÓN TRANSVERSAL CAJÓN DE 1 M DE CANTO Y RELACIÓN FLECHA-LUZ 0,10 SOMETIDOS A UNA CARGA LINEAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN PLANTA

Con todos los resultados calculados previamente para el análisis del comportamiento del arco fuera del plano, se procede a representar las gráficas "coeficiente de forma - carga última relativa a la carga de plastificación" tanto para arcos biapoyados como para arcos biempotrados. Las curvas se representan para diferentes valores de L: 30, 60, 90, 120, 150 y 180 m y una relación  $f/L=0,10$ . Estas gráficas se denominan "Curvas de pandeo lateral", y se representan en las Figuras 20 y 21 con los valores indicados en las Tablas 9 y 10.

De las gráficas representadas se pueden deducir las siguientes conclusiones:

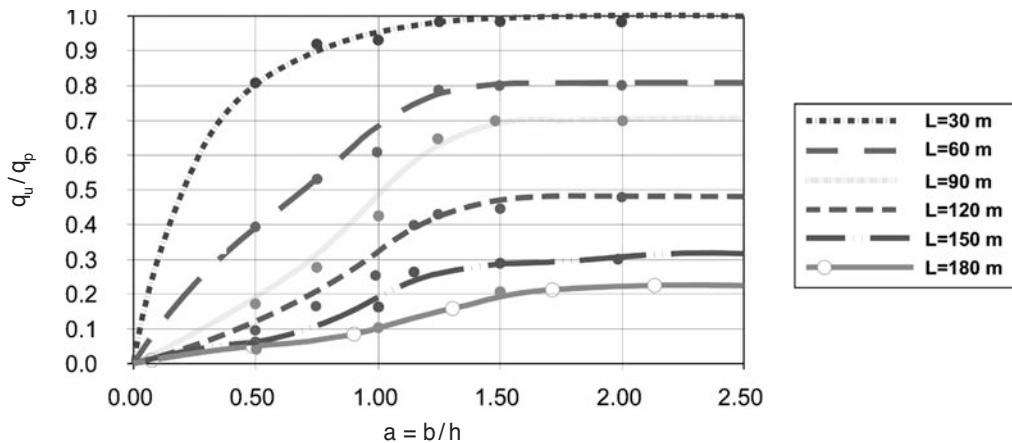
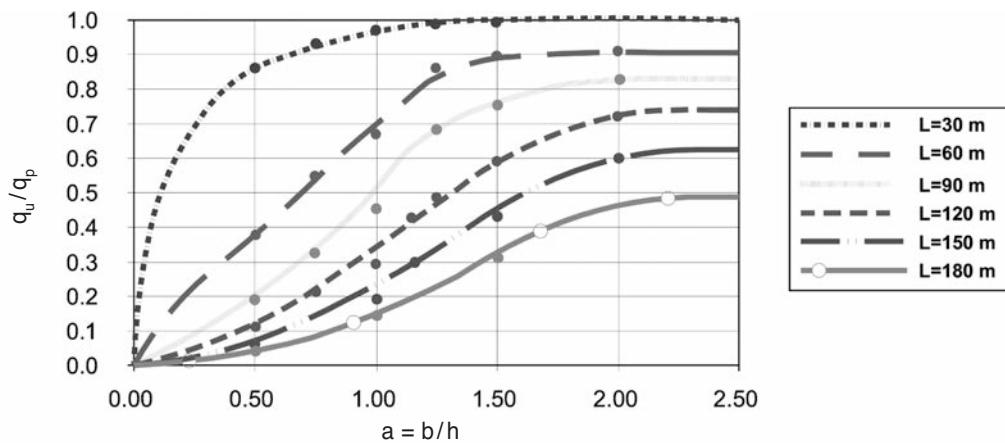
- Los valores de  $q_u/q_p$  para el caso de arcos biempotrados son superiores a los correspondientes para el caso de arcos biapoyados.
- Para las diferentes longitudes de arco, el valor  $q_u/q_p$  aumenta con el valor del coeficiente de forma "a", alcanzando el máximo para  $a=2$ , donde las curvas presentan un comportamiento asintótico [9].

**Tabla 9.** Valores de  $q_u/q_p$  para arcos biapoyados

	L=30 m	L=60 m	L=90 m	L=120 m	L=150 m	L=180 m
a	$q_u/q_p$	$q_u/q_p$	$q_u/q_p$	$q_u/q_p$	$q_u/q_p$	$q_u/q_p$
0,5	0,80662894	0,39414823	0,17186696	0,09166238	0,057288987	0,04124807
0,75	0,91924272	0,53033234	0,28284391	0,16499228		
1	0,93151893	0,62559574	0,42794874	0,2543631	0,163273614	0,10312018
1,25	0,98441577	0,78867839	0,65309446	0,42775777		
1,5	0,98479769	0,79918137	0,7012172	0,44341676	0,287877161	0,20624035
2	0,98537058	0,79975426	0,70981055	0,46516957	0,300859599	

**Tabla 10.** Valores de  $q_u/q_p$  para arcos biempotados

	L=30 m	L=60 m	L=90 m	L=120 m	L=150 m	L=180 m
a	$q_u/q_p$	$q_u/q_p$	$q_u/q_p$	$q_u/q_p$	$q_u/q_p$	$q_u/q_p$
0,5	0,86162637	0,41706383	0,192491	0,10999486	0,06301789	0,04124807
0,75	0,93299208	0,54997428	0,32998457	0,21213294		
1	0,96932967	0,67028115	0,45372878	0,2887365	0,18905366	0,14436825
1,25	0,98918985	0,86124444	0,68746785	0,48886603		
1,5	0,99339104	0,89542687	0,7553553	0,59122235	0,43396408	0,30936053
2	0,99396393	0,90631178	0,82839876	0,7218	0,6074	

Figura 20. Curvas de pandeo lateral de arcos parabólicos biapoyados con sección transversal cajón de 1 m de canto sometidos a una carga lineal uniformemente distribuida en planta con relación  $f/L= 0,10$ Figura 21. Curvas de pandeo lateral de arcos parabólicos biempotados con sección transversal cajón de 1 m de canto sometidos a una carga lineal uniformemente distribuida en planta con relación  $f/L= 0,10$

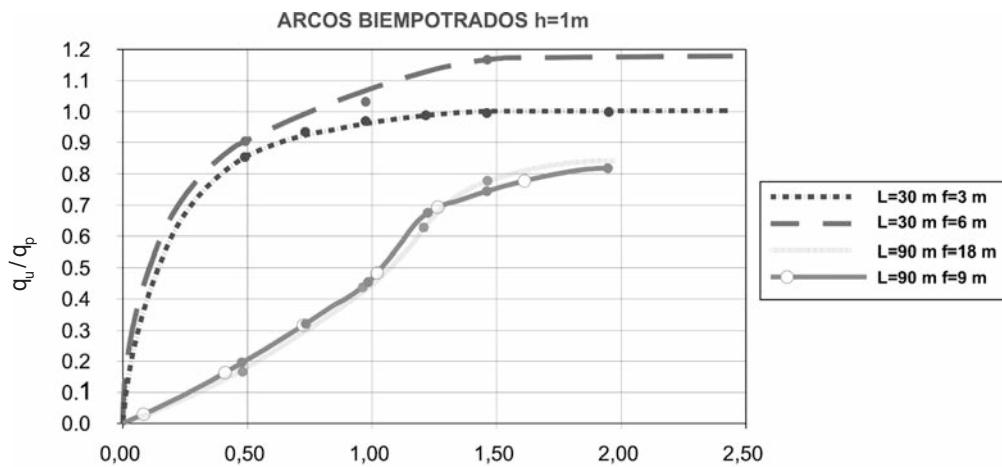


Figura 22. Valor de  $q_u/q_p$  en función de "a" para arcos de longitudes 30 y 90 m y relaciones  $f/L$  0,1 y 0,2

- En el intervalo de "a" comprendido entre 1,00 y 1,25, para longitudes de arco entre 90 y 180 m, la pendiente de las curvas presenta un máximo.

## 9. INFLUENCIA DE LA RELACIÓN FLECHA-LUZ EN LA CARGA ÚLTIMA DE COLAPSO

Las curvas de pandeo lateral de arcos parabólicos representadas en el apartado anterior corresponden a arcos con relación flecha-luz 0,10. Con el fin de analizar la influencia de  $f/L$  en la carga última se han calculado algunos arcos con relación flecha-luz 0,2.

Asimismo, para las secciones transversales de ancho 0,50, 1,00 y 1,50 m y diferentes longitudes de arco biempotrado, se ha calculado la carga última para relaciones flecha-luz comprendidas entre 0,1 y 0,5.

Representando y comparando los resultados obtenidos para  $f/L$  0,1 y 0,2 se obtienen las siguientes conclusiones:

1. Para valores pequeños de longitud ( $L < 45$  m), y por consiguiente pequeñas esbelteces reducidas con respecto al eje y, el valor de  $q_u/q_p$  es mayor para  $f/L=0,2$  que para  $f/L=0,1$ , es decir, a mayor valor de  $f/L$ , mayor  $q_u/q_p$ .

2. Para valores grandes de longitud ( $L>45$ m), y por consiguiente mayores esbelteces reducidas con respecto al eje y, el valor de  $q_u/q_p$  es similar para  $f/L=0,2$  y para  $f/L=0,1$ .

En lo que se refiere a los cálculos realizados para las secciones transversales de 0,50, 1 y 1,50 m de ancho en arcos biempotrados, se calcula y representa para

los diferentes valores de  $f/L$  el parámetro  $\lambda = \frac{qL^3}{EI_y}$ ,

con el fin de analizar y comparar los resultados obtenidos para las diferentes secciones transversales en la hipótesis de cálculo elastoplástico no lineal.

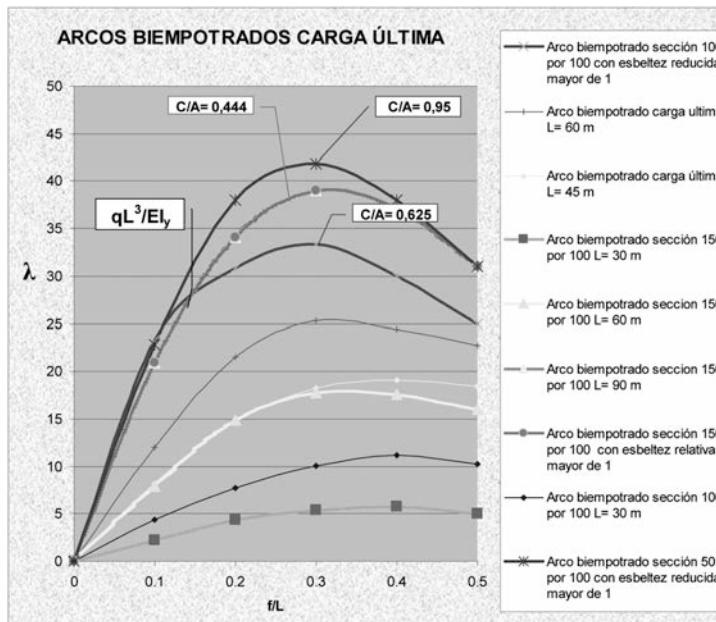


Figura 23. Comparativa entre los valores del parámetro  $\lambda$  para diferentes relaciones rigidez torsional-rigidez a flexión transversal para arcos biempotrados bajo el supuesto de carga última

En la Figura 23 se representa la comparativa entre los valores del parámetro  $\lambda$  para diferentes relaciones rigidez torsional-rigidez a flexión transversal para arcos biempotrados bajo el supuesto de carga última.

En la figura se observa que si bien para arcos con longitudes superiores a un determinado valor según la sección transversal el valor de  $\lambda$  permanece más o menos constante, para longitudes menores la variación es importante, creciendo el valor de  $\lambda$  con el incremento de la longitud. El valor de la longitud del arco por debajo del cual el parámetro  $\lambda$  no es constante coincide para cada sección transversal con el correspondiente a la esbeltez de Euler.

Con todo ello se propone la siguiente expresión para el cálculo de carga última en arcos biempotrados:

$$\text{Si } \bar{\lambda}_y > 1 \longrightarrow \lambda_y = \lambda_{\text{Euler}} \quad \lambda = \frac{qL^3}{EI_y}$$

Si  $\bar{\lambda}_y \leq 1 \longrightarrow \lambda_y \leq \lambda_{\text{Euler}}$   $\lambda$  no es constante y crece con aumento de la longitud.

Para  $\bar{\lambda}_y > 1$ , las tensiones críticas son inferiores a  $\sigma_y$ , siendo el fenómeno equiparable a los cálculos elástico lineal y elástico no lineal y resultando un parámetro  $\lambda$  independiente de la longitud.

Para  $\bar{\lambda}_y \leq 1$ , las tensiones críticas son superiores a  $\sigma_y$ , apareciendo plastificaciones que alejan el cálculo de la carga última de los cálculos elástico lineal y elástico no lineal, con lo que el valor de  $\lambda$  no permanece constante.

## 10. CONCLUSIONES

Se han determinado para arcos biapoyados y biempotrados con relación flecha-luz 0,10 las gráficas que relacionan el coeficiente  $a=b/h$  con los valores  $q_u/q_p$  para diferentes longitudes de arco comprendidas entre 30 y 180 m. Estas muestran un aumento progresivo de  $q_u/q_p$  con el incremento de  $a$ , el cual se hace asintótico a partir de un coeficiente de forma igual a 1,50 para el caso de arcos biapoyados y 2 para el ca-

so de arcos biempotrados. Así pues, en secciones cajón con chapas soldadas, para relaciones ancho/canto mayores de 1,50 en el caso de arcos biapoyados y de 2 en el caso de arcos biempotrados, el colapso bajo carga lineal uniformemente distribuida en planta se produce por el pandeo en el plano del arco. No se produce ninguna mejoría en lo que respecta al comportamiento fuera del plano.

Asimismo, para el caso de secciones cuadradas en arcos con longitudes comprendidas entre 90 y 180 m, la mejoría en el comportamiento fuera del plano se produce incrementando el ancho de la sección transversal a la relación  $a=b/h=1,25$  (mayor pendiente de la gráfica).

En lo que respecta a la influencia del parámetro  $f/L$  en la carga última de colapso, para valores pequeños de longitud ( $L < 45$  m), el valor de  $q_u/q_p$  es mayor para  $f/L=0,2$  que para  $f/L=0,1$ ; para valores grandes de  $L$  ( $L > 45$  m), los valores de  $q_u/q_p$  coinciden para  $f/L=0,1$  y 0,2.

El cálculo de la carga última de colapso (material acero con comportamiento elastoplástico y no linealidad geométrica) fuera del plano arroja las siguientes consideraciones en su análisis de resultados para arcos cajón con almas y alas compactas y diferentes relaciones rigidez torsional – rigidez a flexión transversal:

1) Para arcos con esbeltez reducida  $\bar{\lambda}_y > 1$  y para una relación rigidez torsional – rigidez a flexión transversal dada, el valor de  $\frac{q \cdot L^3}{E I_y}$  para un valor de  $f/L$  dado es

constante e independiente de  $L$ , siendo inferior a los correspondientes valores de los casos elástico lineal y elástico no lineal.

2) Para arcos con esbeltez reducida  $\bar{\lambda}_y < 1$ , situación correspondiente a arcos cortos y poco esbeltos, en el colapso de la estructura entra en juego la plastificación de las secciones y el pandeo en su plano, con lo que no se mantiene la constancia del valor  $\frac{q \cdot L^3}{E I_y}$ .

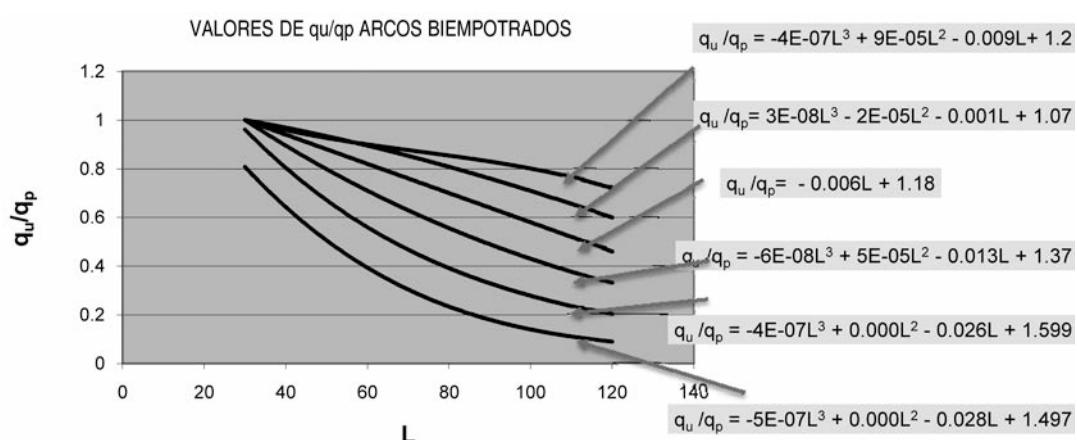


Figura 24. Valor de  $q_u/q_p$  en función de  $L$  para arcos biempotrados con secciones transversales con "a" 0,50, 0,75, 1,00, 1,25 y 1,50 para relación  $f/L=0,1$

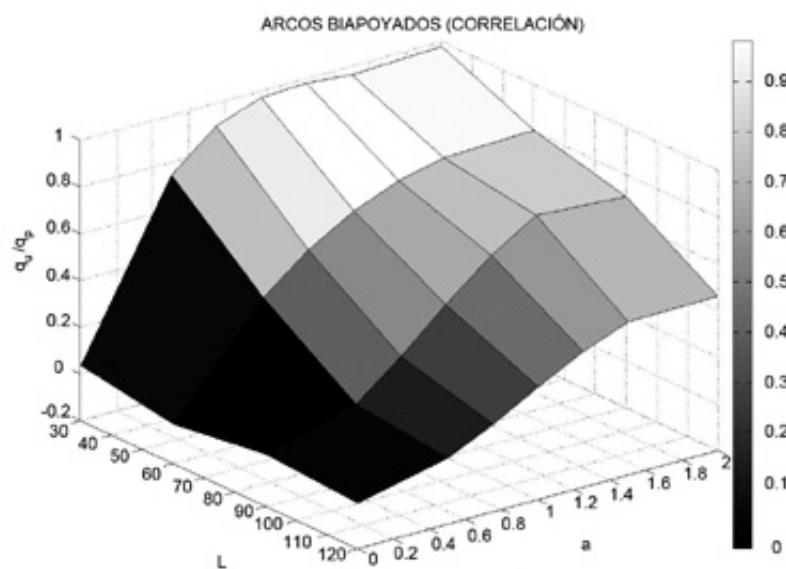


Figura 25. Superficie de interacción de arcos parabólicos biapoyados con  $f/L=0,1$  en función de  $q_u/q_p$ , "a" y  $L$

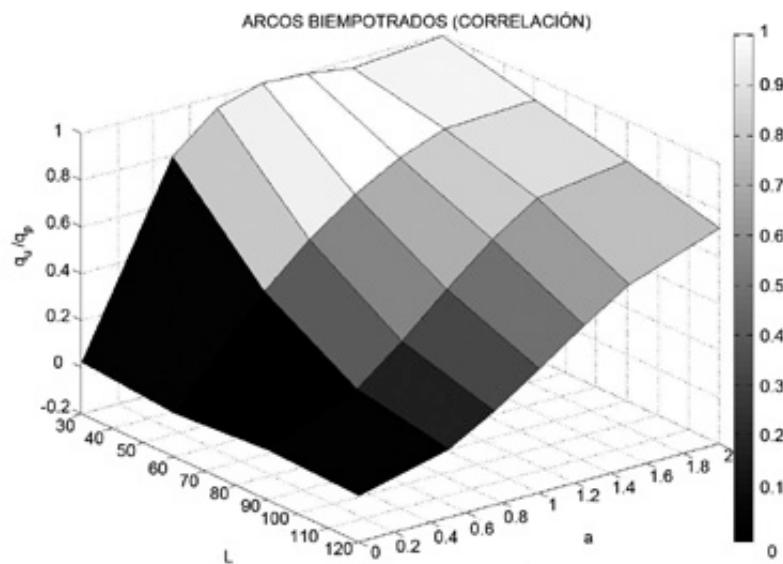


Figura 26. Superficie de interacción de arcos parabólicos biempotrados con  $f/L=0,1$  en función de  $q_u/q_p$ , "a" y  $L$

En un intento de determinar un método que permita realizar un predimensionamiento del arco a efectos de pandeo lateral, se ha ajustado una superficie de interacción con los parámetros:  $q_u/q_p$ ,  $L$  y  $a$  tanto para arcos biapoyados como biempotrados. Así mismo, se han ajustado curvas de interacción para la relación " $L - q_u/q_p$ ", utilizando polinomios de tercer grado.

Analizando la curva " $L - q_u/q_p$ ", el resultado es similar al obtenido en el Eurocódigo 3 [10] para las curvas de pandeo ( $X - \lambda_y$ ), en este caso en función del coeficiente de forma  $a$  y en la Norma del factor de imperfección  $\alpha$ .

## REFERENCIAS

[1] KOMATSU S., SAKIMOTO, T. "Ultimate Load Carrying Capacity of Steel Arches". *Journal of the Structural Division*. ASCE. 1977, vol. 103, ST2, p.2323-2336.

[2] ARIZA P, SÁEZ, A. *Método de los elementos finitos. Introducción a Ansys*. Sevilla: Publicaciones de la Universidad de Sevilla. Manuales Universitarios, 1999.

[3] DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (España). *RPM-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2003. 214 p. ISBN: 84-498-0223-7.

[4] GALAMBÓS T.V. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. 5º Ed. New York: John Wiley and Sons, 1998.

[5] ARENAS J. J. *Caminos en el aire: Los puentes*. 2 vols. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, 2003. (Colección ciencias, humanidades e ingeniería, n° 57).

[6] EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK. *Manual on Stability of Steel Structures*. ECCS Publications, N° 22, 1976, 311 p.

- [7] KOMATSU S., SAKIMOTO T. "A Possibility of Total Break-down of Bridge Arches due to Buckling of the Lateral Bracing". *Final Report of the 2º International Colloquium on Stability of Steel Structures*, 1977, p. 299 – 301.
- [8] KOMATSU S., SAKIMOTO T. "Ultimate Strength of Steel Arches under Lateral Loads". *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, 1979, n° 292, p. 83 - 94.
- [9] SAKIMOTO T. "Ultimate Strength of Steel Arch Bridges". *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, 1983, n° 3, p. 613 – 627.
- [10] EN-1993. Eurocódigo 3. *Design of steel structures*, 1.993.

### LISTA DE NOTACIÓN DE VARIABLES

a: Coeficiente de forma de una sección transversal cajón.  $a = b/h$

A: Área de la sección transversal

$\alpha$ : Coeficiente de dilatación térmica de un material; para el acero,  $\alpha = 1,2 * 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

b: Ancho de la sección

d: Canto de la sección

$\Delta T$ : Incremento de temperatura

$e_0$ : Valor máximo de la imperfección geométrica inicial de valor  $L/1.000$

E: Módulo de deformación longitudinal de valor 210.000 MPa para el acero

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

f: Flecha del arco

h: Alto de la sección

$$i: \text{Radio de giro de la sección transversal } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$i_y: \text{Radio de giro de la sección transversal con respecto al eje y } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$I_y$ : Momento de inercia de la sección transversal con respecto al eje y

$K_D$ : Rígidez del diafragma

$K_{DW}$ : Rígidez del cajón frente a la distorsión

$l_s$ : Longitud real del arco según la directriz

L: Luz del arco

$L_D$ : Distancia entre diafragmas

$$\lambda: \text{Esbeltez del arco } \lambda = \frac{l_s}{i}$$

$$\lambda_E: \text{Esbeltez de Euler } \lambda_E = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_y: \text{Esbeltez reducida relativa al eje y } \bar{\lambda}_y = \frac{1}{2} \cdot \frac{l_s}{i_y} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}}$$

q: Carga uniformemente distribuida en planta

**LISTA DE NOTACIÓN DE VARIABLES (continuación)**

$$q_p: \text{Carga de plastificación } q_p = \frac{2Af_y}{L\sqrt{\frac{1}{16}\left(\frac{L}{f}\right)^2 + 1}}$$

$q_u$ : Carga última de pandeo lateral fuera del plano

$f_y$ : Límite elástico del acero de valor 235 MPa

$\sigma_{cr}$ : Tensión crítica de rotura por pandeo

$\sigma_{RC}$ : Tensión residual inicial

$t$ : Espesor de la chapa

$t_w$ : Espesor del alma

$X, X_{i-1}, X_{i+1}$ : Coordenadas de los puntos i-1, i e i+1

# Simulación numérica de elementos estructurales de hormigón armado de alta resistencia sometidos a explosiones

*Numerical simulation of the behaviour of high strength concrete structural members subjected to blast*

G. Morales-Alonso<sup>(1)</sup>, D. A. Cendón Franco<sup>(2)</sup> y V. Sánchez-Gálvez<sup>(3)</sup>

Recibido | Received: 21-12-2010

Aceptado | Accepted: 28-03-2011

## Resumen

En los últimos años ha crecido el interés por el uso del hormigón de alta resistencia en la construcción de estructuras resistentes a explosiones y de elementos de protección frente a impactos y explosiones. En el presente trabajo se analiza la capacidad de los modelos numéricos existentes a la hora de reproducir resultados experimentales obtenidos sobre hormigones de alta resistencia sometidos a cargas explosivas y cargas estáticas. Para ello se emplea una campaña experimental desarrollada por la Agencia de Defensa de Suecia sobre vigas de este material. Los resultados obtenidos demuestran la capacidad de las herramientas numéricas para reproducir adecuadamente el comportamiento del hormigón si bien, paradójicamente, proporcionan mejores resultados en régimen dinámico que en régimen estático. Las simulaciones numéricas, junto con el análisis de los resultados experimentales, permiten obtener conclusiones acerca del diferente comportamiento de los elementos estructurales sometidos a altas velocidades de deformación frente a su comportamiento en régimen estático.

**Palabras clave:** hormigón armado de alta resistencia, explosiones, método de los elementos finitos, simulación numérica.

## Abstract\*

*High strength concrete is being used over the last years for the construction of structures capable of withstanding explosions, as well as on protective structures against impacts and explosions. In the presented research, the ability of the numerical tools for representing the experimental results obtained on tests of high strength concrete elements subjected to explosive and static loading is analyzed. To that end, the experimental tests carried out by the Swedish Defence Agency on high strength concrete beams are used. The results obtained show the ability of numerical methods for accurately reproducing the behavior of concrete. Paradoxically, better results have been obtained for the dynamic loading than for the static loading. Numerical simulations and experimental results show a different structural response of the structural elements when subjected to high strain rate regarding their behavior under static loading.*

**Keywords:** high strength reinforced concrete, blast, finite element method, numerical simulation.

---

\* An extensive English language summary of the present article is provided on page 95 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

- (1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Ciencia de los Materiales. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos, U.P.M. (Madrid, España) y Centro de Investigación en Seguridad y Durabilidad de Estructuras y Materiales (CISDEM), U.P.M. (Madrid, España).
- (2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Ciencia de los Materiales. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos, U.P.M. (Madrid, España) y Centro de Investigación en Seguridad y Durabilidad de Estructuras y Materiales (CISDEM), U.P.M. (Madrid, España).
- (3) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Licenciado en Ciencias Físicas. Departamento de Ciencia de los Materiales. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos, U.P.M. (Madrid, España) y Centro de Investigación en Seguridad y Durabilidad de Estructuras y Materiales (CISDEM), U.P.M. (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: dcendon@mater.upm.es

## 1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años se detecta un aumento alarmante en el número de ataques terroristas en zonas urbanas, que causan grandes daños y en ocasiones la total destrucción de edificios e infraestructuras de transporte (edificios de estacionamiento, aeropuertos, estaciones de metro y ferrocarril, entre otros). Estos sucesos han conducido a numerosos países avanzados a desarrollar proyectos para definir la seguridad en edificios de riesgo y establecer medidas de protección, tanto activas como pasivas, para incrementar la seguridad de estas infraestructuras ante impactos y explosiones. Con frecuencia la estructura resistente de estos edificios es de hormigón armado.

En un ataque terrorista ante una infraestructura civil el daño o destrucción de alguno de sus elementos estructurales puede ocasionar grandes desperfectos o incluso el colapso total del edificio. De igual forma, es frecuente que los elementos de protección de infraestructuras de riesgo frente a ataques terroristas se construyan en hormigón armado, pues es un diseño barato y fácil de construir.

En ambas situaciones es por tanto necesario determinar el comportamiento de la estructura de hormigón cuando se vea sometida a un impacto, una explosión o ambas acciones conjuntas (como por ejemplo el impacto de fragmentos procedentes de una explosión).

Incrementar la seguridad de las infraestructuras existentes y futuras requiere conocer el comportamiento de las estructuras de hormigón armado sometidas a cargas impulsivas, entendiendo éstas como aquellas cuyo tiempo de aplicación sobre la estructura es muy pequeño, incluso 1000 veces inferior al periodo de sus modos propios de vibración (como por ejemplo impactos de vehículos contra elementos estructurales de un puente o un edificio o la incidencia de la onda de presión de una explosión sobre una estructura). Este tipo de cargas extraordinarias pueden ocasionar la ruina total de la estructura a partir del fallo, incluso, de un único elemento estructural crítico por medio del llamado colapso progresivo [1].

Sin embargo, pese a la necesidad de contar con herramientas para construir edificios e infraestructuras resistentes a explosiones, o de reforzar los ya existentes, cuando el proyectista afronta el diseño de una estructura con estos requisitos no dispone de ninguna metodología específica que recoja aspectos tales como cargas, métodos de cálculo, o modelos de material. Únicamente puede contar con algunos documentos y manuales [2] - [4] que junto con las prescripciones del Código Modelo [5] no proporcionan más que una serie de recomendaciones y medidas de carácter genérico.

Desde el punto de vista del cálculo, el enfoque más simplista consiste en el denominado *método de la carga estática equivalente*, que supone establecer una equi-

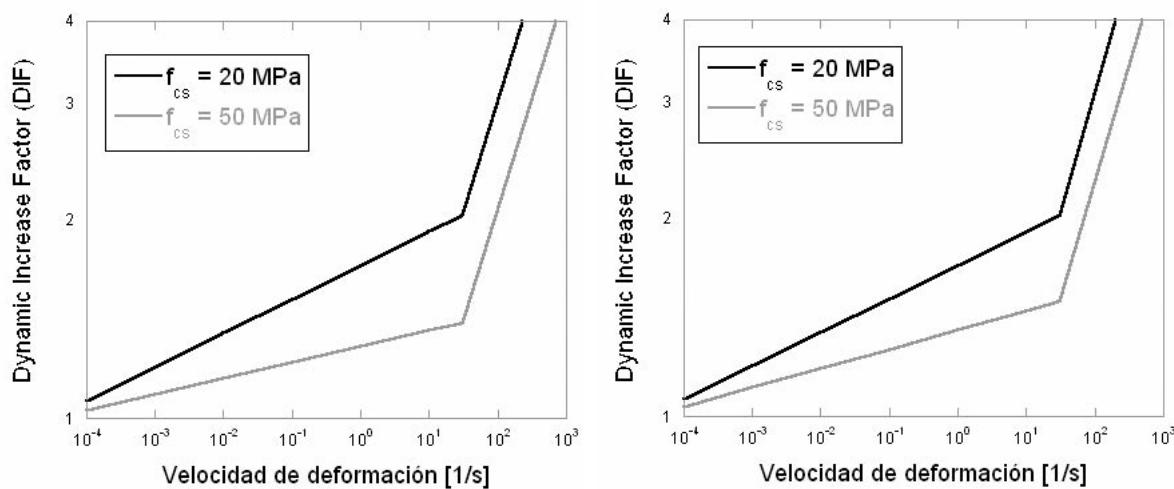
valencia entre la acción de la presión producida por la explosión, y un patrón de cargas que se aplica sobre la estructura, la cual se calcula con consideraciones puramente estáticas. Este enfoque, si bien tiene la ventaja de ser el más próximo a la metodología habitual con la que se calculan y dimensionan las estructuras frente a cargas ordinarias en Estado Límite Último y Estado Límite de Servicio, es a todas luces excesivamente simplista y no tiene en cuenta aspectos fundamentales, como por ejemplo la propia inercia de la estructura. A pesar de su simplicidad, es utilizado por algunos autores para cálculos de comprobación [6].

Una metodología más elaborada es la que se realiza mediante el análisis dinámico de *pseudo sistemas de un grado de libertad*. Esta metodología es la recomendada por el manual técnico TM5-1300 del Departamento de la US Army [4] y probablemente sea la más extendida en el ámbito de la ingeniería (ver, por ejemplo [7] - [9]). Consiste en sustituir la estructura por un sistema equivalente en rigidez, de un único grado de libertad, y utilizar el espectro de respuesta elástico o elasto-plástico para predecir el máximo esfuerzo en la estructura. Si bien esta metodología sí tiene en cuenta la inercia, e incluso puede incorporar el efecto de la velocidad de solicitud en la respuesta del material, tiene como principal inconveniente que considera la respuesta de toda la estructura de forma simultánea, cuando en el caso de las explosiones, especialmente si se producen cerca de la estructura, su duración es mucho menor que el tiempo necesario para que toda la estructura se ponga en movimiento y, por tanto, pueda contribuir a resistir la acción. El efecto de la degradación progresiva de los diferentes elementos afectados de forma directa por la onda de choque tampoco puede incorporarse de forma sencilla.

De este modo, cuando se persigue un análisis más realista y detallado del comportamiento estructural ante explosiones o impactos, los dos enfoques más precisos disponibles en la actualidad son:

- Realización de ensayos a escala real de elementos estructurales sometidos a explosiones [10] - [19].
- Desarrollo de modelos materiales (ecuaciones constitutivas y de estado) para el hormigón armado a altas velocidades de deformación, e implementación de dichos modelos en programas de elementos finitos para simular los elementos estructurales. Algunos de estos modelos se recogen en las referencias [20] - [25].

La primera alternativa tiene como principal inconveniente el alto coste que implica. Debido a que se trata de ensayos evidentemente destructivos, el diseño de estructuras mediante prueba y error con ensayos a escala real conduce a la necesidad de construir y después someter a explosiones tantas estructuras como hipótesis de explosión se consideren en el diseño. Además esta estrategia implica el desarrollo de



**Figura 1.** Influencia de la velocidad de deformación en la resistencia a compresión (a) y a tracción (b) del hormigón de acuerdo con [29].

investigación civil con realización de ensayos a escala real con explosivos, lo que presenta dificultades por la falta de permisos para la manipulación de explosivos, así como el acceso a campos de prueba adecuados [26].

La segunda línea encontraba su límite, hasta hace poco, en la potencia de cálculo disponible: simular una estructura completa de varias decenas o centenadas de metros, extrapolando el comportamiento de elementos de milímetros o, a lo sumo, centímetros era, hasta hace unos años, inconcebible. Sin embargo, las herramientas de cálculo puestas a disposición de ingenieros e investigadores durante los últimos años han crecido de forma exponencial, por lo que este tipo de cálculos sí resultan ahora factibles. No obstante, extrapolar el comportamiento del material en el entorno de unos pocos milímetros a una estructura completa puede llevar a resultados erróneos si no se utiliza el modelo de material adecuado [27]. Por este motivo, contar con modelos fiables de comportamiento de hormigón armado sometido a explosiones resulta de gran importancia.

Desde un punto de vista fenomenológico, la dependencia de las propiedades mecánicas del hormigón en función de la velocidad de deformación ha sido y todavía es una materia en estudio en el sector de la ingeniería civil. Desde los trabajos de Abrams [28] es sabido que el valor de la resistencia a rotura del hormigón aumenta con la velocidad de deformación. Más aún, en el Informe del CEB [29] se afirma que no hay ninguna propiedad mecánica del hormigón armado que disminuya con un aumento de la velocidad de deformación, salvo quizás la deformación máxima, lo que puede resultar bastante ventajoso de cara al diseño estructural ante cargas impulsivas.

El incremento de las resistencias a compresión y a tracción ante cargas impulsivas se representa en la literatura especializada por medio del *Dynamic Increase Factor* (DIF) que es el cociente entre la resistencia dinámica y la estática para distintas velocidades de deformación. La Figura 1 muestra los valores del DIF

en las resistencias a compresión y a tracción propuestos por el CEB [29], basados en los resultados obtenidos por distintos investigadores [30], [31] para dos hormigones de resistencia característica a compresión de 20 y 50 MPa.

Según estos resultados, en el rango de velocidades de deformación que una explosión puede inducir sobre una estructura de hormigón armado ( $10^2 - 10^3 \text{ s}^{-1}$ ), las resistencias a compresión y a tracción del hormigón podrían ser entre 3 y 5 veces superiores a las que tendría en rango estático. El informe del CEB [29] contiene también fórmulas que permiten conocer la variación del módulo de elasticidad del hormigón y de sus deformaciones últimas tanto a compresión como a tracción, que son superiores a las del rango estático.

Sin embargo, en los últimos años, algunos autores han puesto en entredicho estos valores del DIF ([32] - [39]). Según estos autores, sería el confinamiento lateral que se produce en la probeta durante el ensayo dinámico el que originaría este aumento aparente de resistencia. Así, una parte del incremento de resistencia del hormigón medida en este ensayo sería en realidad un efecto estructural de la probeta, y no una propiedad intrínseca del material. Para más información sobre el ensayo dinámico en *barra Hopkinson*, véanse las referencias [40] y [41].

A estas dificultades en la determinación de las propiedades del hormigón estructural a altas velocidades de deformación hay que sumar la gran incertidumbre que supone la enorme cantidad de modelos numéricos para reproducir el comportamiento del hormigón. Fijándonos en un programa comercial, como por ejemplo LS-DYNA [42], de acuerdo con el manual de usuario, encontramos hasta 19 modelos de material que pueden utilizarse para simular hormigones.

Estas incertidumbres se deben, en gran parte, a la escasez de información experimental sobre ensayos reales de estructuras de hormigón armado sometidas a explosiones con los que poder calibrar modelos

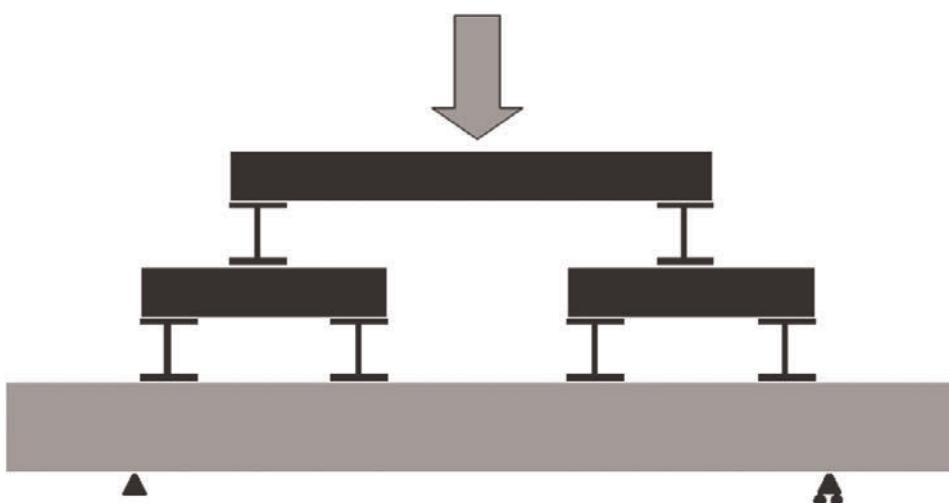


Figura 2. Esquema del ensayo estático en máquina hidráulica, según [14].

numéricos de comportamiento del hormigón. Por este motivo, en el presente trabajo se lleva a cabo un estudio analítico y numérico de una campaña experimental exhaustiva, desarrollada por la Agencia de Defensa de Suecia (FOI, por sus siglas en sueco) [14] - [16], sobre vigas de hormigón armado de alta resistencia ante cargas estáticas y explosivas. El análisis numérico se realiza mediante uno de los modelos de comportamiento del hormigón más completos incluidos en la actualidad en el programa LS-DYNA, el Winfrith Concrete Model [21] - [23], [42].

El objetivo fundamental es el de analizar la capacidad de las herramientas de simulación numérica a la hora de reproducir el comportamiento del hormigón con un mismo modelo de material barriendo el espectro de la baja velocidad de deformación a la alta velocidad alcanzada en las explosiones. Adicionalmente, con el fin de estudiar el grado de avance frente a los modelos analíticos simplificados, se aportan los resultados que se obtienen a partir de los diagramas de dominios de deformación proporcionados por la Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08 [43], para el caso de las vigas ensayadas en régimen estático.

## 2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

### 2.1. Descripción de los ensayos

Entre los años 1997 y 2000 la FOI (Agencia de Defensa de Suecia) realizó una serie de experimentos sobre

vigas de hormigón armado de alta resistencia, con el objeto de estudiar el comportamiento de estructuras de dicho material ante explosiones [14] - [16]. Esta misma campaña experimental ha sido recientemente simulada por los mismos autores [17].

La campaña experimental constó de dos fases de ensayos. En una primera fase se ensayaron las vigas ante carga estática, obteniendo su carga última y la gráfica reacción en los apoyos frente a desplazamiento en centro de vano. Para la segunda fase de la campaña experimental, ensayos ante carga impulsiva, se utilizó un tubo de choque, que permite el ensayo de las vigas ante una onda de choque plana provocada por una explosión.

El diseño de la campaña experimental garantizó que en las dos fases del ensayo la aplicación de la carga fuese lo más parecida posible, con el objeto de que la respuesta estructural de la viga fuese comparable y poder analizar el efecto de la velocidad de deformación. Dado que en los ensayos ante carga impulsiva se utilizó un tubo de choque de 10 m de longitud y sección de 1.2 x 1.6 m, en el que se supone que la onda de presión al final del tubo puede considerarse plana, esta aplicación de carga es asimilable a una carga uniformemente distribuida sobre la viga. Por esta razón en los ensayos estáticos la carga se aplicó sobre unas vigas metálicas que distribuían la carga sobre la viga lo más uniformemente posible (Figuras 2 y 3).

Tanto en los ensayos estáticos como en los impulsivos se dispusieron células de carga en los apoyos de

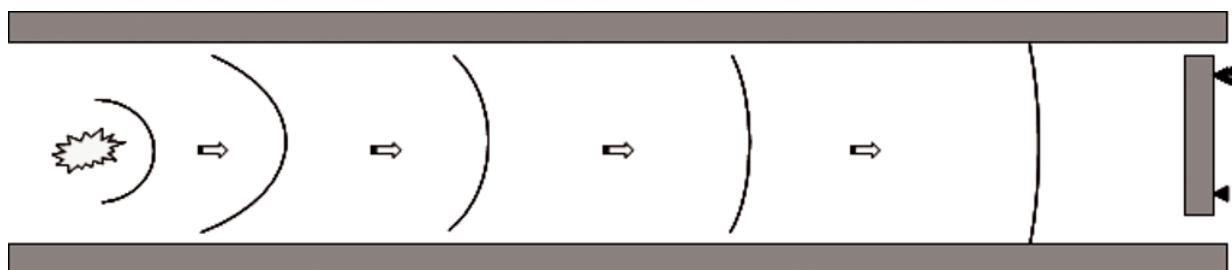
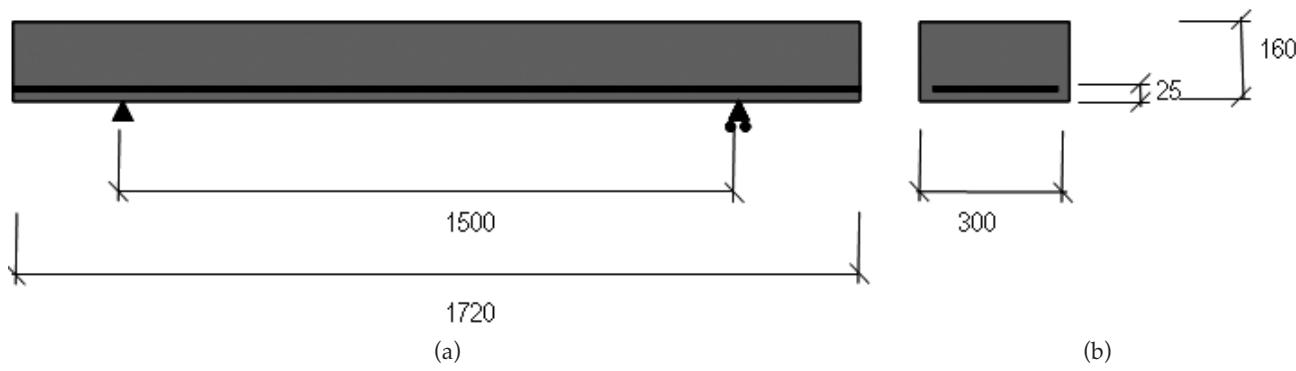


Figura 3. Esquema del ensayo impulsivo en tubo de choque, según [14].



**Figura 4.** Definición geométrica de las vigas ensayadas tanto ante carga estática como impulsiva, cotas en [mm], según [14].  
(a) Alzado (b) Sección con armadura inferior genérica

las vigas, así como medidores de deformación en su centro de vano. Adicionalmente, en los ensayos impulsivos se contó con captadores piezoelectrados de presión para medir la presión de la onda de choque actuante sobre las vigas.

Se ensayaron un total de 11 vigas con distintas resistencias a compresión del hormigón y cuantías de armado. En la presente investigación se han seleccionado tan sólo tres de ellas, con el objeto de estudiar de manera desacoplada el efecto de la variación de la resistencia a compresión del hormigón y de la cuantía de armadura de las vigas. Las características de las vigas estudiadas se recogen en la Figura 4 y la Tabla 1.

## 2.2. Resultados de los ensayos

La campaña experimental desarrollada por la FOI arroja tres resultados principales [14] – [16], referentes a (a) el modo de fallo de las vigas, (b) su ductilidad y (c) la carga portante máxima ante los dos regímenes de solicitud estudiados.

En los ensayos estáticos el modo de fallo de las vigas es por flexión, definido por la aparición de fisuras verticales en centro de vano, plastificación de las

armaduras inferiores y fallo del hormigón por aplastamiento en la cabeza de compresión. Por el contrario, en los ensayos impulsivos se produce en general un fallo por cortante, caracterizado por la aparición de fisuras en diagonal desde los apoyos. El fallo por cortante ante carga impulsiva se produce en todas las vigas a excepción de aquellas con poca cuantía de armado, como la viga B100-D3(12).

La mayor ductilidad, tanto en ensayos estáticos como en dinámicos, se produce con cuantías de acero moderadas, mientras que una cuantía elevada provoca un comportamiento más rígido y frágil. Por el contrario, para una cuantía de acero dada, un incremento de la resistencia característica del hormigón apenas influye en la carga máxima y en la ductilidad de la estructura.

La suma de reacciones registrada en los apoyos de las vigas en ambas fases de ensayos muestra que el agotamiento ante solicitud impulsiva requiere una mayor carga que ante la estática, lo que indica que la capacidad portante de las vigas al menos en apariencia es mayor ante carga impulsiva.

En las Figuras 5-7 se recogen los resultados experimentales para una misma viga ante carga estática e impulsiva. Como se puede observar, y según se ha

**Tabla 1.** Propiedades mecánicas de los materiales componentes de las vigas y cuantías de armado

	B100-S1(12) <sup>1</sup> B100-D3(12)	B100-D3(16) B100-S1(16)	B200-S1 B200-D1
Armado	4φ12	5φ16	5φ16
Resistencia a compresión, $f_{ck}$ [MPa]	101	101	204
Resistencia a tracción, $f_{ct,k}$ [MPa]	5,80*	5,80*	9,90
Módulo elástico, $E_c$ [MPa]	44700	44700	74500

\* NOTA: Este valor ha sido obtenido de las prescripciones de la EHE-08

<sup>1</sup> La nomenclatura de los ensayos tiene el siguiente formato: BWWW-XY(Z), donde:

B hace referencia al elemento estructural, "Beam".

WWW hace referencia a la resistencia objetiva del hormigón, en [MPa].

X hace referencia al tipo de ensayo, S para "Static" y D para "Dynamic".

Y hace referencia al número de ensayo dentro del mismo tipo de viga.

Z hace referencia al diámetro de la barra de armado, en [mm].

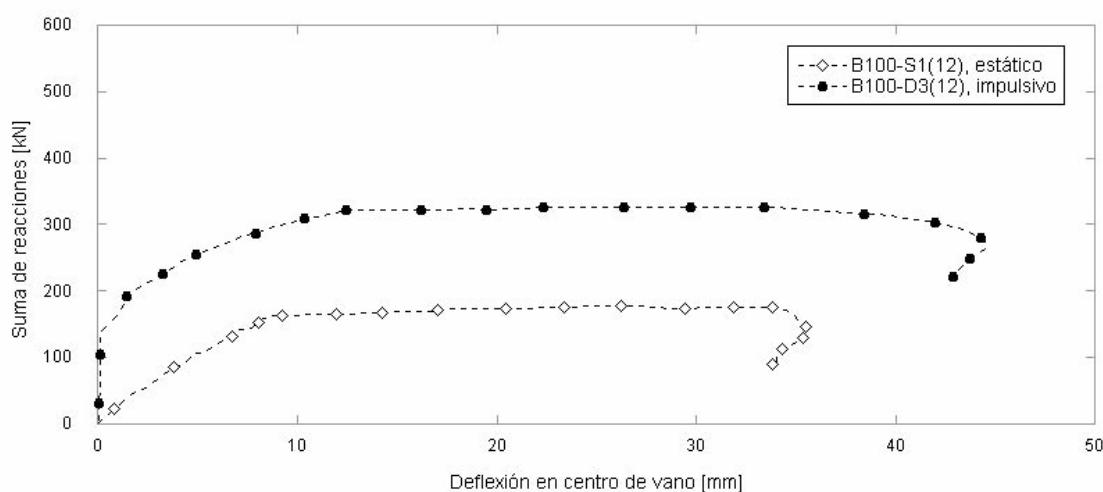


Figura 5. Gráfica experimental carga – desplazamiento de los ensayos B100-S1(12), estático, y B100-D3(12), impulsivo, según [14].

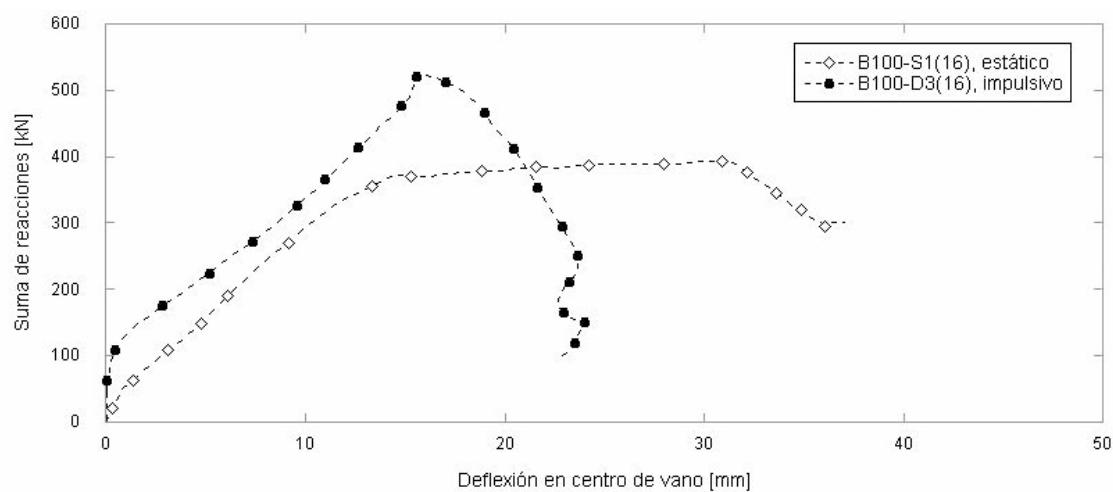


Figura 6. Gráfica experimental carga – desplazamiento de los ensayos B100-S1(16), estático, y B100-D3(16), impulsivo, según [14].

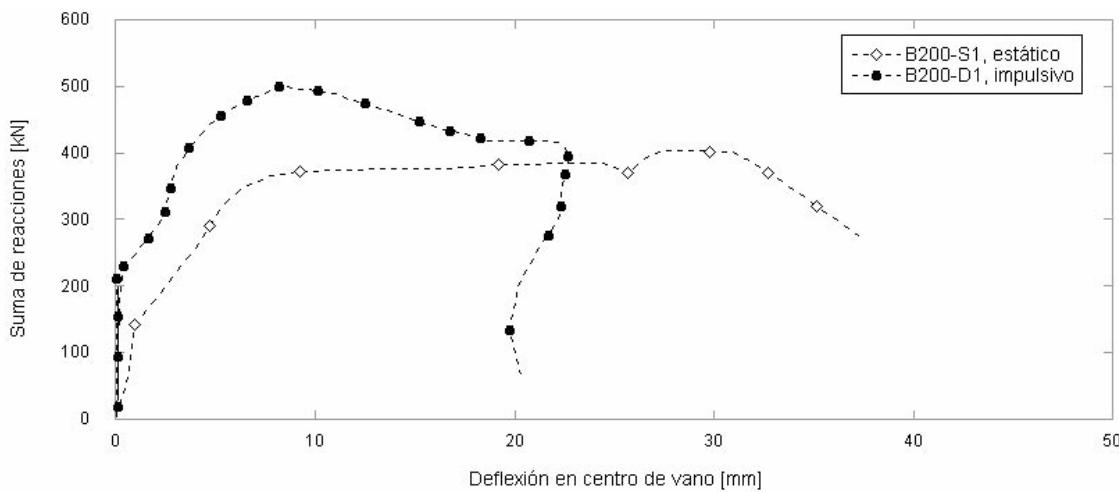
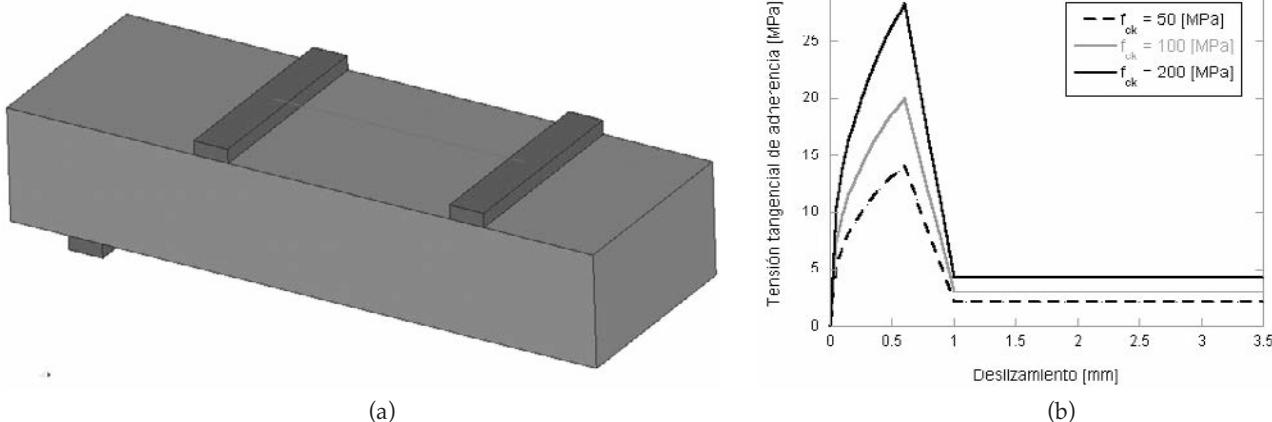


Figura 7. Gráfica experimental carga – desplazamiento de los ensayos B200-S1, estático, y B200-D1, impulsivo, según [14].

adelantado, en los tres ensayos bajo estudio se detecta un incremento de capacidad portante ante carga impulsiva.

En las gráficas carga – desplazamiento ante carga estática, se puede observar la evolución del comportamiento estructural de la viga ante fallo por flexión:

- (a) comportamiento elástico previo a la fisuración,
- (b) cambio de pendiente en la rama elástica tras la fisuración, con disminución de la pendiente asociada al progreso de la fisuración,
- (c) entrada en régimen plástico tras alcanzar la carga máxima y
- (d) rotura de la viga al alcanzar la deformación máxima, seguida de una acusada caída de la carga.



**Figura 8.** (a) Vista del modelo 3D desarrollado, únicamente para la mitad de la viga debido a la simetría existente.  
 (b) Ley de adherencia propuesta por el Código Modelo [5]

En los ensayos impulsivos esta evolución tan sólo se puede apreciar en la viga de menor cuantía, ya que las otras dos experimentan un fallo frágil por cortante. En cualquier caso, las tres vigas sometidas a carga impulsiva presentan una rama elástica en la que se aprecia que el módulo elástico aparentemente se incrementa con la velocidad de deformación, de acuerdo con el comportamiento descrito en [29].

Con el objeto de profundizar en el estudio de estos ensayos se han desarrollado simulaciones numéricas ante ambos regímenes de carga, que se describen en el siguiente apartado.

### 3. SIMULACIÓN NUMÉRICA

#### 3.1. Descripción de los modelos desarrollados

Se han realizado simulaciones numéricas de las tres vigas objeto de estudio ante carga estática y ante carga impulsiva usando el programa numérico comercial LS-DYNA [42], que realiza cálculos basados en el método de los elementos finitos con integración explícita en el tiempo mediante la regla de integración de diferencias centrales, adecuado para simular la respuesta estructural con discontinuidades fuertes y ante cargas de muy rápida aplicación, pero aplicable también a cálculos estáticos.

La viga de hormigón y sus apoyos se han mallado con elementos sólidos (tipo *brick*) de un único punto de integración, de tamaño  $5 \times 5 \times 5 \text{ mm}$ , lo que resulta en un total de 350.000 elementos. Las barras de acero de armar se han introducido como 900 elementos barra (tipo *truss*) de 5 mm de longitud. La adherencia entre hormigón y acero se simula de manera explícita a través de unos muelles plásticos que conectan ambos materiales. Esta técnica ha sido utilizada por los autores del presente artículo en anteriores investigaciones [44] con buenos resultados. En esta ocasión se ha utilizado la ley de adherencia propuesta por el Código

Modelo [5], ver Figura 8(b). Esta misma técnica ha sido utilizada posteriormente por otros autores, como los propios Magnusson *et al.* [17].

Pese a que el objeto del presente artículo es el estudio del hormigón de alta resistencia ante dos regímenes de carga diferentes, se ha realizado adicionalmente la simulación de una viga de resistencia normal (denominada B40-D4) perteneciente a la misma campaña experimental. El objeto de esta simulación es comparar los resultados numéricos obtenidos en la presente investigación con los de Magnusson *et al.* [17], cuyo enfoque es sensiblemente diferente, especialmente en lo relativo a la discretización de las armaduras y al modelo material considerado.

El modelo material utilizado para el hormigón es el Winfrith Concrete Model, modelo de fisura distribuida desarrollado por Broadhouse para la Agencia Nuclear del Reino Unido [21] - [23]. Sus principales características son:

1. Una ecuación de estado que relaciona la presión hidrostática con la deformación volumétrica.
2. Tras el fallo de un elemento en tracción, que se produce cuando éste alcanza una tensión principal máxima igual a la resistencia a tracción, se genera una fisura en el plano normal a dicha tensión principal, introduciéndose entonces una variación de la tensión normal con una curva de ablandamiento.
3. Las tensiones desviadoras se incrementan elásticamente hasta la superficie de plastificación definida por Ottosen [45], que viene dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{A \cdot J'_2}{\sigma_c^2} + \frac{\lambda \cdot \sqrt{J'_2}}{\sigma_c} + \frac{B \cdot J_1}{\sigma_c} - 1 = 0 \quad (1)$$

Donde  $J'_2$  es el segundo invariante del tensor desviador de tensiones,  $J_1$  es el primer invariante del tensor

**Tabla 2.** Propiedades mecánicas utilizadas para la modelización del hormigón

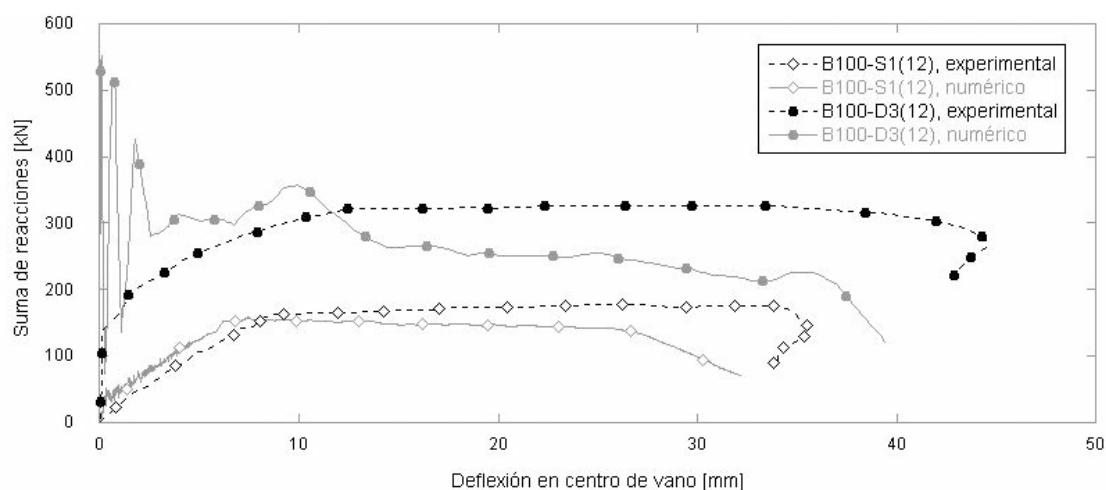
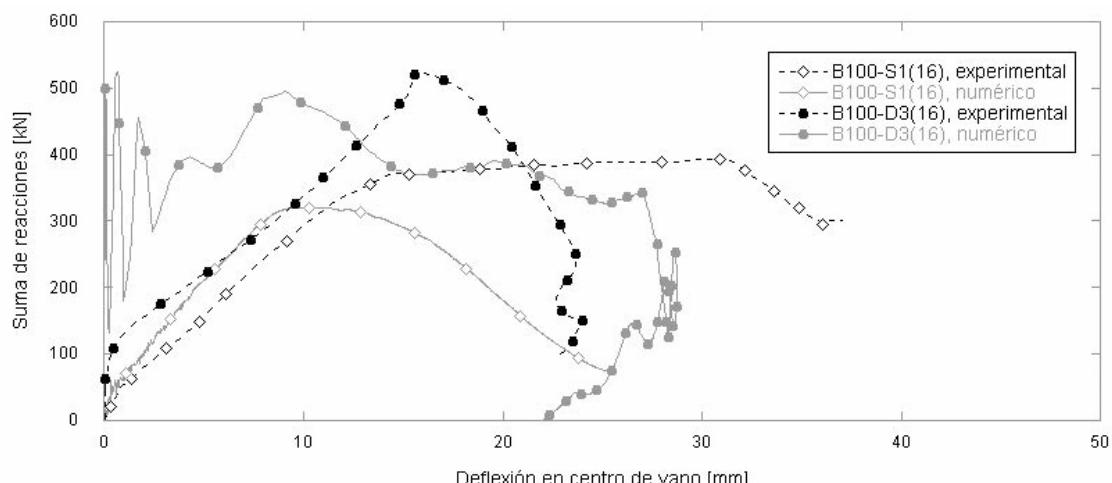
	B40-D4	B100-S1(12) B100-D3(12)	B100-S1(16) B100-D3(16)	B200-S1 B200-D1
Densidad [kg/m <sup>3</sup> ]	2.500	2.500	2.500	2.500
Resistencia a compresión, $f_{ck}$ [MPa]	50	100	100	200
Resistencia a tracción, $f_{ct,k}$ [MPa]	6,00	5,80	5,80	9,90
Módulo elástico, $E_c$ [MPa]	33.000	44.700	44.700	74.500
Coeficiente de Poisson, $\nu$ [-]	0,20	0,20	0,20	0,20
Energía de fractura, $G_F$ [N/m]	100	100	100	100

de tensiones y A, B y  $\lambda$  son parámetros que dependen del cociente entre las resistencias a tracción y a compresión del hormigón ( $\sigma_c$ ). El coeficiente  $\lambda$  también tiene en cuenta el tercer invariante  $J_3'$  del tensor desviador de tensiones.

En la presente investigación se ha recurrido al Winfrith Concrete Model para la simulación del comportamiento material del hormigón debido, en primer lugar, a que a pesar de ser unos de los modelos de comportamiento del hormigón más completos, sólo requiere la introducción de seis variables que corresponden con

parámetros del material medibles en ensayo de laboratorio. Por otra parte, la presencia de una curva de compactación por defecto que ha sido ajustada con ensayos del material y la mejora de las propiedades del material establecida a través de las fórmulas del CEB [29] hacen que este modelo de material sea altamente fiable, a juicio de los autores. Las propiedades mecánicas introducidas para las distintas vigas son las que se resumen en la Tabla 2.

En cuanto al acero de armar, ha sido modelizado mediante un material elástico – perfectamente plás-

**Figura 9.** Gráficas experimental y numérica carga – desplazamiento de los ensayos B100-S1(12), estático, y B100-D3(12), impulsivo**Figura 10.** Gráfica experimental y numérica carga – desplazamiento de los ensayos B100-S1(16), estático, y B100-D3(16), impulsivo

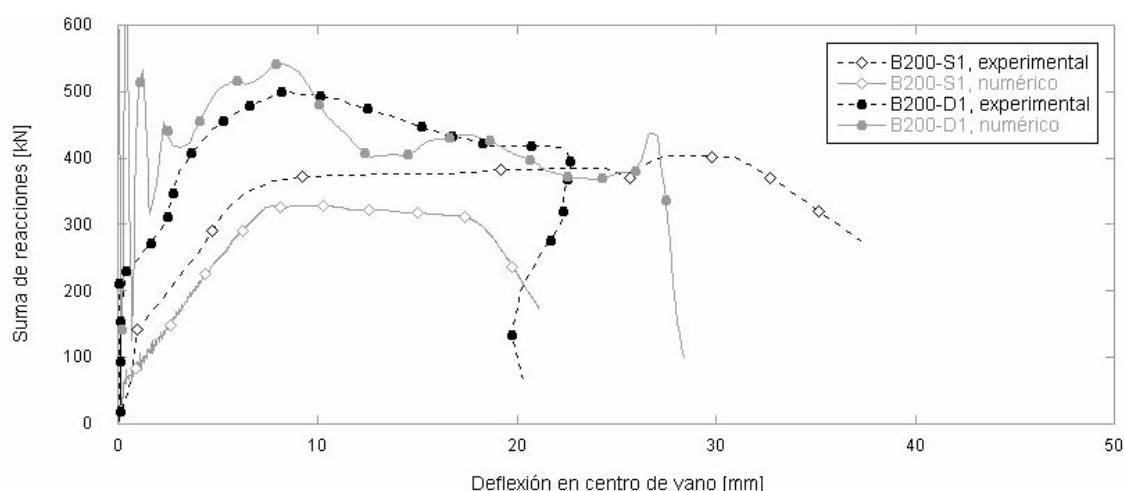


Figura 11. Gráfica experimental y numérica carga – desplazamiento de los ensayos B200-S1, estático, y B200-D1, impulsivo

tico, con un módulo elástico de 205.000 MPa y una tensión de plastificación de 500 MPa. Informes posteriores [16] demuestran que la tensión de plastificación del acero empleado en los ensayos fue ligeramente superior a la adoptada en la simulación numérica, lo cual podría explicar la ligera diferencia obtenida entre la carga máxima de los ensayos con carga estática y la obtenida en las simulaciones numéricas (Figuras 9, 10 y 11).

Para la aplicación de la carga estática se han simulado también las vigas de reparto de carga, según las posiciones y dimensiones definidas en [14] - [16], sobre las que se ha impuesto un desplazamiento que se traslada a la viga de hormigón por las citadas vigas metálicas. Por el contrario, para la simulación de los ensayos impulsivos se han aplicado las historias de presiones reflejadas medidas experimental-

mente sobre la cara expuesta de la viga, al igual que se realiza en [17].

### 3.2. Resultados de las simulaciones numéricas

Para la comparación de los resultados de las simulaciones numéricas con los experimentales se han obtenido las gráficas reacción en los apoyos frente a desplazamiento en centro de vano, que se presentan en las Figuras 9-11. Los patrones de fisuración obtenidos son los que se recogen en las Figuras 12 y 13.

Como ya se ha mencionado con anterioridad, con el fin de comparar los resultados de las simulaciones numéricas con las realizadas por otros autores, la Figura 14 muestra la historia de deflexión simulada en la viga de hormigón convencional B40-D4 frente a

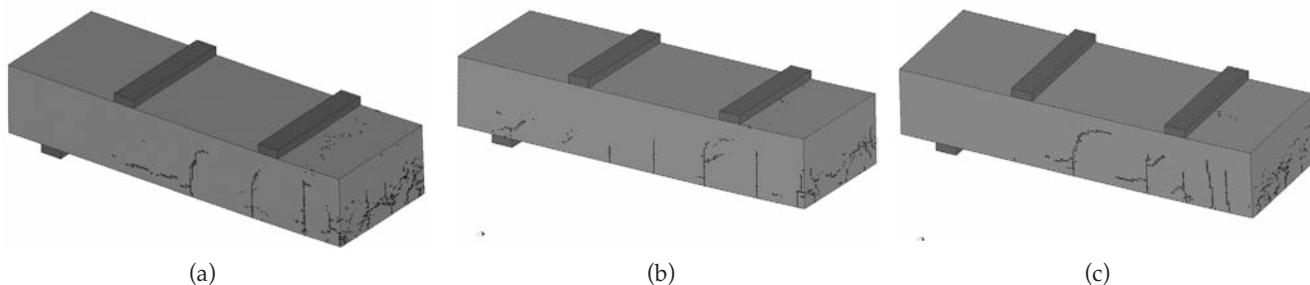


Figura 12. Patrón de fisuración en las simulaciones ante carga estática. (a) B100-S1(12). (b) B100-S1(16). (c) B200-S1

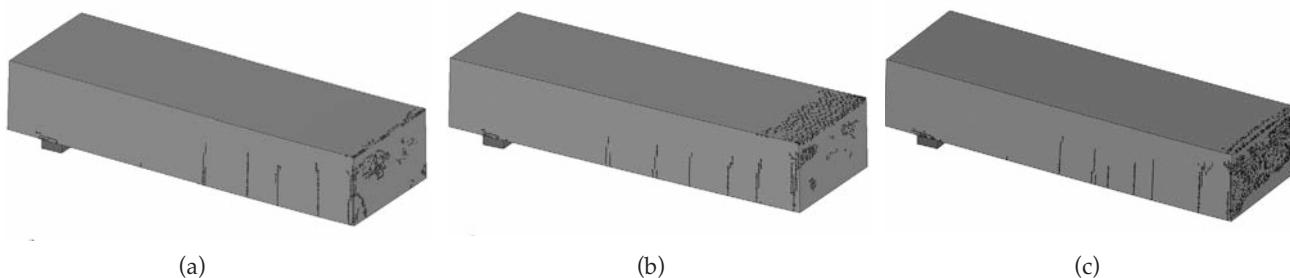


Figura 13. Patrón de fisuración en las simulaciones ante carga impulsiva. (a) B100-D3(12). (b) B100-D3(16). (c) B200-D1

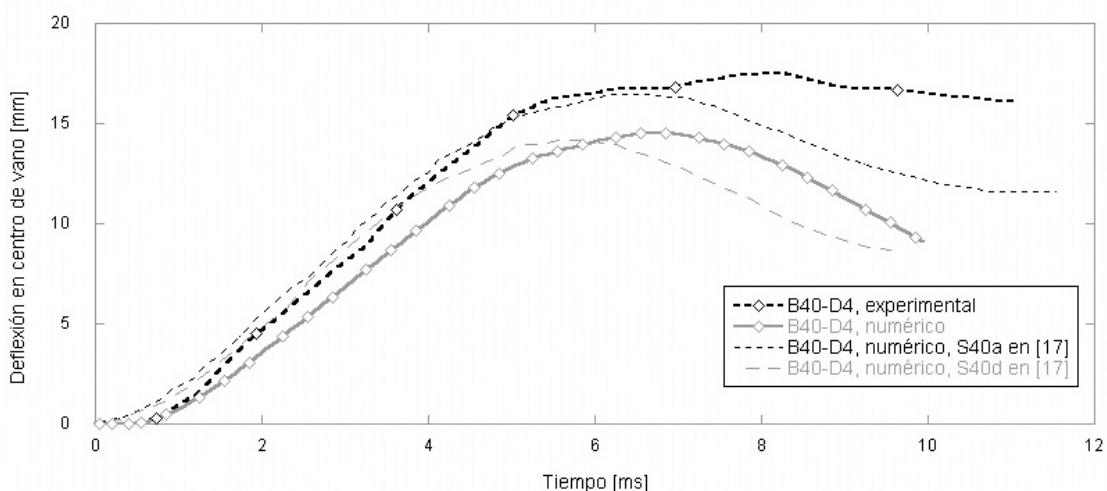


Figura 14. Gráficas experimental y numérica desplazamiento – tiempo del ensayo B40-D4 ante carga impulsiva. Comparación con los resultados de [17]

las simulaciones realizadas por Magnusson *et al.* [17] y frente a los resultados experimentales, apreciándose un buen grado de concordancia.

#### 4. DISCUSIÓN

Los resultados de las simulaciones numéricas presentan una gran similitud con los obtenidos de la campaña experimental, especialmente en lo referente a los cambios en la ductilidad de las vigas y a su capacidad portante ante ambos regímenes de carga. Sin embargo, se observan en las simulaciones ciertas desviaciones con respecto a los resultados experimentales, que se discuten en el presente apartado.

##### 4.1. Ensayos estáticos

En las simulaciones numéricas, al igual que en los resultados experimentales, se aprecia la respuesta estructural clásica de una viga biapoyada ante fallo por flexión: (a) comportamiento elástico previo a la fisuración, (b) cambio de pendiente en la rama elástica tras la fisuración, (c) entrada en régimen plástico tras alcanzar la carga máxima y (d) rotura de la viga al alcanzar la deformación máxima. Destaca que los cambios de rigidez asociados a esta respuesta estructural son mucho más fácilmente apreciables en las simulaciones que en los resultados experimentales, poniendo en evidencia que el comportamiento estructural real de la viga es en realidad un continuo que contrasta con las líneas quebradas que se obtienen de los estudios teóricos.

En cuanto a la carga máxima obtenida, existe buena concordancia entre las simulaciones y los resultados analíticos, que obtienen valores en torno a un 10% inferiores que los medidos experimentalmente.

Por otra parte, superada la zona inicial de aumento de carga, una vez que la viga entra en rango plástico,

se aprecia que mientras que en la campaña experimental se produjo un endurecimiento por deformación, en las simulaciones numéricas lo que se observa es un ablandamiento, asociado a un fallo de adherencia que es especialmente notable en la viga B100-S1(16). De las tres vigas estudiadas, es en ésta en la que coinciden una alta cuantía de armado con una resistencia del hormigón baja.

Al ser éste un fallo por adherencia que se produce de una manera más marcada en la viga B100-S1(16), y no se aprecia en tan gran medida en la viga B100-S1(12), con menor cuantía de armado, se analiza a continuación con más detalle el modo de fallo de estas dos vigas ante carga estática mediante un estudio analítico basado en las prescripciones de la Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08.

Para el cálculo del Estado Límite Último de flexión simple se utilizan los diagramas definidos en el Art. 39.5 de la citada Instrucción. Dado que los resultados de este estudio se compararán con un ensayo real, no se utilizan los coeficientes de minoración de resistencias.

De acuerdo con el diagrama de dominios de deformación del Art. 42.1.3, el modo de fallo previsto para ambas vigas se produce en el dominio 2, rotura por el acero. Sin embargo, cabe destacar que la viga B100-S1(16) presenta un mejor aprovechamiento de su sección resistente, al producirse el fallo por el acero con una deformación elevada del hormigón en la cabeza de compresión de la viga, cercana a su agotamiento, mientras que en la viga B100-S1(12) el fallo por el acero se produce con una deformación del hormigón más baja. Este análisis, aunque elemental, ayudará a comprender el comportamiento de estas vigas ante carga impulsiva, como se verá más adelante.

Se han calculado también los momentos últimos y de fisuración de ambas vigas, así como las flechas instantáneas.

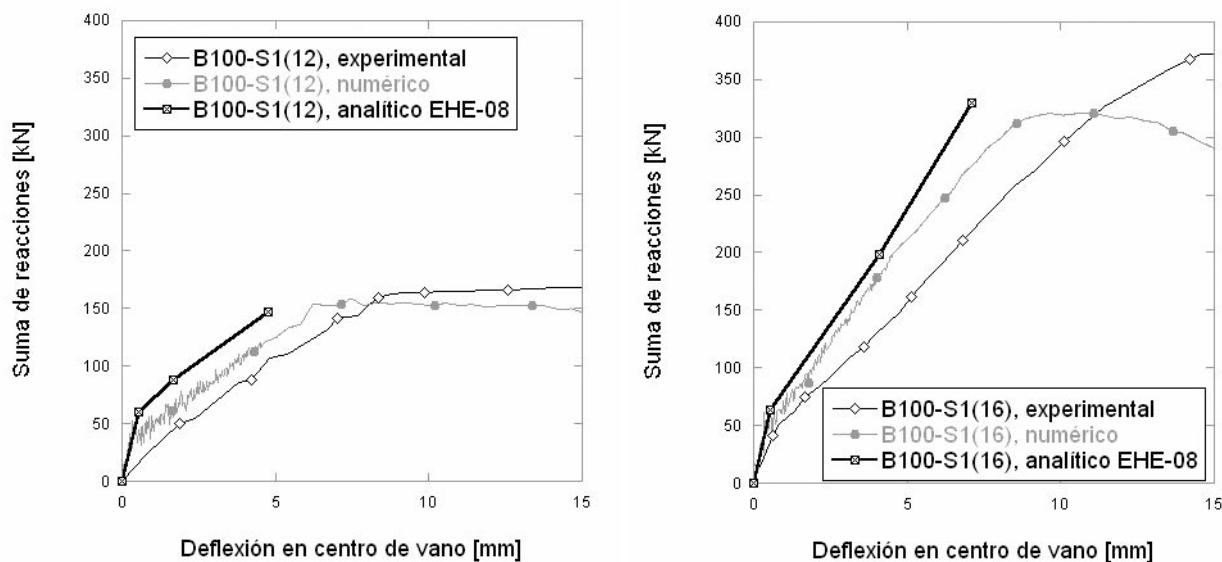


Figura 15. Gráfica experimental, numérica y analítica carga – desplazamiento de los ensayos estáticos B100-S1(12) y B100-S1(16)

táneas esperadas para esos dos estados de carga y para una carga equivalente al 60% de la carga última, de acuerdo con las prescripciones del Art. 50.2.2. Los resultados obtenidos se comparan con los experimentales y los de la simulación numérica en la Figura 15.

El ablandamiento de la rama plástica se achaca básicamente a la rotura de los elementos de hormigón en contacto con las armaduras, hecho que se comprueba en las simulaciones, como se muestra en la Figura 16.

La rotura de estos elementos se asocia a que no son capaces de resistir la carga transmitida por las barras, a pesar de haber introducido unos muelles entre ellos

que simulan la adherencia entre hormigón y acero (Figura 8(b)). Este comportamiento se explica por:

- La discretización simplificada del contacto entre barras y hormigón. Cada elemento barra está en contacto con tan sólo cuatro elementos de hormigón, que son insuficientes para representar el fuerte gradiente de tensiones que se produce en la intercara.
- El modelo de hormigón utilizado, Winfrith Concrete Model, se muestra excesivamente frágil ante las acciones de esfuerzo cortante introducidas por las armaduras.

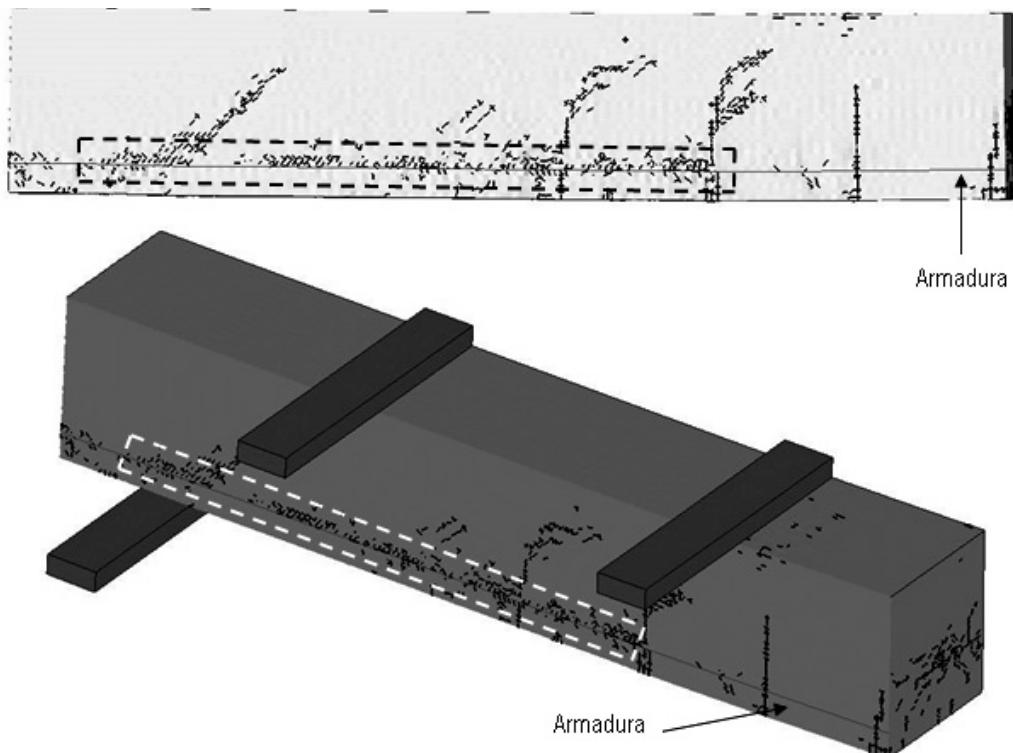


Figura 16. Sección por el eje longitudinal de la viga B100-D3(16) ante carga impulsiva. Obsérvese la existencia de fisuración en los elementos de hormigón adyacentes a la barra de armado

En definitiva, las simulaciones numéricas desarrolladas muestran una buena concordancia en los resultados obtenidos ante carga estática, con la salvedad del fallo de adherencia arriba señalado, que será objeto de futuras investigaciones.

#### 4.2. Ensayos impulsivos

En las simulaciones numéricas ante carga impulsiva se registran unas oscilaciones en la carga durante los primeros instantes del ensayo, en un tiempo inferior a 1 ms. Dichas oscilaciones corresponden a la propagación de ondas elásticas en el material, cuya existencia a nivel teórico así como su base física son bien conocidas [46]. Sin embargo, estas oscilaciones son difícilmente detectables en un ensayo real, debido a que son amortiguadas por la viscosidad existente en los materiales hasta un nivel que dificulta su registro a las frecuencias de muestreo habituales.

No obstante lo anterior, existe una buena concordan-  
cia en cuanto a la carga máxima obtenida, así como en lo referente a la ductilidad de la respuesta estructural de las vigas.

En concreto, las simulaciones desarrolladas para las vigas B100-D3(12) y B100-D3(16) son idénticas con la salvedad de que cada una tiene su cuantía de armado y su ley de presiones aplicadas y reproducen el comportamiento observado experimentalmente (ante carga impulsiva la primera presenta un fallo más dúctil que la segunda).

En las simulaciones ante carga impulsiva no se produjo el fallo por adherencia detectado en las simulaciones ante carga estática, pudiéndose apreciar un mecanismo de rotura complejo.

Sin embargo, las simulaciones numéricas desarrolladas demuestran que, para las geometrías estudiadas, una viga que en régimen estático presente una rotura por el acero con el hormigón trabajando a un nivel tensional moderado presentará ante carga impulsiva una respuesta estructural más dúctil que una viga que rompa por el acero con el hormigón sometido a un nivel tensional alto.

De esta manera, la combinación de herramientas analíticas y numéricas se muestra como un método eficaz a la hora de analizar el comportamiento de elementos estructurales ante carga impulsiva, llegando las segundas donde las primeras no pueden llegar, pero complementándose entre sí.

#### 5. CONCLUSIONES

Se han realizado simulaciones numéricas y estudios analíticos sobre una campaña experimental llevada a

cabo por la Agencia de Defensa de Suecia (FOI) sobre vigas de hormigón de alta resistencia sometidas a carga estática e impulsiva.

Las herramientas numéricas utilizadas ofrecen buenos resultados ante ambos regímenes de solicitud, si bien los resultados son ligeramente mejores en el caso de carga impulsiva.

Los estudios desarrollados muestran que, para las geometrías estudiadas, una viga con una cuantía de armado tal que ante carga estática rompa por el dominio 2 de la EHE-08 (fallo por rotura del acero) mientras el hormigón se mantenga en un nivel de tensiones moderado, si bien desaprovecha la capacidad resistente de su sección, su respuesta dinámica será más dúctil que si el hormigón está muy solicitado en rotura estática.

En los ensayos se detectó un aumento de la capacidad portante de todas las vigas ante carga impulsiva con respecto a la carga estática, así como un incremento de la fragilidad de las vigas con alta cuantía de armado. Este resultado, en línea con el mencionado en el párrafo anterior, sugiere que una adecuada respuesta estructural ante explosiones requiere una cuidadosa selección de la cuantía de armado, siendo una buena práctica acudir a cuantías que garanticen el fallo por rotura del acero y no del hormigón.

En definitiva, el presente estudio pone de manifiesto que la eficiencia en el diseño de estructuras de hormigón armado sometidas a explosiones no es intuitiva, siendo las herramientas numéricas basadas en el método de los elementos finitos una técnica adecuada para acercarse a ella. En general se debe evitar acudir a cuantías altas de armado, así como a dosificaciones de hormigón que le confieran altas prestaciones en cuanto a resistencia a costa de una baja deformabilidad.

#### Agradecimientos

Los autores agradecen la financiación de esta investigación a la Fundación Agustín de Bethancourt y a los Ministerios de Fomento (programa P16/08) y de Ciencia e Innovación (programa CONSOLIDER-INGENIO).

#### REFERENCIAS

- [1] DEPARTMENT OF DEFENSE (EE.UU.) *Unified Facilities Criteria. UFC 4-023-03. Design of buildings to resist progressive collapse*, 2005.
- [2] U.S. DEPARTMENT OF THE ARMY, NAVY AND AIR FORCE. TM 5-855-1. *Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons*. Headquarters Dept. of the Army, 1986.

- [3] AIR FORCE ENGINEERING AND SERVICES CENTER. *ESL-TR-87-57. Protective Construction Design Manual*. Florida : Engineering and Services Laboratory, Tyndall Air Force Base, 1989.
- [4] U.S. DEPARTMENT OF THE ARMY. TM5-1300. *Design of structures to resist the effects of accidental explosions*. Washington DC : US Department of the Army Technical Manual, 1990.
- [5] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Model Code 1990*. London: Thomas Telford Services Ltd., 1998.
- [6] ANWARUL ISLAM A.K.M., YAZDANI N. "Performance of AASHTO girder bridges under blast loading". *Engineering Structures*. 2008, vol. 30, p. 1922-1937.
- [7] GANTES C. J., PNEVMATIKOS N. G. "Elastic-plastic response spectra for exponential blast loading". *International Journal of Impact Engineering*. 2004, vol. 30, p. 323-343.
- [8] YANG G., LOK T.S. "Analysis of RC structures subjected to air-blast loading accounting for strain rate effect of steel reinforcement". *International Journal of Impact Engineering*. 2007, vol. 34, p. 1924-1935.
- [9] FISCHER K., HÄRING I. "SDOF response model parameters from dynamic blast loading experiments". *Engineering Structures*. 2009, vol. 31, nº 8, p. 1677-1686.
- [10] ZHOU X. Q., KUZNETSOV V. A., HAO H., WASCHL J. "Numerical prediction of slab response to blast loading". *International Journal of Impact Engineering*. 2008, vol. 35, p. 1186-1200.
- [11] LUCCIONI B., LUEGE M. "Concrete pavement slab under blast loads". *International Journal of Impact Engineering*. 2006, vol. 32, p. 1248-1266.
- [12] MAYS G.C., HETHERINGTON J.G., ROSE T.A. "Response to blast loading of concrete wall panels with openings". *ASCE, Journal of Structural Engineering*. 1999, vol. 125, nº 12, p. 1448-1450.
- [13] ELLIS B.R., TSUI F. "Testing and analysis of reinforced concrete panels subject to explosive and static loading". *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*. vol. 122, nº 3, p. 293 –304.
- [14] MAGNUSSON J., HALLGREN M. "High performance concrete beams subjected to shock waves from air blast". *FOI (Defence Research Establishment) Test Report R-00-01586-311-SE*, 2000.
- [15] MAGNUSSON J., HALLGREN M. "Reinforced high strength concrete beams subjected to air blast loading". *Proc. Structures under shock and impact VIII*. 2004.
- [16] MAGNUSSON J., HALLGREN M., ANSELL A. "Air-blast-loaded, high-strength concrete beams. Part I: Experimental investigation". *Magazine of Concrete Research*. 2010, vol. 62, No. 2, p. 127-136.
- [17] MAGNUSSON J., ANSELL A., HANSSON H. "Air-blast-loaded, high-strength concrete beams. Part II: Numerical non-linear analysis". *Magazine of Concrete Research*. 2010, vol. 62, No. 4, p. 235-242.
- [18] SCHENKER A., ANTEBY I., GAL E., KIVITY Y., NIZRI E., SADOT O., MICHAELIS R., LEVINTANT O., BEN-DOR G. "Full-scale field tests of concrete slabs subjected to blast loads". *International Journal of Impact Engineering*. 2008, vol. 35, p. 184-198.
- [19] RAZAQPUR A.G., TOLBA A., CONTESTABILE E. "Blast loading response of reinforced concrete panels reinforced with externally bonded GFRP laminates". *Composites: Part B*. 2007, vol. 38, p. 535-546.
- [20] MALVAR L.J., CRAWFORD J.E., WESEVICH J.W., SIMONS D. "A plasticity concrete material model for DYNA3D". *International Journal of Impact Engineering*. 1997, vol. 19, p. 847-873.
- [21] BROADHOUSE B.J., ATTWOOD G.J. "Finite element analysis of the impact response of reinforced concrete structures using Dyna3D". *Proc. 12th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-12)*, 1993.
- [22] BROADHOUSE B.J., NEILSON A.J. *Modelling Reinforced Concrete Structures in DYNA3D*. Safety and Engineering Science Division. AEE Winfrith. AEEWM 2465. 1987.
- [23] BROADHOUSE B.J. *The Winfrith concrete model in LS-DYNA3D*. Report: SPD/D(95)363, Structural Performance Department, AEA Technology, Winfrith Technology Centre, U.K. 1995.
- [24] HOLMQUIST T. J., JOHNSON G. R., COOK W. H. "A computational constitutive model for concrete subjected to large strains, high strain rates and high pressures". *Proc. of 14th International Symposium on Ballistics*. 1993.
- [25] GEBBEKEN N., RUPPERT M. "A new material model for concrete in high-dynamic hydrocode simulations". *Archive of Applied Mechanics*. 2000, vol. 70, p. 463-478.
- [26] MORALES-ALONSO G., CENDÓN D.A., GÁLVEZ F., ERICE B., SÁNCHEZ-GÁLVEZ V. "Blast response analysis of reinforced concrete slabs. Experimental procedure and numerical simulation". *Proc. 26th International Symposium on Ballistics*. 2011. [En prensa].
- [27] CULLIS I.G., SCHOFIELD J., WHITBY A. "Assessment of blast loading effects - Types of explo-

- sion and loading effects". *International Journal of Pressure Vessels and Piping*. 2010, vol. 87, p. 493-503.
- [28] ABRAMS D.A. "Effect of rate of application of load on the compressive strength of concrete". *ASTM J*. 1917, vol. 17, p. 364-377.
- [29] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Bulletin d'Information* 187. *Concrete structures under impact and impulsive loading*. Dubrovnik, 1988.
- [30] BISCHOFF P.H., PERRY S.H. "Compressive behavior of concrete at high strain rates". *Materials and Structures*. 1991, vol. 24, n° 6, p. 425-450.
- [31] ZIELINSKI A.J., REINHARDT H.W. "Stress-strain behaviour of concrete and mortar at high rates of tensile loading". *Cement and Concrete Research*. 1982, vol. 12, n° 3, 309-319.
- [32] LI Q.M., MENG H. "About the dynamic strength enhancement of concrete-like materials in a split Hopkinson pressure bar test". *International Journal of Solids and Structures*. 2003, vol. 40, p. 343-360.
- [33] ZHANG M., WU H.J., LI Q.M., HUANG F.L. "Further investigation on the dynamic compressive strength enhancement of concrete-like materials based on split Hopkinson pressure bar tests. Part I: Experiments". *International Journal of Impact Engineering*. 2009, vol. 36, p. 1327-1334.
- [34] LI Q.M., LU Y.B., MENG H. "Further investigation on the dynamic compressive strength enhancement of concrete like materials based on split Hopkinson pressure bar tests. Part II: Numerical simulations". *International Journal of Impact Engineering*. 2009, vol. 36, p. 1335-1345.
- [35] ZHANG M., LI Q.M., HUANG F.K., WU H.J., LU Y.B. "Inertia-induced radial confinement in an elastic tubular specimen subjected to axial strain acceleration". *International Journal of Impact Engineering*. 2010, vol. 37, p. 459-464.
- [36] COTSOVOS D.M., PAVLOVIC M.N. "Numerical investigation of concrete subjected to high rates of uniaxial tensile loading". *International Journal of Impact Engineering*. 2008, vol. 35, p. 319-335.
- [37] COTSOVOS D.M., PAVLOVIC M.N. "Numerical investigation of concrete subjected to compressive impact loading. Part 1: A fundamental explanation for the apparent strength gain at high loading rates". *Computers and Structures*. 2008, vol. 86, p. 145-163.
- [38] COTSOVOS D.M., PAVLOVIC M.N. "Numerical investigation of concrete subjected to compressive impact loading. Part 2: Parametric investigation of factors affecting behaviour at high loading rates". *Computers and Structures*. 2008, vol. 86, p. 164-180.
- [39] KIM D. J., SIRIJAROONCHAI K., EL-TAWIL S., NAAMAN A. E. "Numerical simulation of the Split Hopkinson Pressure Bar test technique for concrete under compression". *International Journal of Impact Engineering*. 2010, vol. 37, p. 141-149.
- [40] GÁLVEZ DÍAZ-RUBIO F. *Caracterización mecánica de materiales cerámicos avanzados a altas velocidades de deformación*. Tesis doctoral. Madrid: UPM, E.T.S. Ingenieros Aeronáuticos, 1999.
- [41] GÁLVEZ DÍAZ-RUBIO F., RODRÍGUEZ PÉREZ J., SÁNCHEZ GÁLVEZ V. "The spalling of long bars as a reliable method of measuring the dynamic tensile strength of ceramics". *International Journal of Impact Engineering*. 2002, vol. 27, p. 161-177.
- [42] LSTC, LIVERMORE SOFTWARE TECHNOLOGY CORPORATION. *LS-DYNA Keyword User's Manual, Version 971*. 2007.
- [43] COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural*. Aprobada por R.D. 1247/2008, de 18 de julio.
- [44] RUIZ G., CARMONA J.R., CENDÓN D.A. "Propagation of a cohesive crack through adherent reinforcement layers". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2006, vol. 195, p. 7237-7248.
- [45] OTTOSEN N.S. *Nonlinear finite element analysis of concrete structures. Report: Riso-R-411*. Roskilde, Denmark: Riso National Laboratory, 1980.
- [46] MACAULAY M.A. *Introduction to Impact Engineering*. London: Chapman and Hall, 1987.

# Análisis y evaluación de los modelos de comprobación a cortante de elementos de hormigón armado, sin armadura transversal, solicitados a tracción

*Analysis and evaluation of models for calculating shear strength in axially tensile-stressed reinforced concrete members with no transverse reinforcement*

**David Fernández Montes<sup>(1)</sup> y Enrique González Valle<sup>(2)</sup>**

Recibido | Received: 23-12-2010  
Aceptado | Accepted: 17-04-2011

## Resumen

El mecanismo de resistencia a esfuerzo cortante de las secciones de hormigón armado, cuando además actúan solicitudes de flexión y axiles de tracción, es muy complejo, debido al gran número de factores influyentes que intervienen en la evaluación de esta resistencia. Dentro del marco de una investigación más extensa hemos realizado un análisis de las formulaciones que incorporan las normas ACI 318-08 y EHE-08 a la luz de los resultados de ensayos existentes sobre rotura por cortante en elementos lineales sometidos a solicitudes axiles de tracción sin armadura transversal. Hemos realizado un análisis de dichos ensayos, así como hemos verificado la validez del modelo de la Teoría Modificada del Campo de Compresiones. Aunque de los resultados del análisis se desprende la validez de los modelos simples de comprobación, hemos establecido conclusiones sobre la conveniencia de modificar las formulaciones actuales para mejorar su coherencia y su ajuste con los resultados experimentales.

**Palabras clave:** hormigón armado, esfuerzo cortante, tracción, luz de cortante.

## Abstract\*

*It can be demonstrated that the mechanism of resistance regarding shear under flexure and axial tensile loads is very complex because of the great number of factors involved in the evaluation of this resistance. Within the framework of a more extensive investigation, an evaluation of the equations of the Spanish and American codes has been made in light of existing tests with reinforced concrete beams without transverse reinforcement on shear failure under axial tensile loads and the validity of the Modified Compression Field Theory has been checked. Even though the validity of these simple verification models can be gathered from results of the analysis, conclusions about the convenience of modifying the current formulations to improve the coherence and the adjustments between theory and investigation has been established.*

**Keywords:** reinforced concrete, shear strength, axial tension, shear span.

\* An extensive English language summary of the present article is provided on page 96 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Intemac (Madrid, España).

(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Intemac (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: dfernandez@intemac.es

## 1. INTRODUCCIÓN

Uno de los parámetros influyentes en la resistencia a cortante para vigas sin armadura transversal es el esfuerzo axil. Dicho esfuerzo puede ser de tracción o de compresión, el cual puede reducir o aumentar la capacidad a cortante del elemento, respectivamente. Sólo algunas normativas tienen en cuenta el esfuerzo axil en sus fórmulas de diseño a cortante, entre las que se encuentra la Instrucción española EHE-08 [1]. Sin embargo, podría no parecer justificable que la evaluación del efecto del esfuerzo axil de compresión y de tracción, se simplifique introduciendo simplemente un término sumatorio afectado por el mismo coeficiente en la misma fórmula de diseño, ya que la contribución positiva del esfuerzo axil de compresión implica un incremento de la capacidad resistente, mientras que la presencia del esfuerzo axil de tracción en general, para solicitudes axiles moderadas y piezas sin armadura transversal, representa una disminución de la capacidad resistente. Dado que este efecto procede de una solicitud exterior, directa o indirecta, su incidencia en la contribución resistente debería estar ponderada en función de que su efecto fuese positivo para la seguridad o negativo, aspecto que la formulación actual no contempla.

En primera instancia, podría pensarse que las situaciones en que actúan esfuerzos cortantes concomitantes con solicitudes axiles de tracción son poco comunes en la práctica. Pero ello no es cierto, ya que existen muchas situaciones prácticas en que esto puede darse como, por ejemplo, elementos tipo tirantes o vigas coaccionadas sometidas a deformaciones impuestas (por temperatura o retracción) [2].

Es bien conocido que una tensión de tracción reduce la resistencia a cortante y que una carga moderada de compresión (debida a cargas externas o de pretensado) aumenta la resistencia a cortante en vigas sin armadura transversal, aunque también es cierto que una solicitud de compresión considerable puede afectar negativamente al agotamiento por compresiones oblicuas en el alma, como puede ocurrir en pilares.

La investigación sobre qué influencia cuantitativa tiene la aplicación de solicitudes de tracción sobre la resistencia y ductilidad a cortante es mucho más escasa que la realizada para elementos sometidos a compresión. En tal sentido la escasez de experimentación y de ajustes previos podría inducir a dudas sobre la justificación de las formulaciones empleadas para cuantificar la influencia de los esfuerzos axiles de tracción en la capacidad a cortante de piezas sin armadura transversal. Este hecho es extraño, si se tiene en cuenta la gran cantidad de elementos sin armadura a cortante con características muy peculiares que se dan en la práctica constructiva. Una posible explicación estaría en la dificultad que entraña medir la resistencia a cortante y en paralelo medir la interferencia de otros efectos.

Al considerar el efecto de la aplicación de tracciones axiles en un elemento sin armadura transversal, se asume que la aparición de una fisuración en la zona no comprimida del hormigón anula la capacidad a cortante y que, en consecuencia, si toda la sección estuviese traccionada se provocaría el colapso, siempre que no se contabilizase el efecto "dowel action" de la armadura longitudinal [3]. De aquí la importancia que tiene la correcta evaluación del efecto de las solicitudes axiles de tracción en estas tipologías de piezas sin armadura transversal.

Ante todo lo expuesto nos hemos planteado revisar los ensayos que estudian la influencia de dichas solicitudes de tracción sobre la resistencia a cortante realizados por A.H. Mattock en 1969 en la Universidad de Washington para la normativa americana [4] y los que dos años más tarde realizó junto a M.J. Haddadin y S. Hong, de menor número [5]. También se ha planteado analizar los ensayos de P.E. Regan en el Imperial College [6] y analizar los ensayos llevados a cabo con el Shell Element Tester por P.E. Adebar y M.P. Collins en la Universidad de Toronto en el año 1996 [7]. En todos estos ensayos se produjo la rotura del elemento por cortante-flexión cuya fisuración previa por cortante se desarrolla a partir de las fisuras de flexión.

A la luz de tal análisis nos hemos propuesto contrastar la formulación de la Instrucción española EHE-08 [1], en la que la influencia desfavorable de tracciones en la capacidad a cortante en elementos lineales sin armadura transversal se refleja en el término sumatorio  $+0,15 \cdot \sigma_{cq}$ , el cual fue deducido para determinar la influencia positiva del pretensado fundamentalmente. Posteriormente, se verificó que existía un margen de seguridad admisible, considerando la campaña de ensayos de Regan [6] realizada sobre elementos lineales con y sin armadura transversal, con elementos solicitados tanto a tracción como a compresión, según indica J.C. Walraven [8]. Asimismo y en paralelo nos propusimos realizar un análisis de contraste con los resultados experimentales de la formulación incorporada en la vigente ACI 318-08 [9] y del modelo teórico relativo a la Teoría del Campo Modificado de Compresiones (MCFT).

## 2. OBJETO DE ANÁLISIS

Las formulaciones empleadas en la evaluación de la resistencia a cortante, de los elementos lineales sin armadura transversal, que contemplan normas de aplicación común en diversos países, son muy diferentes. Por otra parte, estas formulaciones presentan algunas faltas de coherencia tanto en sí mismas como con los resultados experimentales obtenidos en diferentes investigaciones realizadas al efecto. Por ello hemos considerado de interés realizar un análisis comparativo entre las formulaciones contempladas en tales normas, siendo el objeto de este artículo presentar sus

resultados, así como los del análisis de su contraste y coherencia con los resultados de ensayo que presentan determinadas bases de datos experimentales disponibles. En función de los resultados de este análisis, estableceremos las conclusiones que se deriven y formularemos una propuesta de recomendaciones para mejorar, en su caso, tanto la metodología como el ajuste de la comprobación a la que nos estamos refiriendo.

Cabe indicar que se trata de exponer una fase previa de una investigación mas amplia, desarrollada para una tesis doctoral en realización, cuya parte experimental, realizada en el Laboratorio Central de INTEMAC, ha cubierto tanto el campo de los hormigones normales como de los hormigones de altas prestaciones. En esta investigación, se está trabajando en una propuesta de formulación para elementos lineales sin armadura transversal sometidos a solicitudes axiles de tracción, en línea con las conclusiones y recomendaciones que se derivan de este análisis previo [10].

En este análisis previo pasamos a exponer, en primer lugar, las formulaciones teóricas incorporadas en las normas EHE-08 [1] y ACI 318-08 [9], así como las bases de la Teoría Modificada del Campo de Compresiones (MCFT). Expondremos la base de datos experimentales a la que hemos tenido acceso para pasar a continuación a realizar el análisis de contraste de las formulaciones teóricas citadas. En función de los resultados del análisis de contraste, formularemos las conclusiones y recomendaciones que se derivan.

### 3. FORMULACIONES TEÓRICAS SOBRE EL COMPORTAMIENTO A ESFUERZO CORTANTE

Pasamos a resumir y a comentar los aspectos más importantes que incorporan los procesos de comprobación de la capacidad última a esfuerzo cortante, realizados de acuerdo con los modelos y formulaciones citadas en el apartado 2.

#### 3.1. Formulación EHE-08

Para estimar la capacidad resistente a cortante de elementos lineales de hormigón armado sin armadura transversal, se sigue la *Ecuación (1)* de origen experimental referente a piezas de hormigón armado en regiones fisuradas a flexión [1]:

$$\frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \quad (1)$$

con un valor mínimo de

$$\frac{V_{u,\min}}{b \cdot d} = \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot (f_{cv})^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \quad (2)$$

donde:

$d$  Canto útil (mm).

$\rho_l$  Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada, anclada a una distancia igual o mayor que  $d$  a partir de la sección de estudio.

$b$  Anchura neta mínima menor del elemento (mm). En secciones rectangulares será el ancho  $y$  en secciones T o TT será el ancho mínimo del alma.

$N_d$  Esfuerzo axil de cálculo (compresión positiva) (N).

$f_{cv}$  Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm<sup>2</sup> de valor  $f_{cv} = f_{ck}$  con  $f_{cv}$  no mayor que 15 N/mm<sup>2</sup> en el caso de control indirecto de la resistencia del hormigón, siendo  $f_{ck}$  la resistencia a compresión del hormigón. La EHE-08 sólo permite su uso hasta  $f_{ck} = 100$  MPa, adoptando para  $f_{cv}$  un límite superior de 60 MPa.

$\sigma'_{cd}$  Tensión axil media en el alma de la sección (tracción negativa) con un valor mínimo indicado en *Ecuación (3)*

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} \leq 0,3 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ MPa} \quad (3)$$

$\gamma_c$  Coeficiente de seguridad parcial igual a 1,5 en situación persistente o transitoria. En la formulación de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE, ya derogada, el coeficiente 0,18/ $\gamma_c$  se expresaba como 0,12, el cual es igual al valor resultado de operar 0,18/1,5.

#### 3.2. Formulación ACI 318-08

Para elementos sometidos a tracción significante, la normativa americana [9] estima la capacidad resistente a cortante de elementos lineales de hormigón armado sin armadura transversal con la *Ecuación (4)*, cuyo resultado nunca puede ser menor que cero:

$$V_u = \phi \cdot \left( 1 + 0,288 \cdot \frac{N}{A_g} \right) \cdot \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (4)$$

donde:

$f'_c$  Resistencia específica del hormigón a compresión (N/mm<sup>2</sup>) menor que 70 MPa.

$b_w$  Espesor mínimo del alma (mm).

$N$  Esfuerzo axil de cálculo que actúa simultáneamente con  $V$  (compresión positiva) (N).

$A_g$  Área bruta de la sección de hormigón (mm<sup>2</sup>).

$\phi$  Coeficiente de reducción de resistencia frente a esfuerzo cortante igual a 0,75.

### 3.3. Modelo MCFT

El alma fisurada de una viga de hormigón armado transmite esfuerzos cortantes de un modo complejo. Así como la carga se incrementa, nuevas fisuras aparecen mientras que las fisuras preexistentes se propagan en longitud y cambian de inclinación. Los primeros modelos de bielas realizados por Mörsch [11] representaron este comportamiento en vigas con armadura a cortante sin considerar tensiones de tracción en el hormigón diagonalmente fisurado y suponiendo que el cortante se transfiere por tensiones de compresión en el hormigón inclinadas 45° respecto a la horizontal.

Mörsch [11] enunció que era absolutamente imposible determinar matemáticamente la pendiente de la fisura a cortante para el diseño de la armadura transversal. Wagner [12] resolvió un problema análogo cuando estudiaba el comportamiento de vigas metálicas con rigidizadores tras el pandeo del alma. Wagner consideró que el ángulo de inclinación de las tensiones de tracción diagonales en el alma abollada, coincidiría con el ángulo de inclinación de las deformaciones principales de tracción y que se podía obtener mediante ecuaciones de compatibilidad de deformaciones. Este avance, aplicado al caso del hormigón armado, mediante el cual se puede predecir la respuesta carga-deformación de una sección sometida a cortante considerando condiciones de equilibrio, condiciones de compatibilidad y relaciones tensión-deformación para la armadura y el hormigón diagonalmente fisurado, se conoció como la "Teoría del Campo de Compresiones".

La Teoría Modificada del Campo de Compresiones es un desarrollo más avanzado de la Teoría del Campo de Compresiones que tiene en cuenta la influencia de las tensiones de tracción en el hormigón fisurado. Se reconoce que las tensiones locales en el hormigón y en la armadura varían de un punto a otro en el hormigón fisurado, con altas tensiones en la armadura y bajas tensiones de tracción en las zonas de las fisuras.

Las condiciones de equilibrio, las cuales relacionan las tensiones medias existentes en el hormigón con las del acero, las ecuaciones de compatibilidad entre deformaciones y el diagrama bilineal tensiones-deformaciones del acero, permiten relacionar las tensiones medias, deformaciones medias y el ángulo  $\theta$  que forma la tensión de compresión principal respecto al armado longitudinal para cualquier estado de carga que produzca el colapso.

Puede que el colapso del elemento no esté gobernado por tensiones medias, sino más bien por tensiones locales que ocurrán en la fisura, lo cual es determinante para vigas sin armadura transversal. Para comprobar las condiciones de la fisura, se idealiza el estado complejo del elemento fisurado en una serie de fisuras paralelas dispuestas con un ángulo  $\theta$  res-

pecto al armado longitudinal y separadas a una distancia constante  $s_\theta$ , de modo que, limitando la tensión media principal de tracción en el hormigón (la cual, a su vez, depende del ancho de la fisura y del tamaño máximo del árido) se tiene en cuenta la posibilidad de colapso por mecanismos de transmisión por fricción entre los áridos de la fisura.

El cálculo de la capacidad resistente de los elementos considerados en este estudio, según el modelo MCFT, se ha realizado con ayuda del programa informático de cálculo de estructuras RESPONSE 2000, el cual fue desarrollado por E. Bentz en un proyecto supervisado por M.P. Collins en la Universidad de Toronto [13]. Dicho programa es una herramienta sencilla para calcular la capacidad resistente y ductilidad de una sección de hormigón armado sometida a esfuerzos cortantes, momentos y axiles. Dichos esfuerzos se consideran simultáneamente para buscar la "respuesta" completa de dicha sección en términos carga-deformación a partir de la aplicación de la MCFT. Modeliza el hormigón considerando tensiones en las direcciones principales y en el acero sólo tensiones axiles. El comportamiento tensión-deformación del hormigón en compresión y tracción fue derivado originalmente de los ensayos de Vecchio y Collins [14].

Mientras que el programa RESPONSE 2000 es capaz de ofrecer predicciones detalladas de respuesta de deformaciones frente a cargas aplicadas a nivel seccional, a menudo únicamente se requiere una estimación de la capacidad a cortante del elemento. Para este objetivo, se puede utilizar un modelo simplificado, incorporado a la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications desde 1994 [15].

Según dicho modelo, considerando que la capacidad tensional a cortante en el alma de un elemento lineal es igual al esfuerzo cortante dividido por el área efectiva a cortante ( $b \cdot d$ ), en general, la capacidad a cortante para un elemento de hormigón armado sin armadura transversal es:

$$V_n = V_c = \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (5)$$

donde:

$f'_c$  Resistencia específica del hormigón a compresión ( $N/mm^2$ ).

$b$  Espesor mínimo del alma (mm).

$\beta$  Factor de la tensión de tracción del hormigón que determina la capacidad del hormigón diagonalmente fisurado para resistir cortante y es dependiente del espaciamiento de fisura, cuya inclinación es 90° respecto a la horizontal, y de la deformación longitudinal en dicho alma ( $\epsilon_x$ ).

Si el valor de  $\epsilon_x$  y el espaciamiento de fisura son conocidos, es equivalente a conocer los parámetros  $\beta$  y  $\theta$ , determinados por el modelo de la MCFT. En vigas

sin armadura transversal y con una capa de armadura longitudinal, dicho espaciamiento se refiere estrictamente a fisuras inclinadas 90° respecto a la horizontal y aproximadamente es igual al canto efectivo de la pieza, cuyo límite superior de aplicación es igual a 2.000 mm.

Por consiguiente, la tensión de cortante que el alma de una viga puede resistir es una función de la deformación longitudinal en dicho alma ( $\epsilon_x$ ). Cuanto mayor sea dicha deformación, más pequeño será el valor de la tensión de cortante necesaria para colapsar el alma de la viga. Para determinar la capacidad a cortante de una viga, es conservador considerar la deformación longitudinal máxima en el alma de la sección, la cual tiene en cuenta la influencia del esfuerzo flector, la carga axial aplicada y la cuantía de armadura longitudinal de la sección de estudio. El valor de cálculo del término  $\epsilon_x$  responde a la siguiente expresión:

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d} + 0,5 \cdot N_u + 0,5 \cdot V_u \cdot \cotg \theta}{E_s \cdot A_s} \quad (6)$$

donde:

$M_f$  Momento flector de cálculo siempre positivo (N·mm).

$V_u$  Esfuerzo cortante de cálculo efectivo (N).

$N_u$  Esfuerzo normal de cálculo (positivo si es tracción) (N).

$E_s$  Módulo de elasticidad del acero (N/mm<sup>2</sup>).

Cabe indicar que una expresión muy similar ha sido adoptada por la Instrucción EHE-08, como parte de un método general para obtener la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante en piezas con armadura transversal.

La MCFT [16] puede ser utilizada de diferentes formas variando sus niveles de complejidad, desde un com-

pleto análisis no lineal de elementos finitos, hasta un análisis seccional multicapa que tenga en cuenta la variación de la anchura de fisura [17] o hasta el caso más sencillo, donde la anchura de fisura al nivel de la armadura longitudinal se estima [18]. Este último caso, el más adecuado para dimensionamiento, es análogo al modelo de bielas de hormigón de ángulo variable con tirantes de hormigón. La hipótesis que permite simplificar al máximo la MCFT, es la asunción de que la dirección de las deformaciones principales coincide con la dirección de las tensiones principales. Dicha hipótesis está justificada experimentalmente pues se demuestra que son paralelas dentro del intervalo ±10°.

#### 4. ESTUDIOS PREVIOS Y BASES DE DATOS EXPERIMENTALES DISPONIBLES

El 3 de Agosto de 1955, el colapso parcial del almacén Wilkins Air Force Depot en Shelby (Ohio) hizo replantear las ecuaciones referentes a cortante existentes en la normativa ACI. Los primeros informes de patología concluyeron que el hormigón se contrajo debido a unas bajas temperaturas lo que produjo unos esfuerzos de tracción que redujeron la capacidad resistente a cortante de la viga colapsada.

Las investigaciones de Elstner y Hognestad [19] para la *Portland Cement Association* (PCA), son las primeras que tuvieron en cuenta la influencia del esfuerzo axil de tracción sobre la resistencia a cortante de un elemento estructural.

Realizaron una campaña de ensayos reproduciendo a escala 1:3 uno de los pórticos interiores colapsados. Cada pórtico ensayado lo cargaron apropiadamente en ocho puntos y los voladizos correspondientes fueron cargados con dos fuerzas puntuales según se muestra en la Figura 1.

Cuatro dinteles de estos pórticos fueron ensayados sin armadura transversal y armados longitudinal-

ELSTNER Y HOGNESTAD (1957)

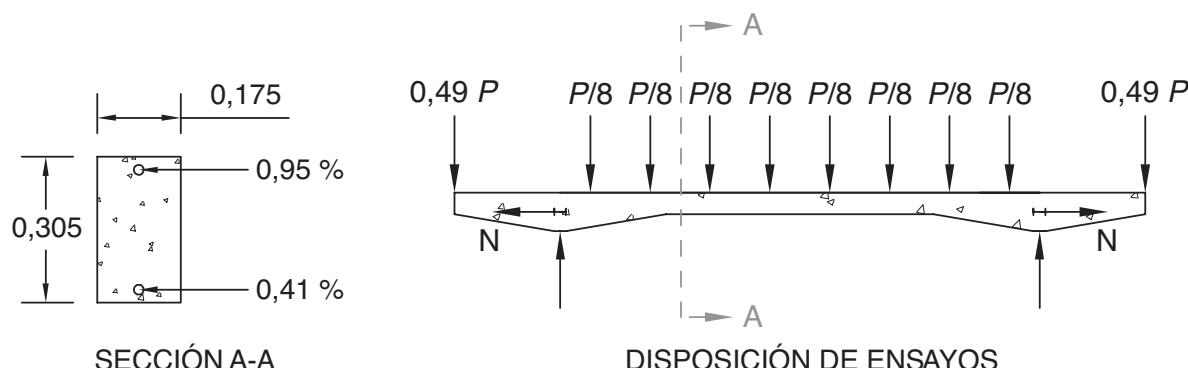


Figura 1. Esquema de la disposición de cargas y tipología de ensayos realizados por Elstner y Hognestad para determinar las causas del colapso del almacén en Shelby (Ohio)

mente tal y como estaban las vigas del almacén. La armadura longitudinal superior acababa exactamente donde el momento era nulo y por tanto, no estaba prolongada más allá de este punto. A los dos primeros ensayos no se les aplicó carga axial alguna y se abrió una fisura exactamente donde la armadura longitudinal desaparecía. En ambos ensayos esta fisura condujo inmediatamente al colapso del dintel [20].

Bajo la hipótesis de que las tracciones debidas a efectos de temperatura y retracción habían contribuido al colapso, los otros dos ensayos se realizaron aplicando tensiones de tracción de 1,27 y 1,61 MPa sobre pórticos que presentaban las mismas condiciones geométricas y de armado que los dos primeros ensayos, anteriormente citados. La aplicación de esfuerzos axiles de tracción redujo la capacidad resistente frente a cortante en más de 1 MPa en ambos casos.

Los resultados de estos experimentos de la PCA, condujeron a la conclusión de que la aplicación de esfuerzos axiles de tracción sobre la sección colapsada, la cual estaba débilmente armada (presentaba una cuantía longitudinal aproximada de 0,45%), pudo reducir la capacidad resistente a cortante en más de un 50%.

Dichos resultados fueron publicados en 1962 y se implementaron en las expresiones para predecir el esfuerzo cortante en vigas armadas del Código ACI desde 1963. La formulación planteada se ha mantenido prácticamente inalterada hasta hoy en día en la normativa americana.

Adicionalmente, los ensayos básicos existentes hasta la fecha, con los cuales se investigó desde la década de los 50 la influencia de esfuerzos axiles de tracción sobre la resistencia a cortante en vigas de sección constante sin armadura transversal fueron los siguientes:

- Mattock en 1969 [4], ensayó la capacidad resistente a cortante de elementos estructurales sometidos a esfuerzos axiles en la Universidad de Washington debido a que se estaba redactando la nueva normativa americana y hasta entonces existían diferentes formulaciones para hormigón armado y para hormigón pretensado.
- Haddadin, Hong y Mattock en la Universidad de Washington en 1971 dedujeron [5] que la aportación del hormigón a la resistencia a cortante puede ser considerada nula si la tensión de tracción excede el valor de  $0,33 \cdot (f'_c)^{1/2}$ . Sin embargo, esta vez se realizaron muy pocos ensayos (sólo tres de ellos se realizaron sobre elementos sin armadura transversal y con una adecuada cuantía de armadura longitudinal, que permitiera a la sección de hormigón armado soportar tensiones medias de tracción iguales a 1,72 MPa) en los que se comprobó la influencia de solicitudes axiles sobre la resistencia a cortante.

- Regan, en 1971, en el Imperial College de Londres, realizó dos campañas de ensayos [6]. La primera se realizó con vigas sin armadura transversal sometidas a tracción. Las tensiones de tracción aplicadas en la primera campaña de ensayos fueron de hasta 2,80 MPa y se aplicaban antes que la carga vertical, en unas condiciones que intentaban reducir el riesgo de colapso prematuro del elemento por momento flector, biapoyando la viga de sección rectangular y dejando libre un voladizo, el cual cargado verticalmente induciría un momento a la sección del apoyo más cercano.
- Los escasos ensayos de Sørensen y Løset se realizaron en 1981 para estudiar la capacidad a cortante en elementos estructurales portuarios. Bhide y Collins [20] estudiaron sus resultados y comprobaron que se aproximaban a las predicciones de la Teoría Modificada del Campo de Compresiones, aunque con valores ligeramente altos.
- En 1996, Adebar y Collins [7], con el objeto de calcular los efectos tensionales en elementos singulares de varias estructuras portuarias, realizaron 27 ensayos sobre vigas con y sin armadura transversal de dos metros de luz. El aparato que introducía las cargas deseadas en los ensayos, lo hacía siempre con una relación  $N/V$  constante y manteniendo un momento máximo en los extremos de la viga y un momento nulo en el centro del vano de dicha viga. Para ello sólo se utilizaron seis gatos hidráulicos de los sesenta que presentaba la máquina (*Shell Element Tester*) de la Universidad de Toronto.

## 5. CONTRASTE EXPERIMENTAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS FORMULACIONES TEÓRICAS SOBRE LA RESISTENCIA A CORTANTE

A partir de la bibliografía enunciada en el apartado 4, se ha recopilado una relación de ensayos realizados frente a esfuerzo cortante sometidos a solicitudes de tracción (ver Tabla 1) en las que, en algunos casos, la relación  $a/d$  es menor que 3.

En este sentido, para realizar el análisis comparativo entre los valores de agotamiento a esfuerzo cortante de cada ensayo recopilado, las estimaciones de la MCFT y las estimaciones de los modelos deducidos de la Instrucción EHE-08 [1] y del Código ACI 318-08 [9], consideramos necesario incluir la influencia de la relación  $a/d$ , tanto en la formulación expuesta en la normativa española como en la americana, las cuales ya han sido enunciadas en los apartados 3.1 y 3.2 del presente Artículo.

Una vez deducidos los modelos a partir de ambas normativas y verificada la validez de la MCFT, formularemos una serie de observaciones atendiendo a los

resultados obtenidos del contraste experimental y al análisis de las diferentes propuestas de comprobación a esfuerzo cortante.

### 5.1. La influencia de la proximidad de la carga al apoyo ( $a/d$ )

El reconocimiento de este factor tardó bastante en admitirse. En la década de los 50, se produjeron fallos por agotamiento de la capacidad a cortante en algunas estructuras y se intensificó la actividad investigadora en este campo. Poco a poco se fue descubriendo que cuanto más crecía el canto útil, la capacidad resistente por cortante crecía progresivamente. La razón de esto, para vigas de gran canto, es que es más fácil transmitir el cortante directamente al apoyo por una biela de compresión.

El término  $a$  de la relación  $a/d$  es la luz de cortante en las formulaciones del Código Modelo CEB-FIP [21] y se define como la distancia del apoyo al punto de aplicación de la carga puntual. No obstante, aunque esta formulación funciona bien para ensayos de laboratorio, es menos adecuada para estructuras reales, las cuales suelen estar sometidas a cargas distribuidas.

Regan [6] estudió la consideración de este parámetro  $a/d$  en las ecuaciones referentes a capacidad a esfuerzo cortante en un gran número de normativas. En dichas formulaciones se refleja la influencia de la distancia de la carga al apoyo, bien con el término  $a/d$  para elementos lineales con cargas puntuales o bien con el término  $M/(V \cdot d)$  (donde  $M$  es el valor del momento máximo en la luz a cortante y  $V$  es el esfuerzo cortante en apoyo).

Según Leonhardt, Rostásy, McGregor y Patzak [22] podemos considerar que la influencia de  $M/(V \cdot d)$  es la misma que la del parámetro  $a/d$ .

Dicha influencia se explicita en las fórmulas experimentales para determinar la capacidad a cortante de elementos lineales enunciadas por Zsutty, el cual, en 1968, realizó un exhaustivo análisis de regresión de los datos existentes sobre vigas biapoyadas bajo cargas concentradas separando los casos con relaciones  $a/d > 2,5$  (cuyos valores de agotamiento de resistencia a cortante se predicen con éxito) y  $a/d < 2,5$  (con pobres correlaciones y altas dispersiones). En definitiva, Zsutty postuló unas expresiones de origen experimental, las cuales son muy semejantes a la expresión enunciada en la Instrucción española EHE-08 [ver Ecuación (1)], en las que consideraba necesario incluir la influencia de la relación  $a/d$  para valores de relación  $a/d$  menores de 2,5.

Por citar otro ejemplo, Hedman y Losberg [23] consideraban igualmente necesario incluir la influencia de la relación  $a/d$  para relaciones  $a/d$  menores de 3.

La formulación de la normativa ACI 318-08 [9] para elementos únicamente solicitados a flexión y a cor-

tante depende del término  $M/(V \cdot d)$  y, por consiguiente, acepta cualquier tipo de carga; sin embargo, según Rebeiz [24], dicho efecto es infravalorado y su inclusión en la formulación no distingue claramente el efecto arco en vigas cortas ( $a/d < 2,5$ ) del efecto viga en vigas de relaciones  $a/d > 2,5$ .

En este sentido, la expresión deducida de la formulación para la capacidad a cortante de los ensayos que no están sujetos a esfuerzos axiles según la Instrucción Española, EHE-08 [1], sería la Ecuación (7) expresada en valores medios:

$$\frac{V_{EHE(N=0)}}{b \cdot d} = C_{EHE} \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cn})^{\frac{1}{3}} \quad (7)$$

donde  $C_{EHE}$  es el factor que representa la influencia adicional de la relación  $a/d$  y que, por consiguiente, es necesario deducir a partir de un análisis de regresión.

Para realizar dicho análisis de regresión, hemos considerado los ensayos incluidos en la base de datos recopilados en 2008 por Collins, Benz y Sherwood [25]. Son 1848 ensayos que fueron publicados entre 1948 y 2006 por la ACI y en Magazine of Concrete Research, en Engineering Structures, en Transactions of the Japan Concrete Institute y en varias tesis doctorales e informes de campañas experimentales. Dicha base de datos se realizó de modo que ningún ensayo fue intencionalmente ignorado y, por supuesto, incluye ensayos de las anteriores bases de datos de ensayos publicadas en 1962, 2002, 2003 y 2006 por la ACI. Es de destacar que en esta base de datos no se incluyen ensayos sometidos a solicitudes axiles.

En nuestro caso, intencionalmente hemos eliminado aquellos ensayos que consideramos que no describen estadísticamente la influencia de la relación  $a/d$  en la capacidad a cortante (ensayos con relaciones  $a/d$  superiores a 3,05) o pueden inducir resultados con mayores desviaciones y, en consecuencia, menos precisos (tal es el caso de aquellos ensayos cuyo modo de fallo observado fue por flexión y ensayos realizados con cargas uniformes). En total, consideramos 935 ensayos de los 1848 ensayos disponibles.

En realidad, hemos realizado un análisis de regresión simple mediante el método denominado "Stepwise", consistente en analizar únicamente la relación de la variable de respuesta [ver Ecuación (7)], la cual consta a su vez de varias variables cuya importancia en el modelo es significativa, con la variable predictora  $a/d$ . Dado que, a priori, no podemos deducir el tipo de modelo más razonable para explicar la relación de estos dos términos, hemos seleccionado varios subconjuntos de casos que tengan un valor particular para la variable predictora (0,50, 0,75, ..., 3,00) y, consecuentemente, sirvan para estimar el modelo de regresión. El siguiente paso es describir estadísticamente los datos

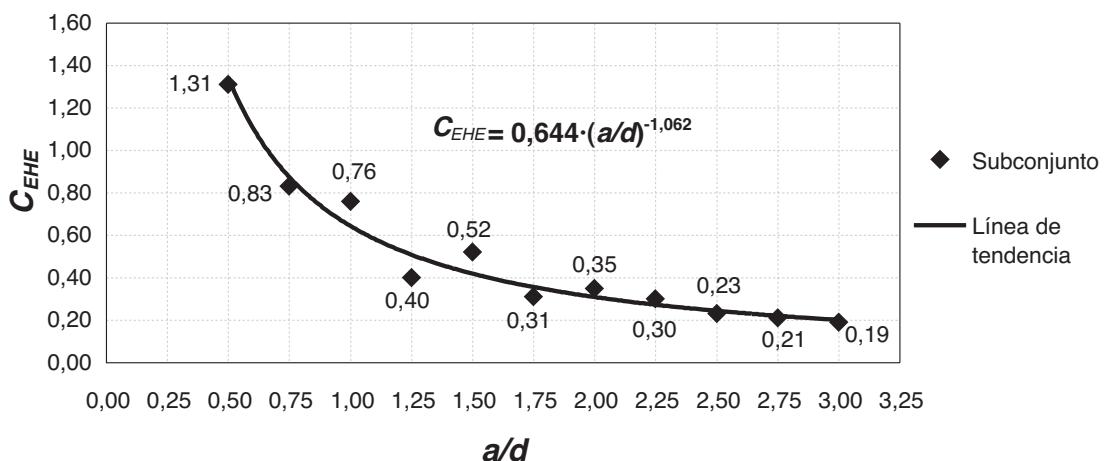


Figura 2. Relación entre las variables  $a/d$  y  $C_{EHE}$  a partir de los 935 ensayos seleccionados

observados para estas dos variables mediante un tipo de tendencia potencial que, en nuestra opinión, se ajusta con una mayor precisión a los valores discretos obtenidos por cada subconjunto seleccionado, tal y como se muestra en el gráfico de la Figura 2.

Por consiguiente, la variable  $C_{EHE}$  incluye la influencia de la relación  $a/d$  y responde a la tendencia potencial siguiente:

$$C_{EHE} = 0,644 \cdot \left( \frac{a}{d} \right)^{-1,062} \quad (8)$$

Con la formulación del código ACI hemos seguido el mismo procedimiento para incluir la influencia de la proximidad de la carga al apoyo, obteniendo la variable  $C_{ACI}$  que responde a la siguiente expresión de tendencia potencial, y que, multiplica la expresión simplificada para la estimación de la capacidad a cortante de la normativa americana en valores medios, del siguiente modo:

$$\frac{V_{ACI(N=0)}}{b_w \cdot d} = C_{ACI} \cdot \left( \frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) \quad (9)$$

$$C_{ACI} = 4,842 \cdot \left( \frac{a}{d} \right)^{-1,374} \quad (10)$$

## 5.2. Ensayos considerados y análisis de las diferentes propuestas de comprobación a esfuerzo cortante

En la Tabla 1 se resumen los datos experimentales de los 42 ensayos que han sido recopilados en la bibliografía consultada (ver apartado 4), así como los valores obtenidos de los modelos teóricos de la normativa americana y española, en los que hemos incluido la influencia del parámetro  $a/d$ , y los resultados obtenidos con la aplicación del modelo MCFT mediante el programa RESPONSE 2000, anteriormente citado, para los elementos ensayados con solicitud de tracción axial.

En la Figura 3 se muestran dos gráficos en los que se comparan los valores obtenidos con las formulaciones deducidas de la EHE-08 [1] (ver Ecuación (11), cuyo valor mínimo es el valor deducido de la Ecuación (2) considerando los valores de ensayo de cada variable)

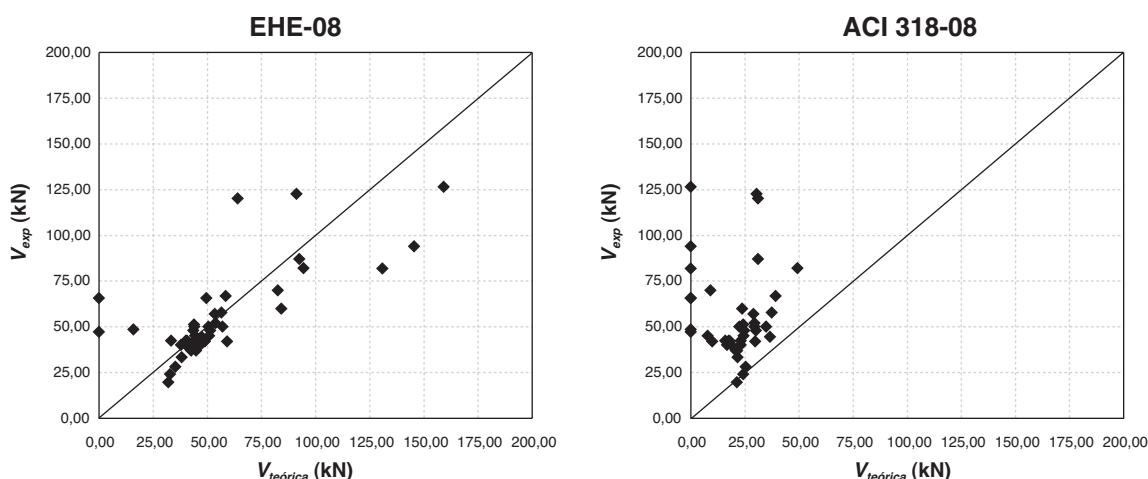


Figura 3. Comparación entre valores de ensayo y valores medios estimados con las formulaciones deducidas de la EHE-08 [1] y de la ACI 318-08 [9]

**Tabla 1. Estudios y ensayos previos**

Autor	Fecha	Ensayo	b (mm)	d (mm)	$\rho$ (%)	$f_c$ (MPa)	$N_{tracción}$ (kN)	% $f_{ct}$	M/V·d	$V_{exp}$ (kN)	$V_{EHE}$ (kN)	$V_{ACI}$ (kN)	$V_{RESPONSE}$ (kN)
Elstner y Hognestad.	1957	9	175	284	0,41	22,5	85,93	67,34	3,69	<b>19,68</b>	32,10	21,37	9,30
Elstner y Hognestad.	1957	10	175	284	0,41	20,7	67,79	56,15	3,69	<b>24,13</b>	32,83	24,28	11,40
Mattock	1969	4	152	254	1,03	46,2	28,74	16,05	3,00	<b>44,48</b>	47,44	36,59	48,50
Mattock	1969	5	152	254	2,07	16,1	28,74	32,41	3,00	<b>33,36</b>	38,14	21,60	45,00
Mattock	1969	11	152	254	3,10	15,2	60,73	71,16	3,00	<b>42,26</b>	33,35	15,87	39,10
Mattock	1969	16	152	254	1,03	30,3	47,75	35,33	5,40	<b>28,02</b>	35,36	25,34	23,20
Mattock	1969	19	152	254	2,07	18,5	28,74	29,55	5,40	<b>40,03</b>	40,12	23,15	39,30
Mattock	1969	20	152	254	2,07	48,3	28,74	15,58	5,40	<b>57,83</b>	56,59	37,41	53,10
Mattock	1969	21	152	254	2,07	50,5	60,73	31,96	5,40	<b>56,93</b>	53,50	28,92	50,70
Mattock	1969	23	152	254	3,10	18,5	28,74	29,55	5,40	<b>42,26</b>	40,12	23,15	44,10
Mattock	1969	25	152	254	3,10	27,6	47,75	37,59	5,40	<b>51,15</b>	43,98	24,18	55,10
Mattock	1969	26	152	254	3,10	28,8	79,74	61,02	5,40	<b>42,26</b>	40,69	17,65	56,50
Mattock	1969	29	152	254	3,10	53,2	28,74	14,61	5,40	<b>66,72</b>	58,56	39,26	75,60
Haddadin et al.	1971	A1T	177,8	381	3,78	27,9	219,16	62,33	2,50	<b>122,55</b>	91,17	30,49	106,00
Haddadin et al.	1971	C1T	177,8	381	3,78	29,1	219,16	60,60	3,38	<b>120,21</b>	64,01	31,14	99,10
Haddadin et al.	1971	J1T	177,8	381	3,78	29,0	219,16	60,74	2,50	<b>87,00</b>	92,58	31,08	106,70
Regan	1971	N3	152	272	1,46	32,5	120,07	84,77	2,80	<b>42,00</b>	43,93	9,97	54,70
Regan	1971	N4	152	272	1,46	34,0	89,94	61,62	2,80	<b>42,00</b>	48,87	17,93	56,20
Regan	1971	N5	152	272	1,46	31,6	59,80	43,02	2,80	<b>48,00</b>	51,43	24,73	57,20
Regan	1971	N6	152	272	1,46	32,4	70,00	49,53	2,80	<b>50,00</b>	50,57	22,49	56,00
Regan	1971	N7	152	272	1,46	35,4	129,81	86,57	2,80	<b>45,00</b>	44,36	7,86	55,30
Regan	1971	N9	152	272	1,46	30,7	84,84	62,22	2,80	<b>42,00</b>	47,51	18,28	53,90
Regan	1971	N11	152	272	0,97	33,0	75,10	52,49	2,80	<b>37,00</b>	42,57	21,41	43,60
Regan	1971	N12	152	272	1,46	28,0	30,13	23,50	5,61	<b>48,00</b>	43,59	30,18	44,40
Regan	1971	N13	152	272	1,46	31,2	39,87	28,93	5,61	<b>50,00</b>	44,03	29,47	46,90
Regan	1971	N14	152	272	1,46	31,2	39,87	28,93	2,80	<b>52,00</b>	53,85	29,47	60,30
Regan	1971	N15	152	272	1,46	32,1	19,93	14,19	2,80	<b>50,00</b>	57,08	34,86	62,20
Regan	1971	N18	152	272	1,46	30,7	59,80	43,86	2,80	<b>45,00</b>	50,86	24,37	44,90
Regan	1971	N19	152	272	1,46	28,8	80,20	61,38	2,80	<b>40,00</b>	46,89	18,80	41,60
Regan	1971	N20	152	272	1,46	45,7	59,80	33,64	2,80	<b>42,00</b>	59,21	29,74	47,80
Regan	1971	N21	152	272	1,46	14,5	59,80	72,31	2,80	<b>40,00</b>	37,84	16,75	31,40
Regan	1971	N24	152	272	1,46	22,3	59,80	54,27	2,80	<b>37,00</b>	44,91	20,77	38,10
Sørensen y Løset	1981	T4	200	262	1,80	53,0	327,00	128,75	1,50	<b>94,00</b>	145,52	0,00	84,50
Sørensen y Løset	1981	T5	200	262	1,80	53,0	439,20	172,93	1,50	<b>81,90</b>	130,83	0,00	76,00
Sørensen y Løset	1981	T6	200	262	1,80	53,0	223,20	87,88	1,50	<b>126,50</b>	159,12	0,00	101,20
Adebar y Collins	1996	ST9	290	278	1,95	46,2	279,59	80,52	3,60	<b>69,90</b>	82,62	9,14	126,60
Adebar y Collins	1996	ST10	290	278	1,95	46,2	525,02	151,19	3,60	<b>65,60</b>	49,61	0,00	117,70
Adebar y Collins	1996	ST11	290	278	1,95	46,2	775,84	223,42	3,60	<b>48,50</b>	15,87	0,00	109,30
Adebar y Collins	1996	ST12	290	278	1,95	46,2	1506,72	433,90	3,60	<b>47,10</b>	0,00	0,00	49,10
Adebar y Collins	1996	ST13	290	278	1,95	51,5	1050,03	281,27	3,60	<b>65,60</b>	0,00	0,00	77,70
Adebar y Collins	1996	ST25	290	278	1,00	58,9	164,52	40,30	3,60	<b>82,00</b>	94,47	49,36	96,00
Adebar y Collins	1996	ST26	290	278	1,00	58,9	240,03	58,79	3,60	<b>59,90</b>	84,31	23,74	86,40

y de la ACI 318-08 [9] [ver Ecuación (12)], con los valores de las capacidades reales de cada ensayo sometido a solicitudes axiles de tracción.

$$\frac{V_{EHE}}{b \cdot d} = C_{EHE} \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \left( 100 \cdot \rho_i \cdot f_{cm} \right)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma'_c \quad (11)$$

$$\frac{V_{ACI}}{b_w \cdot d} = C_{ACI} \cdot \left( 1 + 0,288 \cdot \frac{N}{A_s} \right) \cdot \left( \frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) \quad (12)$$

Podemos realizar las siguientes observaciones:

- En nuestra opinión, las expresiones deducidas de la EHE-08 [1] y de la ACI 318-08 [9], a pesar de su origen experimental, deberían establecer el valor de la tensión axial media de tracción en el alma de la sección de hormigón, considerando el área homogeneizada de la sección y no la sección bruta, considerando esfuerzos de tracción moderados y que existe linealidad entre tensiones y deformaciones.

En este sentido, no hemos encontrado la razón de la elección del valor del área de la sección bruta para el cálculo de la tensión axil de tracción para secciones no fisuradas en la bibliografía consultada.

- Asimismo, en ambos modelos hemos considerado que las tracciones aplicadas son centradas y que, dicha solicitación, no induce un esfuerzo flector adicional que debería ser considerado en la predicción de la capacidad del elemento. Puede ser que el hecho de que el elemento esté sometido a esfuerzos de tracción excéntrica, sea suficientemente influyente para tenerlo en cuenta en la estimación de la capacidad a cortante, si bien no hemos encontrado evidencias experimentales. Únicamente, dicho efecto podría ser implementado en la MCFT.
- En ambos modelos se establecen recomendaciones de valores límite en las variables predictoras consideradas por escasez de evidencias experimentales.
- Zsutty [26], anteriormente citado, decidió realizar dos análisis de regresión para ensayos no sometidos a solicitudes axiles: uno para aquellos ensayos con relaciones  $a/d$  menores que 2,5, en los que se movilizaba el efecto arco, y otro para los ensayos con relaciones  $a/d$  mayores que 2,5. El bajo coeficiente de variación del error (aproximadamente igual a un 10%) indicó que la ecuación propuesta era consistente y que era posible una predicción satisfactoria para la capacidad a cortante de elementos lineales con relaciones  $a/d$  mayores que 2,5. Sin embargo, en el caso del análisis realizado en vigas sometidas al efecto arco, Zsutty consideró que los resultados no aportaban una ecuación satisfactoria y que era necesaria una investigación más profunda para predecir la capacidad a cortante en estos casos en los que la influencia del tamaño, la posición de las cargas y las condiciones de apoyo, inducían una pobre correlación con un coeficiente de variación del error ligeramente superior a un 25%.

En este sentido, el coeficiente de variación del error o error relativo ( $|V_{exp} - V_{teórica}| / V_{exp}$ ) obtenido, considerando los ensayos citados en la Tabla 1, es superior a un 20 % (ver Tabla 2), por lo que la inclusión de la influencia de dichas solicitudes en los

modelos induce pobres correlaciones y debe restar precisión a los modelos considerados en el caso de que no se apliquen tracciones. Si bien el error relativo obtenido con el modelo de la Instrucción EHE-08 [1] (23,89 %) es muy inferior que el obtenido con el modelo del código ACI 318-08 [9], en el que se obtienen dispersiones demasiado elevadas (Coeficiente de variación = 0,63).

- Tanto con el modelo expuesto por la EHE-08 [1] y con el modelo del código ACI 318-08 [9], hemos obtenido valores de capacidades a cortante negativas, los cuales hemos considerado iguales a cero al carecer de significado físico, en varios casos ensayados sometidos a solicitudes axiles, que presentaron resistencia frente a esfuerzo cortante. Este hecho ocurre con mayor frecuencia con el modelo del código ACI 318-08 [9] (siete casos) que con el modelo de la EHE-08 [1] (dos casos), dado que la expresión matemática de la normativa americana penaliza el efecto de las solicitudes axiles en mayor grado que la expresión española. De este modo, implícitamente se deduce que, según el código ACI, debemos considerar que la capacidad a cortante de un elemento lineal está agotada toda vez que la tensión axil efectiva de tracción sea superior a 3,47 MPa. Dicha limitación, en nuestra opinión, es demasiado conservadora y deducimos que ha sido establecida por la escasez de ensayos realizados con valores superiores de tensiones axiles de tracción.
- Considerando los valores medios de las variables, la expresión matemática del ACI 318-08 [9] para predecir la capacidad a cortante en elementos lineales sin armadura transversal sometidos a solicitudes axiles de tracción, arroja resultados excesivamente conservadores, imprecisos ( $\mu = 0,44$ ) y dispersos (Coeficiente de variación = 0,63) frente a la Instrucción EHE-08 [1] ( $\mu = 1,04$  y Coeficiente de variación = 0,33).
- Asimismo, si bien la MCFT presenta menores dispersiones y errores relativos frente a los obtenidos con el modelo de EHE-08 [1], consideramos que las desviaciones típicas son aproximadamente iguales (0,32 frente a 0,34) e incluso se observa que el modelo deducido de la EHE-08 [1] ( $\mu = 1,04$ ) es sensiblemente más preciso que el modelo de la

**Tabla 2. Resultados estadísticos obtenidos a partir de las formulaciones deducidas de la EHE-08 [1], la ACI 318-08 [9] y la MCFT**

	EHE-08	ACI 318-08	MCFT
Desviación típica ( $V_{teórica} / V_{exp}$ )	0,34	0,28	0,32
Número de ensayos	42	42	42
Media ( $V_{teórica} / V_{exp}$ )	1,04	0,44	1,11
Coeficiente de variación	0,33	0,63	0,29
Error relativo ( $ V_{teórica} - V_{exp}  / V_{exp}$ )	23,89	44,28	23,24

MCFT ( $\mu = 1,11$ ). En la Figura 4 se muestra un gráfico semejante a los de la Figura 3 en los que se comparan los valores de la MCFT con los valores de las capacidades reales de cada ensayo sometido a solicitudes axiles de tracción.

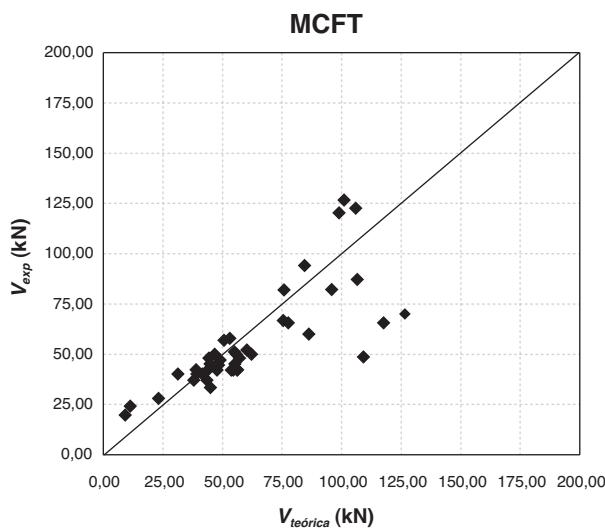


Figura 4. Comparación entre valores de ensayo y valores medios estimados con el método de la MCFT

- En cuanto a la consideración de la seguridad estructural en las ecuaciones de estado límite de la Instrucción EHE-08 [Ecuación (1)] y del Código ACI [Ecuación (4)] podemos formular lo siguiente:
  - En caso de sustituir  $\gamma_c$  por 1,5 en la Ecuación (1) se obtiene  $0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$ , como en la Instrucción EHE. Sin embargo, la introducción del factor de seguridad de este modo, en nuestra opinión, precisa de una verificación experimental que no hemos encontrado en la bibliografía consultada, ya que el hecho de que se redujera la resistencia a compresión del hormigón en 1,5 veces, no implicaría que la resistencia a cortante del elemento de hormigón se vea reducida en la misma proporción. Una reflexión, opuesta al hecho de que el coeficiente seguridad debería haber sido incluido en el término correspondiente a la resistencia a compresión del hormigón, consiste en pensar que dicha formulación tal vez sea razonable, ya que el significado sería la reducción de una “resistencia virtual a esfuerzo cortante”, proporcionada por el hormigón en términos de cortante por “adhesión (resistencia a tracción), almenado o fricción”.

- Tal y como indica Östlund, L. [27], en general los valores característicos de las variables en las normativas están definidos de un modo ambiguo, y los coeficientes parciales correspondientes a cada variable pueden ser distintos según la seguridad requerida para cada modelo de diseño, la cual desconocemos en el caso de la capacidad estimada a cortante para elementos sometidos a soli-

citaciones axiles de tracción en las normativas consideradas. En este sentido, las ecuaciones de estado límite de la Instrucción EHE-08 [1] [Ecuación (1)] y del Código ACI 318-08 [9] [Ecuación (4)], anteriormente citadas en el apartado 3.1 y 3.2, están afectadas por unos coeficientes de seguridad cuya calibración no hemos encontrado en la bibliografía consultada.

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El estudio comparativo realizado permite establecer las siguientes conclusiones:

1. Las fórmulas de la Instrucción EHE-08 [1] y del Código ACI 318-08 [9] que sirven para estimar la capacidad a cortante en elementos sin armadura transversal son función de dos términos sumatorios que, en el caso de aplicar solicitudes axiles de tracción, puede dar lugar a la obtención de capacidades últimas de cortante negativas, lo cual es incongruente al carecer de significado físico. En alguno de los ensayos extraídos de la bibliografía consultada sucede este hecho, cuando en realidad el elemento lineal ensayado presenta cierta capacidad a cortante. En este sentido, no hemos encontrado una justificación por la que una sección agotaría su capacidad a cortante, cuando el término sumatorio correspondiente al esfuerzo axial aplicado fuera superior al valor del otro término considerado en la formulación.
2. En nuestra opinión, los modelos de ambas normativas deberían implementar una limitación superior para las solicitudes axiles de tracción aplicadas de modo que, cuando se alcance la capacidad última en tracción centrada, consideren que la sección está agotada y, por tanto, la capacidad a cortante sea nula.
3. Del mismo modo, la capacidad a cortante, si se aplican solicitudes axiles de tracción, debería ser estimada, con un error relativo semejante al obtenido con la formulación del modelo asumido para los casos en los que no se aplique tracción alguna. En este sentido, los errores relativos con ambos modelos es superior a un 20% considerando los ensayos recopilados sometidos a solicitudes axiles, por lo que la inclusión de la influencia de dichas solicitudes en el modelo, resta precisión a los dos modelos considerados en el caso de que no se apliquen tracciones.
4. La expresión matemática del ACI 318-08 [9] para predecir la capacidad a cortante en elementos lineales sin armadura transversal sometidos a solicitudes axiles de tracción, arroja resultados excesivamente conservadores, imprecisos y más dispersos frente a la Instrucción EHE-08 [1]. Asimismo, se observa que el modelo deducido de la

- EHE-08 [1] ( $\mu = 1,04$ ) es sensiblemente más preciso que el modelo de la MCFT ( $\mu = 1,11$ ).
5. Las ecuaciones de estado límite de la Instrucción EHE-08 [1] [Ecuación (1)] y del Código ACI 318-08 [9] [Ecuación (4)] están afectadas por unos coeficientes de seguridad cuya calibración no hemos encontrado en la bibliografía consultada, y en nuestra opinión, las verificaciones relativas a la seguridad estructural deberían ser revisadas en el caso de los hormigones normales y deberían ser estudiadas en el caso de hormigones de altas prestaciones, lo cual no hemos encontrado en dicha bibliografía.
  6. Aunque las normativas EHE-08 [1] y ACI 318-08 [9] reproducen y predicen adecuadamente en forma cualitativa el fenómeno de la resistencia última a cortante y la influencia del esfuerzo axil de tracción en dicha resistencia, a partir de formulaciones distintas, sus resultados finales cuantitativos no son coincidentes según se desprende de la comparación realizada. Este hecho induce a recomendar la realización de nuevos análisis y una mayor investigación a base de nuevos ensayos, que permitan el contraste de los resultados teóricos con los experimentales con el fin de, si fuera posible, plantear unas nuevas formulaciones mejoradas, que reflejen la influencia de la solicitud axil de tracción en la resistencia a esfuerzo cortante de elementos sin armadura transversal de un modo más coherente y ajustado y con una seguridad adecuada garantizando su nivel explícitamente.

## REFERENCIAS

- [1] EHE 08. *Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.
- [2] BAIRÁN J.M.; MARÍ A.R.; ROMIA V.; AMETLLER J. "Resistencia cortante-axil de tracción y compresión en hormigón armado". Comunicaciones al IV Congreso ACHE de Estructuras, (Libro resúmenes y comunicaciones en pendrive anejo). Valencia: Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural, 2008. p. 209-210. ISBN 978-84-89670-62-4.
- [3] ACI-ASCE Committee 445. "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete". *Journal of Structural Engineering*. 1998, vol. 124, nº 12, p. 1375-1417.
- [4] MATTOCK A.H. "Diagonal tension cracking in concrete beams with axial forces". *Journal of the Structural Division*. 1969, vol. 95, nº ST 9, p. 1887-1990.
- [5] HADDADIN M.J.; HONG S.; MATTOCK A.H. "Stirrup effectiveness in reinforced concrete beams with axial force". *Journal of the Structural Division*. 1971, vol. 97, nº ST 9, p. 2277-2297.
- [6] REGAN P.E. "Comments on the model code clauses for shear and torsion". *Bulletin d'information*, N° 126: *Shear and torsion*, CEB. 1978, n°. 126.
- [7] ADEBAR P.; COLLINS M.P. "Shear strength of members without shear reinforcement". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1996, vol. 23, nº 1, p. 30-41.
- [8] WALRAVEN J.C. "Background document for EC-2, Chapter 6.2, Shear". Bruselas: CEN, 2002.
- [9] ACI 318-08: *Building code requirements for structural concrete and commentary*. Farmington Hills, Michigan: Committee 318, American Concrete Institute, 2008, p. 456.
- [10] FERNÁNDEZ D. *Influencia de las solicitudes axiles de tracción en la resistencia a cortante de las viguetas de forjado sin armadura transversal*. Tesis Doctoral dirigida por D. Enrique González Valle. Madrid: Universidad Politécnica, Departamento de la Ingeniería de la Construcción. Pendiente de presentación.
- [11] MÖRSCH, E. "Der Eisenbetonbau-Seine Theorie und Anwendung (Reinforced Concrete Construction—Theory and Application)" 5ª Ed., Wittwer, Stuttgart, 1920.
- [12] WAGNER, H. "Ebene Blechwandträger mit sehr dünnem Stegblech (Metal Beams with very Thin Webs)". *Zeitschrift für Flugtechnik und Motorloftschiffahrt*. Berlin, 1929.
- [13] BENTZ, E. C.; COLLINS, M. P. "RESPONSE 2000 Manual". University of Toronto. Canada. <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm>
- [14] VECCHIO F.J.; COLLINS M.P. "The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses". Toronto: Publication of Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1982. 332 p.
- [15] LRFD Bridge design Specifications. Mn/DOT Bridge Office. Minnesota, 1994.
- [16] VECCHIO F.J.; COLLINS M.P. "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using the Modified Compression Field Theory". *ACI Structural Journal*. 1986, vol.85, nº 4, p. 219-231.
- [17] VECCHIO F.J.; COLLINS M.P. "Compression Response of Cracked Reinforced Concrete". *Journal of Structural Engineering*. ASCE. 1993, vol.119, nº 12, p. 3590-3610.
- [18] COLLINS, M.P. ; MITCHELL, D. "Prestressed Concrete Structures". Prentice Hall, Englewood Cliffs. New Jersey, 1991.
- [19] ELSTNER, R.C. ; HOGNESTAD, E. "Laboratory Investigation of Rigid Frame Failure" *ACI Structural Journal*. 1957, vol. 53, nº 1, p.637-668.

- [20] BHIDE, S.B.; COLLINS, M.P. "Influence of axial tension on the shear capacity of reinforced concrete members". *ACI Structural Journal*. 1989, vol.86, nº 5, p. 570-581.
- [21] CÓDIGO MODELO CEB-FIP 1990 para hormigón estructural. GEHO-CEB, agosto, 1995.
- [22] LEONHARDT F.; ROSTÁSY F.S.; MACGREGOR J.G.; PATZAK M. *Schubversuche an Balken und Platten bei gleichzeitigem Längszug*. Deutscher ausschuss für stahlbeton. HEFT 275. Berlín: Ernst & Sohn, 1977.
- [23] HEDMAN O.; LOSBERG A. "Design of concrete structures with regard to shear forces". *Bulletin d'information N° 126: Shear and torsion, CEB*. 1978, nº. 126.
- [24] REBEIZ K.S. "Shear strength prediction for concrete members". *Journal of Structural Engineering*, 1999. vol. 125, p. 301-308.
- [25] COLLINS P.; BENZ C.; SHERWOOD E.G. "Where is shear reinforcement required? A review of research results and design procedures". *ACI Structural Journal*. 2008, vol. 105, nº 5, p. 590-600.
- [26] ZSUTTY T.C. "Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data". *ACI Structural Journal*. 1968, vol.65, nº 11, p. 943-951.
- [27] ÖSTLUND L. "An estimation of  $\gamma$ -values". *Bulletin d'information N° 202: Reliability of concrete structures*, CEB. Stuttgart, 1991, nº 202.

# Cable-stayed bridge across the River Suir at Waterford\*

Miguel A. Astiz<sup>(1)</sup>, Javier Manterola<sup>(1)</sup>, Felipe Tarquis<sup>(2)</sup>, Javier Muñoz-Rojas<sup>(3)</sup>, Antonio Santos<sup>(4)</sup>, Lucía Blanco<sup>(3)</sup> and Sara Fernández<sup>(3)</sup>

Received: 15-07-2011

Accepted: 23-10-2011

## Summary

The 465-m cable-stayed bridge over the River Suir at Waterford, Ireland, is characterised by a main span measuring 230 m and a single pylon. The span lengths are as follows: 42.0 + 66.5 + 91.5 + 230.0 + 35.0 m. The bridge carries two 2-lane carriageways with shoulders, for a total useful width of 22.80 m along most of its length, and widening out to a total of 28.80 m at one of the approaches to accommodate an additional two lanes of traffic.

The soil consists of soft or very soft alluvial deposits to a depth of 10 m. The consistency of the underlying glacial deposits increases with depth and the presence of boulders and blocks. The solution proposed for the major foundations was to drive large diameter micropiles, designed to act as friction piles from the rock layer downward. The reinforcement in these 400-mm diameter piles comprises two concentric tubes 340 and 178 mm in diameter. The design load for the micropiles was estimated to be 5 000 kN with a fatigue strength of around 12 500 kN. Tests in which three piles were loaded to the theoretical fatigue ceiling confirmed the design calculations.

The pylon is an upside-down Y, towering 112 m over the pile caps. The deck rests on the pylon over two concrete cantilevers, prestressed with bars against the legs of the pylon. The legs are not, therefore, connected by a tie beam underneath the deck, although their foundations are interconnected by a prestressed tie beam with non-adherent tendons. The cable anchorages are attached to the upper mast of the pylon by means of an internal steel box structure that also serves as the inside formwork for the mast. The pylon was built with climbing forms, 4-m lift by 4-m lift. Because of the slant angle, during construction the legs had to be provisionally braced against one another with horizontal stays to limit bending.

The bridge is cable-stayed along the edges of the composite deck, which is a ladder-shaped structure. Its two edge girders are spaced at 25.60 m, centres, along most of the bridge, and at 31.60 m in the widest area, while its transverse girders are 5 m apart in the main span and 4.75 m in the side spans. The longitudinal girders are 1.60 m deep, while the depth of the transverse girders varies downward from a maximum of 1.90 m, to prevent sagging. All the shop-assembled structures are welded, whereas nearly all the joints built in situ are bolted with high strength bolts.

The 280-mm deep, precast ribbed reinforced concrete slab rests on the steel structure. The inter-plate joints were cast in place. In the non-stayed part of the bridge where the negative moments are concentrated, the precast ribs are wider, but of the same depth as in the rest of the deck. Steel continuity across the transverse joints is ensured with tie reinforcements. System effectiveness was verified with two trials that confirmed the aptness of the design under both service and failure conditions.

The sole expansion joint is positioned over abutment 2 (on the steepest bank), while abutment 1 is integrated into the bridge. The deck was provisionally connected to the pylon during construction, but not joined to the integrated abutment until the ties had been stressed.

Deck inspection and maintenance calls for access to the underside of the deck to review the condition of the concrete slab, steel structure and cable anchorages. To that end, a telescopic maintenance traveller was designed, consisting of three lattice-like structures that fold inward when running between piles and outward to provide access to the edges of the deck.

The side spans were built from land using provisional supports, while the main span was erected by cantilevering, for which all the materials were carried across the rest of the bridge. The last section of span called for the use of a very high capacity floating crane.

The bridge was erected in under three years, one year sooner than planned. It was opened for use in October 2009.

\* The full Spanish and English language versions of this article are published in this issue at pages 7-37.

(1) Carlos Fernández Casado, S.L. y U.P.M. (Madrid, Spain).

(2) Dragados. (Madrid, Spain).

(3) Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, Spain).

(4) Cedex. (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: maastiz@fcsl.com

# Cylinder/cube compressive-strength ratio in high-strength concrete\*

**Juan Carlos Lancha Fernández<sup>(1)</sup>, Elena Arredondo Lillo<sup>(1)</sup> and Gonzalo Ruiz López<sup>(2)</sup>**

Received: 19-07-2010

Accepted: 15-07-2011

## Summary

Spanish and European structural concrete codes (Spanish Structural Concrete Code EHE and Eurocode 2 (EC2), respectively) allow measuring the concrete compressive strength with cubic specimens, normally 150 mm-edged cubes, rather than standard cylinders, which are 150 mm in diameter by 300 mm in high. Cubic specimens have several practical advantages in the control, specifically in the case of high-strength concrete, and therefore are of general use today.

Nevertheless, as the strength values found with the two types of specimen do not usually concur, the aforementioned codes specify a factor or coefficient with which to convert the respective values. In both EHE and EC2, this factor is derived from compressive strength only, irrespective of any other mechanical or geometric property.

The present article describes an experimental study of this conversion factor performed over eight types of high-strength concrete. Each of the concretes selected also featured an additional differential characteristic: low density, high density, pumpability, very high strength, early high strength, no shrinkage, low heat of hydration or conventional factory made. Consequently, concrete composition varied widely, as several kinds of aggregates, admixtures and cements were used, covering a wide range of high-strength concretes.

The experimental study shows that the conversion factors laid down in the codes are unsuitable in many cases, yielding unsafe compressive strengths (where the actual ratio was below the one prescribed by the codes) or unnecessarily raising concrete costs (where the actual ratio was higher than the one given by the codes).

Moreover, the experimental results indicate that the conversion ratio, instead of being related to the compressive strength, depends on the concrete internal structure, mainly through the maximum aggregate size and its fracture properties: specifically the fracture energy and the tensile strength. In fact, a straightforward linear expression, that closely adjusts the real ratios for our experimental results, is derived from the ratio between the characteristic length and the maximum aggregate size.

For high-strength concrete quality control in particular, the authors suggest a change in the procedures set out in the codes for converting the compressive strength values found with cubic specimens to the equivalents for cylindrical samples. Instead of forcing to use a fixed set of coefficients, allows the straight experimental determination of this conversion factor for each building work by means of a set of calibration tests over the two kinds of specimens; this is more precise than any given formulation and, besides, it is inexpensive.

\* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 39-46.

(1) OHL, S.A. (Madrid, Spain).

(2) ETSI Caminos, C. y P., Universidad de Castilla-La Mancha (Ciudad Real, Spain).

Translation: Authors

Corresponding author: jclancha@ohl.es

# Non-linear inelastic analysis of lateral buckling in steel arches \*

José Luis Manzanares Japón<sup>(1)</sup> and Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo<sup>(1)</sup>

Received: 10-09-2010

Accepted: 31-03-2011

## Summary

The research discussed in the present article sought to develop a method for assessing the risk of lateral buckling in a steel structure in which all the factors actually involved are taken into consideration. The aim was to determine, simply and quickly, whether lateral buckling would be a critical issue in a given steel arch.

The study was divided into the following phases:

- determination of the real ultimate lateral load in a series of arches, varying the span-depth ratio, co-actions and the shape of the section
- comparison of the findings to the data in the literature, analysing and justifying any deviations
- proposal for interaction curves or diagrams relating the span-depth ratio or out-of-plane slenderness to the actual ultimate load or stress, factoring in variables such as support conditions and cross-section.

The means for experimentally calculating the ultimate load in arches, i.e., via laboratory testing to failure, were not available for this study. Consequently, validated procedures such as the finite elements model, generally acknowledged as reasonably accurate, were deployed instead. The material was regarded as NON-LINEAR and the geometry was assumed to vary with load (geometric non-linearity). The construction and mechanical imperfections in the member (internal stress) were also included in the model.

An in-depth study of steel arch behaviour was conducted with internationally renowned structural engineering software, ANSYS. Sheet metal with non-linear capacities, SHELL 43, was used to obtain results as accurate as possible. The model was run for known structures to verify the findings.

Out-of-plane arch buckling calculations were performed and compared to the scant literature on the subject. The ultimate loads for the various types of arches were obtained and the goodness of the results assessed. The analyses were conducted with live loads only, without taking temperature change into consideration.

Finally, the results were graphed to provide an initial approximation of the likelihood of lateral buckling in unengaged arches with differing rises, lengths, cross-sections and types of support.

The full range of steel arches cannot be addressed in any single study. The enormous range of structural typologies and the computing time required in non-linear models exceed the limits of personal research.

It was consequently deemed more effective to work on a smaller scale, validate the method and leave the door open for others to complete research on the full range of arch types.

The present study focused on steel parabolic arches with a yield strength of 235 MPa; and two-hinged and restrained box section arches, the type most frequently used in bridges, with a depth-span ratio of 0.1.

Graphs plotting the shape index  $a = \frac{b}{h}$  against the  $\frac{q_u}{q_p}$  values in arches with lengths ranging from 30 to 180 m were found for two-hinged

and restrained arches with a depth-span ratio of 0.1. The curves showed a gradual increase in  $\frac{q_u}{q_p}$  with the increase in "a", which

turned asymptotic after a shape index of 1.50 in hinged and 2 in restrained arches. The higher value for the latter was attributed to the greater ultimate in-plane buckling load in restrained arches, due to which buckling failure in the horizontal dimension of the box cross-section occurs at a higher value.

This research could be supplemented with an exhaustive analysis of the variables involved in lateral buckling in arches, such as thickness of the sheets comprising the box section, steel yield strength or residual stress. Further study is also required on elastic and inelastic modelling for the arch-deck assembly in deck, half-through and through arches. Work is likewise outstanding on parametrising other arch forms: circular, catenary and so on.

\* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 47-64.

(1) Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Sevilla (Seville, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: ihinojosa@ayesa.es

# Numerical simulation of the behaviour of high strength concrete structural members subjected to blast\*

G. Morales-Alonso<sup>(1)</sup>, D. A. Cendón Franco<sup>(1)</sup> and V. Sánchez-Gálvez<sup>(1)</sup>

Received: 21-12-2010

Accepted: 28-03-2011

## Summary

**T**errorist attacks may damage or destroy one or several of a building's structural members, inducing significant deterioration or even total collapse. The determination of structural concrete performance when subjected to blast, impact or both is consequently a question of cardinal importance for potential terrorist targets.

When broaching the design of blast-resistant structures, however, structural engineers have no specific methodology from which to draw with regard to factors such as loads, calculation methods or material models. Furthermore, very little actual experimental information is available on the behaviour of reinforced concrete structures subjected to blast that can be used to calibrate numerical models.

The present paper reports on an analytical and numerical study of an exhaustive experimental campaign conducted by the Swedish Defence Agency (Swedish initials, FOI) on high strength reinforced concrete beams subjected to both static and impulsive loads.

The primary aim of the study was to analyse whether numerical simulation tools can reproduce concrete behaviour with a single material model, scanning the entire strain rate spectrum, from the lowest and up to the highest rates prevailing in the event of explosions.

The experimental campaign conducted by the FOI included a first phase in which the beams were tested under static conditions to determine their ultimate load and the plot the reaction force in the bearings versus mid-span deflection. In the second phase of the experimental campaign a shock tube was used to subject beams to a blast-induced flat shock wave.

Six beams, grouped by pairs of identical members, were chosen for the numerical simulations in this article. One beam in each pair was tested under a static and the other under an impulsive load. The beams were simulated numerically with commercial (LS-DYNA) finite element software. The Winfrith Concrete Model was used throughout.

The numerical simulation results were very similar to the experimental campaign findings, especially with respect to the changes in beam ductility and their bearing capacity under both types of loads. The conclusion to be drawn from this research is that numerical tools can deliver good results in the two load cases studied, although they are slightly more accurate for impulsive loading.

The best response to dynamic loads was obtained in beams whose failure under static loading was attributable to the steel reinforcement, while the compressive stress on the concrete was far from its ultimate limit strength. Moreover, the simulation reproduced the experimental campaign findings, in which the three beams subjected to impulsive loads exhibited a higher bearing capacity than the three subjected to static loads and the beams with the highest reinforcement ratio were the most brittle. These results suggest that a suitable structural response to blast calls for a careful selection of the reinforcement ratio. Designing for ratios that determine that members will fail due to steel rather than concrete failure constitutes good practice in this regard.

The present study reveals that efficient design for reinforced concrete structures subjected to blast is not intuitive and that finite element analysis-based numerical tools prove to be a suitable approach to the problem. As a general rule, high reinforcement ratios should be avoided, as should concrete dosages that afford structures high strength at the expense of low deformability.

\* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 65-78.

(1) Departamento de Ciencia de los Materiales. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos, U.P.M. (Madrid, Spain). and Centro de Investigación en Seguridad y Durabilidad de Estructuras y Materiales (CISDEM), U.P.M. (Madrid, Spain).

Corresponding author: dcendon@mater.upm.es

Translation: Margaret Clark

# Analysis and evaluation of models for calculating shear strength in axially tensile-stressed reinforced concrete members with no transverse reinforcement\*

David Fernández Montes<sup>(1)</sup> and Enrique González Valle<sup>(1)</sup>

Received: 23-12-2010

Accepted: 17-04-2011

## Summary

Axial loading is one of the parameters with the greatest impact on the shear strength of beams lacking transverse reinforcement. Members may be stressed axially by tensile or compression forces, which respectively lower or raise their shear strength. Spanish structural concrete code EHE-08 is exceptional in that it takes axial loads into consideration in its design formulas for calculating shear. That code simplifies the effect of axial compression and tensile stress, however, relegating it to a mere summation, multiplied by the same coefficient in the same structural design formula. This may be scantily justified, inasmuch as axial compression loads raise shear strength, whereas the presence of moderate axial tensile stress lowers strength in members with no transverse reinforcement. Since the origin of this effect is a direct or indirect external load, its impact on strength should be weighted in terms of its beneficial or adverse contribution to safety. This possibility is not envisaged in the existing formula, however.

Moreover, when in addition to bending and shear, axial tensile stress is present, the mechanism governing shear strength in reinforced concrete sections is highly complex. This complexity is due to the many factors involved, all of which must be taken into consideration when determining strength. Nonetheless, the evaluation of the ultimate shear load for such members, when they contain no transverse reinforcement, is simplified in the existing codes, which recommend a very bare-bones formula deriving from experimental fitting as an alternative to the more rational application of a complex structural response model.

In the framework of broader research conducted in connection with a PhD thesis underway, the experimental part of which, performed at the INTEMAC Central Laboratory, covers both standard and high performance concretes, the formulas laid down in standards ACI 318-08 and EHE-08 were analysed on the grounds of the results of shear failure tests in tensile-axially loaded linear members containing no transverse reinforcement. The aim of the analysis was to assess the consistency and fit of these formulas to the experimental results and validate the modified compression field theory model.

The study included a revision of the tests on the effect of such tensile loads on shear strength run by A.H. Mattock at the University of Washington in 1969 for U.S. standards, and the shorter number of assays conducted two years later by the same researcher in conjunction with M.J. Haddadin and S. Hong. The tests performed by P.E. Regan at Imperial College in 1971 and the trials conducted with a shell element tester by P.E. Adebar and M.P. Collins at the University of Toronto in 1999 were also analysed. In all these tests failure was due to shear-bending stress, with shear cracks originating in the bending cracks.

While qualitatively speaking, codes EHE-08 and ACI 318-08 suitably reproduce and predict ultimate shear strength and the effect of axial tensile stress on strength, a comparison of their final quantitative results showed that they failed to concur. These findings suggest the need for further analysis and research based on new tests. The theoretical and experimental results could then be compared to develop improved expressions to more accurately calculate the effect of axial tensile stress on the shear strength of members with no transverse reinforcement, with a view to being able to explicitly guarantee satisfactory safety levels.

The present analysis which, as noted, forms part of a broader research project, has served to focus supplementary research on the development of a simple formula, more consistent than the one in use, for the type of members studied.

\* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 79-91.

(1) Intemac (Madrid, Spain).

Corresponding author: dfernandez@intemac.es

Translation: Margaret Clark

## ENTREGA DE MEDALLAS ACHE

Durante el V Congreso de ACHE, que se celebró en Barcelona del 25 al 27 de octubre pasado, se entregaron las medallas de nuestra asociación.

Este galardón, que premia una carrera profesional relevante en el campo del hormigón estructural, se concedió en esta edición a:

- D. Antonio Aguado de Cea
- D. José Emilio Herrero Beneítez
- D. Francisco Millanes Mato



Entrega de la medalla a D. Antonio Aguado de Cea

**Antonio Aguado de Cea** es Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Desde 1987 es Catedrático de Universidad dentro del área de Ingeniería de la Construcción.

Su actividad profesional se centra en la investigación y la docencia, prueba de ello son las 31 tesis doctorales que ha dirigido y los numerosísimos artículos publicados en revistas, tanto dentro del ámbito nacional, como internacional. En 2008 recibió la Distinción Jaume Vicens Vives de la Generalitat, que es la máxima distinción en Cataluña como reconocimiento a la trayectoria docente.

Aplicando el resultado de su labor investigadora a la práctica profesional, ha impulsado la transferencia de tecnología desde el mundo académico.

Ejemplos destacados son los estudios que ha realizado en presas de hormigón, el impulso otorgado al Hormigón de Alta Resistencia, los análisis de ciclo de vida, que dieron lugar al Anejo 13 de la EHE 2008 del que es autor, el hormigón con fibras, etc.

En el año 2000 recibió el premio del American Concrete Institute (ACI) y del CANMET por su contribución en el estudio de la durabilidad de estructuras de hormigón, y en 2006 fue galardonado con la Medalla al Mérito Profesional del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Ha formado parte de numerosos comités de expertos del Ministerio de Fomento y del de Educación y Ciencia, de los que cabe destacar la Comisión VI de Ingeniería y Arquitectura para la Evaluación de la Actividad Investigadora y fue el Coordinador del Programa Nacional de Construcción dentro del V Plan Nacional de I+D+I (2004-2007).

Es de señalar, además, su compromiso con el sistema, pues fue el primer Director del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC y Director de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona entre 1997 y 2001.

Sus aportaciones a ACHE han sido muy numerosas, 35 artículos publicados en Hormigón y Acero, miembro del Comité de Redacción de esta revista y coordinador de diferentes grupos de trabajo.

**José Emilio Herrero Beneítez** es Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y actualmente ocupa el puesto de Jefe del Departamento de Puentes de Ferrovial – Agroman.

Su vida profesional ha estado ligada desde prácticamente el principio a la empresa Ferrovial, donde ha participado activamente en el proyecto y construcción de numerosos puentes y pasarelas, muchos de ellos de gran luz.



Entrega de la medalla a D. José Emilio Herrero Beneítez

Pueden destacarse el viaducto de Cruzul, primer puente de dovelas de Ferrovial, el de Benifallet, con 96 m de luz y dovelas prefabricadas de canto variable, el puente sobre el embalse de Ricobayo, arco mixto de 170 m de luz, el arco de los Tilos, con 255 m de luz, donde se introduce el hormigón autocompactante de alta resistencia, el arco de la Vicaría, de 170 m de luz, izado desde el fondo del valle, etc.

Con las nuevas líneas de alta velocidad españolas redacta el proyecto de múltiples puentes con cimbra autolanzable y con el método de empuje. Desarrolla un sistema con pretensado exterior que reduce el tiempo de ejecución de las dovelas aumentando los rendimientos considerablemente.

Actualmente está cada vez más centrado en Irlanda y Estados Unidos, donde Ferrovial está construyendo grandes autopistas.

Su vinculación con ACHE es muy intensa: fue Presidente de la Comisión 3 Ejecución, promueve y dirige los grupos "Diseño y utilización de cimbras" y "Manual de Tirantes", participa muy activamente en congresos y jornadas técnicas, etc.

También tiene una participación muy activa en la fib. Es miembro de la Comisión 10 y ponente principal del grupo "Formwork and falsework".

**Francisco Millanes Mato** es Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, y Catedrático de Universidad, responsable de las asignaturas de Estructuras y Puentes Metálicos y Mixtos de la Escuela de Caminos de la UPM. Desde el año 2000 es el Presidente de IDEAM SA.

Su labor profesional ha estado ligada desde el principio al proyecto de estructuras mixtas, siendo uno de los grandes impulsores de esta tipología a nivel internacional.

Ha proyectado puentes de gran importancia, tanto de hormigón pretensado como de estructura mixta, entre los que cabe destacar los puentes atirantados de Alcoy y del Centenario en Sevilla, el puente mixto sobre el río Ebro en Tortosa, de 180 m de luz, que fue record de su tipología, el puente arco Infante D. Henrique sobre el río Duero en Oporto de 280 m de luz, la pasarela de acero inoxidable Pedro Arrupe en Bilbao, etc.

Ha trabajado de forma muy intensa en las líneas de alta velocidad española, proyectando puentes de hormigón, y ha sido pionero en el proyecto de puentes mixtos para el ferrocarril de alta velocidad; dentro de esta tipología destaca por su singularidad el viaducto Arroyo Las Piedras, con vanos de 63,5 m, que fue el primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas, el viaducto de Archidona, con una distancia entre juntas de dilatación de 3.160 m y situado en zona sísmica, y el viaducto del río Ulla, actualmente en construcción, que es una celosía mixta de 240 m de luz que será el record mundial de su tipología.

Ha participado muy activamente en la redacción de normativa para el Ministerio de Fomento, colaborando como experto en la redacción de la EAE, IAPF, IAP y PG3.



Entrega de la medalla a D. Francisco Millanes Mato

Participa en todas las actividades de ACHE, antes ATEP, desde 1981, habiendo firmado, entre ponencias para congresos y artículos para la revista Hormigón y Acero más de 80 comunicaciones. Es miembro del Consejo Asesor Científico de Hormigón y Acero, y es vocal del Consejo de ACHE desde 2008.

En el V Congreso de ACHE, el Presidente, Sr. Viartola Laborda, hizo entrega de cada una de las medallas junto con un diploma acreditativo a los galardonados.

A continuación, el Sr. Millanes Mato, tomó la palabra para agradecer a los asistentes, en nombre de los otros dos premiados y en el suyo propio, la distinción recibida. Su intervención fue muy aplaudida por el público asistente, pues habló con gran emotividad de lo que ACHE, y antes ATEP, habían significado en su vida y en la de todos los ingenieros de su edad.

Las medallas de ACHE se han entregado anteriormente en cuatro ocasiones, con motivo de los Congresos de Sevilla, Madrid, Zaragoza y Valencia. En el I Congreso de ACHE, que se celebró en Sevilla en 1999, estos galardones recayeron en D. Javier Asencio Marchante, D. Hugo Corres Peiretti, D. Álvaro García Meseguer y D. Enrique González Valle.

En el II Congreso de ACHE, celebrado en Madrid en 2002, las medallas se otorgaron a D. Miguel Ángel Astiz Suárez, D. Antonio Marí Bernat y D. Guillermo Ontañón Carrera. En el III Congreso de ACHE, que tuvo lugar en Zaragoza, los galardonados fueron D. José María Arrieta Torrealba, D. Julio Martínez Calzón y D. Luis Peset González. Y en el IV Congreso de ACHE, cuya sede fue Valencia, se entregaron los premios a D. José Romo Martín, D. José Manuel Simón-Talero Muñoz y D. Luis Miguel Viartola Laborda.

Además, todas las personas que fueron distinguidas con la medalla de ATEP tienen la consideración de poseedores de la medalla de ACHE, y son:

- |                                     |   |
|-------------------------------------|---|
| D. Ángel Carlos Aparicio Bengoechea | D. Manuel Juliá Vilardell               |
| D. Ginés Aparicio Soto              | D. José Antonio López Jamar             |
| D. Juan José Arenas de Pablo        | D. Rafael López Palanco                 |
| D. Francisco Arredondo y Verdú      | D. José Antonio Llombart Jaques         |
| D. Ricardo Barredo de Valenzuela    | D. Francisco Javier Manterola Armisén   |
| D. Buenaventura Bassegoda Musté     | D. Juan Moreno Torres                   |
| D. José Calavera Ruiz               | D. Alfredo Páez Balaca                  |
| D. Fernando Cassinello Pérez        | D. Santiago Pérez-Fadón Martínez        |
| D. Ramón del Cuivillo Jiménez       | D. Rafael Piñeiro Abril                 |
| D. Rafael Chueca Edo                | D. Florencio del Pozo Frutos            |
| D. Manuel Elices Calafat            | D. Florencio Jesús del Pozo Vindel      |
| D. Carlos Fernández Casado          | D. Juan Bautista Ripoll Gómez           |
| D. Francisco Fernández Conde        | D. Francisco Javier Rui-Wamba Martija   |
| D. Leonardo Fernández Troyano       | D. Carlos Siegrist Fernández            |
| D. Manuel Fernández de Villalta     | D. José Antonio Torroja Cavanillas      |
| D. Miguel Fisac Serna               | D. Eduardo Torroja Miret                |
|                                     | D. José M <sup>a</sup> de Villar Luengo |

**Conchita Lucas Serrano**  
Secretaria General de ACHE

# Nuevo Consejo de ACHE

Durante el V Congreso de ACHE, que se celebró el pasado octubre en Barcelona, tuvieron lugar las elecciones al Consejo.

El Consejo está formado por 11 miembros y renueva a la mitad de ellos cada 3 años, coincidiendo con el Congreso trienal. En esta ocasión cesaban de sus cargos D. José María Arrieta Torrealba, D. Jaime Fernández Gómez, D. Santiago Pérez-Fadón Martínez, D. José Romo Martín, D. Luis Miguel Viartola Laborda y D. José María de Villar Luengo.

Como resultado del proceso electoral, fueron designados nuevos vocales del Consejo de ACHE por un periodo de 6 años:

- D. Jose Emilio Herrero Beneítez
- D. Jorge Ley Urzaiz
- D. Luis Peset González
- D. Florencio del Pozo Vindel
- D. Fernando Rodríguez García
- D. José Manuel Simón-Talero Muñoz

La participación en estas elecciones fue del 15,5 %, lo que significa que los socios participan activamente en la designación de sus representantes.

Posteriormente, en la reunión del Consejo celebrada el 22 de noviembre de 2011 se eligieron los cargos de la asociación. La composición, pues, del nuevo Consejo durante los próximos tres años será:

*Presidente:* D. Miguel Ángel Astiz Suárez

*Vicepresidente 1º:* D. Florencio del Pozo Vindel

*Vicepresidente 2º:* D. Fernando Rodríguez García

*Tesorero:* D. Fernando Martínez Abella

*Presidente Comité de Eventos:* D. José Emilio Herrero Beneítez

*Vocales:* D. Manuel Burón Maestro

Dª. Pilar Crespo Rodríguez

D. Jorge Ley Urzaiz

D. Francisco Millanes Mato

D. Luis Peset González

D. Jose Manuel Simón-Talero Muñoz

**Conchita Lucas Serrano**  
Secretaria General de ACHE

# I Premios de la Ingeniería de ACHE

En la sesión de clausura del V Congreso de ACHE, que se celebró el pasado octubre en Barcelona, se celebró el acto de entrega de los I Premios de Ingeniería de ACHE.

Se otorgaron, tal y como dictan los estatutos de ACHE, seis premios: tres en la categoría de Edificación y otros tres en la categoría de Obra Civil. Las obras galardonadas fueron:

## CATEGORÍA EDIFICACIÓN

### - Centro comercial y de ocio Las Arenas

Promotor: *Metrovacesa*

Proyecto de la estructura: *BOMA*

Proyecto de arquitectura: *Alonso, Balaguer y Arquitectos Asociados*

Constructor: *Dragados*



Vista general del Centro comercial y de ocio Las Arenas  
(Barcelona)



Bajo cubierta del Centro comercial y de ocio Las Arenas  
(Barcelona)

### - Teatros del Canal

Promotor: *Canal de Isabel II. Comunidad de Madrid*

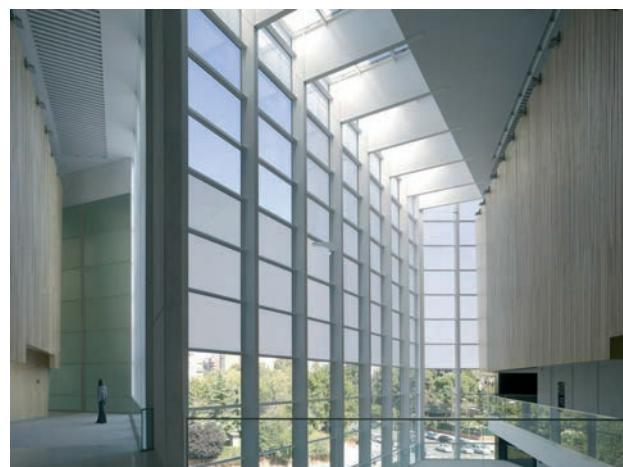
Proyecto de la Estructura: *MC-2*

Proyecto de arquitectura: *Navarro Baldeweg y Asociados*

Constructor: *UTE Teatros del Canal (Dragados – OHL)*



Vista general de los Teatros del Canal  
(Madrid)



Interior de los Teatros del Canal  
(Madrid)

**- Ampliación del Complejo de Atocha – Fase 1**

Promotor: *ADIF*

Proyectista general: *INECO*

Proyecto de la Estructura: *Carlos Fernández Casado OP*

Proyecto de arquitectura: *Rafael Moneo Vallés*

Constructor: *UTE Ampliación de Atocha (Dragados – Tecsa)*



Pasillo rodante de la ampliación del Complejo de Atocha  
(Madrid)



Vista aérea de la cubierta triangulada de la ampliación del  
Complejo de Atocha (Madrid)

**CATEGORÍA OBRA CIVIL****- Viaducto sobre el río Ulla**

Promotor: *ADIF*

Proyectista: *Torroja Ingeniería SL*

Constructor: *UTE AVE Ulla (Dragados – Tecsa)*



Vista general del Viaducto sobre el río Ulla  
(Galicia)



Arco principal del Viaducto sobre el río Ulla (Galicia)  
en construcción. Al fondo se aprecia el viaducto de la línea  
de ancho ibérico (siglo XIX)

### - Puente de Waterford

Promotor: National Roads Authority – Celtic Road Group  
 Proyectista: Carlos Fernández Casado OP  
 Constructor: UTE Waterford (Dragados – BAM)



Vista aérea del Puente de Waterford (Irlanda)



Pilono del Puente de Waterford (Irlanda) en construcción

### - Puente del Tercer Milenio

Promotor: Zaragoza Alta Velocidad  
 Proyectista: Arenas y Asociados  
 Constructor: Dragados



Vista aérea del Puente del Tercer Milenio (Zaragoza)



Vista general del Puente del Tercer Milenio (Zaragoza)

Presidió la ceremonia D. José Antonio Torroja Cavanillas, Presidente de Honor de ACHE, que entregó las distinciones junto con el Presidente de ACHE, D. Luis Miguel Viartola Laborda, y el ex Presidente de la Asociación D. José Calavera Ruiz. El Presidente del Comité Organizador del Congreso, D. José Romo Martín, fue el encargado de presentar las obras premiadas haciendo una breve descripción de las mismas mientras se proyectaban diapositivas de cada una de ellas.

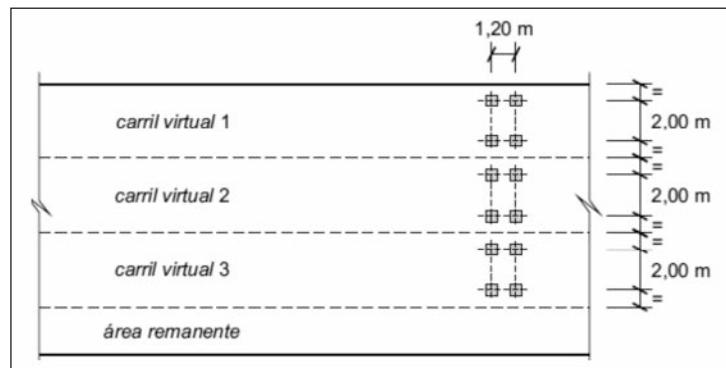
Durante el acto se entregó una placa distintiva al promotor de cada obra premiada para que se coloque, si se estima oportuno, en la propia estructura, así como un diploma acreditativo del premio a cada uno de los agentes participantes en la misma: promotor, proyectista y constructor.

Al terminar el acto tomó la palabra D. Antonio González, Presidente de ADIF, que agradeció los premios concedidos en nombre de todos los galardonados, y destacó el alto nivel de la ingeniería española.

## PUBLICACIÓN DE LA NUEVA INSTRUCCIÓN DE ACCIONES SOBRE PUENTES DE CARRETERA (IAP-11)

El pasado 21 de octubre de 2011 se publicó en el Boletín Oficial del Estado la Orden FOM/2842/2011, de 29 de septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11).

Se trata de una Norma largamente esperada, que viene a sustituir a la Instrucción vigente hasta la fecha (IAP-98) y que, como principal novedad, introduce el concepto de los carriles virtuales sobre los que se aplican las sobrecargas de uso verticales. Se modifica por completo el vehículo pesado (el carro de la Instrucción), que pasa a tener 2 ejes en lugar de 3 y es aplicado en hasta 3 carriles en paralelo. También se modifica la sobrecarga uniforme, que varía entre el carril virtual nº 1 ( $9 \text{ kN/m}^2$ ) y el resto ( $2,5 \text{ kN/m}^2$ ), así como en las aceras ( $5 \text{ kN/m}^2$ ).



Tren de carga (vehículo pesado) según la nueva IAP-11

Los impactos contra sistemas de contención de vehículos también sufren un cambio considerable, puesto que las cargas a considerar deben ser facilitadas por el fabricante del sistema de contención mediante cálculos o mediante ensayos específicos.

Además de las anteriores, han cambiado otras cargas (viento, por ejemplo) y han variado coeficientes de mayoración (varían los coeficientes de determinadas acciones, como el pretensado  $P_1$  y la sobrecarga de uso, y se introducen nuevas acciones que antes quedaban incluidas en "Otras presolicitudes", como asientos o rozamiento de apoyos deslizantes), así como los coeficientes de combinación.

Según se indica en la Disposición transitoria, esta orden no será de aplicación a los proyectos de puentes de carretera cuya orden de estudio haya sido dictada con anterioridad a su entrada en vigor, ni a las obras de ellos derivadas, siempre que éstas se inicien en un plazo no superior a tres años desde dicha entrada en vigor. En esos casos, los proyectos se regirán por la Instrucción vigente en el momento en que se dio la orden de estudio correspondiente.

## 3º CONGRESO IBEROAMERICANO SOBRE HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE AVANCES Y OPORTUNIDADES

HAC2012

El congreso que se celebrará en Madrid los días 3 y 4 de diciembre de 2012, representa un punto de encuentro de investigadores, técnicos, fabricantes y constructores, para presentar los últimos avances en investigaciones y experiencias relacionadas con este material.

La primera edición se celebró en Valencia en 2008 y contó con la participación de más de 300 asistentes de 8 países y distinguidos ponentes invitados: los profesores Dr. Surendra Shah (EE.UU.), Dr. Jost Walraven (Holanda), Dr. Joaquin Barros (Portugal), y Dr. Ravindra Gettu (India). El 2º Congreso se celebró en Guimarães (Portugal) en 2010 y en esta ocasión los profesores Dr. Antoine Naaman (EE.UU.), y Dr. Geert de Schutter (Bélgica), fueron los conferenciantes invitados. Se contó con una asistencia importante estando representados 6 países.

En esta tercera convocatoria contaremos como ponentes invitados con los profesores Dr. Kamal H. Khayat, de la Universidad de Missouri de Ciencia y Tecnología, EE.UU., y Dr. Marco di Prisco, del Politécnico de Milán, Italia. Durante el evento, se organizará un seminario homenaje al profesor D. Manuel Fernández Cánovas, profesor emérito de la Universidad Politécnica de Madrid, como reconocimiento a sus numerosas contribuciones al conocimiento del hormigón. Esperamos para esta nueva organización el mismo éxito que en la celebración de los eventos anteriores.

Se puede encontrar más información sobre como participar en el congreso en la página [www.autocompacto.net](http://www.autocompacto.net).

EL COMITÉ ORGANIZADOR

## Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

### 1. GENERALIDADES

*Hormigón y Acero*, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias y conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

### 2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad podrán clasificarse como Artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los Artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos, o ambientales de las mismas.

Además de los Artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

La Revista se imprime en blanco y negro salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción de entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

### 3. CONDICIONES GENERALES

Solo podrá solicitarse la publicación de Artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los

originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

### 4. PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la Revista Hormigón y Acero deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

- Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.
- Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..

3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr. Figura 3*). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Frehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (.doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución, es la siguiente:

Para envíos postales:

Revista Hormigón y Acero  
ACHE  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Laboratorio de Estructuras  
Av. Profesor Aranguren s/n  
Ciudad Universitaria  
28040 Madrid

Para envíos por correo electrónico:

secretaria\_revista@e-ache.com

## 5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

### 5.1. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

### 5.2. Formato del texto

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

Las tablas no deben duplicar información o resultados incluidos en el texto de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

### 5.3. Gráficos, figuras y fotos

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deben tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.
- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirla en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 o 18 cm. de anchura. Esta circunstancia debe ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deben ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deben contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolífica para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

### 5.4. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

### 5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

### 5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (1); la O y el cero (0); la K y la k, etc.).

### 5.7. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

## 5.8. Estructura general de las contribuciones

En la página web de la Revista hay, a disposición de los Autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

**Título:** El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

**Autores y filiación:** Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades, indicando la ciudad y el país.

**Resumen:** Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

**Palabras clave:** Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del Artículo en las bases de datos.

**Texto del artículo:** Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

**Apéndices:** En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

**Referencias Bibliográficas:** Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

a) *Referencias a artículos publicados en revistas:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) *Referencias de libros:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo se requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores y filiación de los autores.

## 6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todos los artículos recibidos que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisados por al menos dos evaluadores externos, de acuerdo con los criterios de calidad de las publicaciones científicas seriadas.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en Hormigón y Acero. En caso de aceptación esta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

## 7 . CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la Revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de publicación" que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de Hormigón y Acero.

## 8 . MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de impresión, la contribución se incluirá y publicará en la Revista.

## 9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del artículo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.



# HORMIGÓN Y ACERO

## Instructions for authors

### 1. GENERAL

*Hormigón y Acero*, the official quarterly of the Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), welcomes papers on civil and building structures and their constituent materials.

All architects, engineers and scientists interested in disseminating their experience and knowledge or opinions on structures and the materials used to build them may submit manuscripts for publication in the journal.

### 2. TYPES OF PAPERS

Depending on their length and depth, journal contributions may be classified as articles, communications or comments/notes.

Articles, the backbone of the journal, may address research studies, designs and works, or the operation, maintenance, rehabilitation or demolition of structures. They should deal essentially with scientific and technical questions, but they may also refer to the aesthetics or socio-economic or environmental relevance of structures.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the "ACHE Corner" section of the journal. Such papers may consist in comments on articles in previous issues of the journal, recommendations, revised versions of standards and so on.

The journal is printed in black and white, with the exception of one featured article per issue, selected by the Editorial Board. Featured articles, usually on a significant structural accomplishment, are printed in colour in both Spanish and English.

### 3. GENERAL CONDITIONS

Only papers not previously published and not under consideration for publication in other media are eligible for submission. Abstracts published on the subject and PhD theses written by one of the authors are excepted from this rule.

Authors must, under their own responsibility, secure written permission to reproduce any material (text,

pictures, tables and so on) published elsewhere. ACHE accepts no responsibility for prior copyrights to which material received may be subject.

The procedure for requesting publication of a manuscript is described in detail in Section 4 below. Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* must be written in strict compliance with the rules set out in Section 5.

Manuscripts received by ACHE that fail to comply with the submission procedure or drafting rules will be returned to their authors for revision.

### 4. SUBMISSION OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION IN HORMIGÓN Y ACERO

Authors who wish to contribute to *Hormigón y Acero* must submit the following documents:

1. Text requesting publication of the manuscript submitted, which entails acceptance of these Instructions for Authors.

This text must include the following:

- Full name of the corresponding author.
  - Corresponding author's mailing address, e-mail address, telephone and fax.
2. Full manuscript (including figures and photographs) in .pdf format or on hard copy, in triplicate. Figures and photographs will be embedded in this file in the approximate size intended by the author and in the approximate position for the published version, as indicated in Item 5.8.
  3. Text of the manuscript (without figures) in a Word (.doc) file (see Section 5 for details). Figures must be cited in the text and a list including their legends must be provided at the end of the file.
  4. A separate file for each figure, in high resolution format (see 5.3) and named in a way that clearly identifies the content (e.g., Figure 3). Any of the following formats are acceptable for figures: post script, .jpg, .tiff, .pict,

.pdf and .dxf. Graphs generated by Excel, Freehand (version 9 or higher), CorelDraw or Illustrator are also admissible. **Figures embedded in the Word (.doc) file or in PowerPoint (.ppt) format will not be accepted as figure files.**

The aforementioned documents should be sent to the following address:

For manuscripts submitted by post:

Revista Hormigón y Acero  
ACHE  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Laboratorio de Estructuras  
Av. Profesor Aranguren s/n  
Ciudad Universitaria  
28040 Madrid

For manuscripts submitted by e-mail:

secretaria\_revista@e-ache.com

## 5. PAPER CHARACTERISTICS AND STRUCTURE

### 5.1. Length

Articles should not be longer than 8 000 (or 10 000 for featured articles: see Section 2 above) or shorter than 3 000 words, excluding tables and figures.

Communications and comments may be no longer than 3 000 words excluding tables and figures, and may not occupy over six pages in all (including illustrations) of the journal in its standard format.

### 5.2. Text format

Manuscripts must be typed in double spacing in Spanish, with 3-cm margins on numbered DIN A4 pages.

Tables should not duplicate information or findings given in the text.

If an article is chosen by the Editorial Board for publication as a featured article, the authors will also be asked to submit the full text (including figure and photograph legends) in English.

### 5.3. Graphs, figures and photographs

Graphs, figures and photographs must be consecutively numbered in the order cited in the text.

**Figure numbers will include all graphs, figures and photographs, without distinction.**

Figures and photographs will be referred to in the text with the word *Figure* followed by the respective number.

Since most of the journal is published in black and white, the following recommendations should be borne in mind:

- Particularly where original photographs are in colour, the colour contrast should be sufficient to clearly distinguish content and information when printed in black and white.

- Curves on graphs and figures should not be distinguished by colour, but rather by using different line thicknesses, dots and/or dashes to ensure that the information on the figure or graph can be clearly distinguished when printed in black and white.

The standard widths used for figures and graphs in the journal, 8, 12 and 18 cm, should be borne in mind when preparing photographs and figures.

Photo resolution, at the author's recommended size, must be 300 pixels per inch (approximately 120 pixels per cm).

Linear drawings and graphs, in turn, should be clear and schematic (not overly detailed) and text, numbers and symbols should be kept to a minimum. In any event, such information must be clearly legible at the size at which the illustrations are to be reproduced in the journal. The inclusion of information not required to understand the contribution should, therefore, be avoided.

Architect's and engineer's design drawings, in particular, are poorly suited to reproduction in the journal, for they tend to include much more information than strictly necessary, most of which, moreover, is illegible when the drawings are reduced to a size compatible with journal layout. Authors submitting such drawings will be requested to replace them with analogous figures more appropriate for publication.

### 5.4. Tables

Tables must be numbered consecutively in the order in which they are cited in the text, where their position should be indicated. Tables must be titled.

Tables will be referred to in the text with the word *Table* followed by the respective number, and numbered separately from *figures*.

### 5.5. Units

Magnitudes will be expressed in International System (SI) units, pursuant to standards ISO 31:1992 and ISO 1000:1992.

### 5.6. Equations and mathematical expressions

An attempt will be made to ensure maximum clarity and the use of expressions as concise as possible, without forfeiting comprehension. They will be identified by a number in parentheses positioned to the right of the formula.

Equations will be numbered consecutively and will be referred to in the text with the word *Equation* followed by the respective number.

Authors must choose a font type (Times New Roman or similar) in which Greek letters, subscripts and superscripts are readily identifiable.

Upper (capital) and lower (small) case letters and any other characters that may be misinterpreted must be clearly differentiated (e.g., the letter "l" and the number one (1); the letter "O" and the number zero (0); capital "K" and small "k" and so on).

## 5.7. Citations

Citations in the text must be followed by a number between brackets to identify the paper cited in the references listed at the end of the article.

## 5.8. General structure

A Word (.doc) template is available on the journal's website, which authors may download to prepare their manuscripts.

As a general rule, articles will be organized as follows:

**Title:** The title should be concise and explicit, clearly reflect the content of the paper and be provided in Spanish and English. The use of abbreviations and trade names should be avoided.

**Authors and affiliation:** The full name and surname of all authors will be given, along with their academic degree and the name of the centre or company where they conduct their activity, including the city and country.

**Abstract:** Bilingual (Spanish and English) 50- to 150-word abstracts are required for all papers.

**Keywords:** Five keywords will be provided in Spanish and English to facilitate article searches and classification in databases.

**Text:** The text will be structured into numbered sections and sub-sections or items. It should normally contain a brief introduction, the body of the article and conclusions or final comments, as well as acknowledgements, as appropriate.

**Appendices:** In scientific articles containing a substantial number of mathematical expressions, an appendix summarizing the notation used is recommended.

**References:** The references cited in the text will be listed at the end of the paper, furnishing all the information needed to locate the source. Wherever possible, the following international criteria should be followed:

a) *Journal articles:*

Authors' surnames and initials; title of the article; journal name; volume and issue number; date of publication; first and last pages.

b) *Books:*

Authors' surnames and initials; title; edition; publisher; year of publication.

Only the title, authors and authors' affiliation will be required for papers other than articles.

## 6. REVIEW OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION

All articles meeting the above requirements will be reviewed by at least two independent referees, in keeping with the quality criteria governing scientific periodicals.

Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* will be accepted or rejected by the Editorial Board on the grounds of the referees' evaluation. Acceptance may, in any event, be subject to the introduction of any changes that the Board deems necessary for the manuscript to be publishable in *Hormigón y Acero*.

## 7. ASSIGNMENT OF RIGHTS

After a paper is approved by the journal's Editorial Board, the ACHE Secretariat will send the authors a "Publication Agreement" whereby they assign the copyright to the Association as publisher of *Hormigón y Acero*. This agreement must be signed by each and every one of the authors and returned to ACHE.

## 8. LAYOUT, PROOFS AND PUBLICATION

After acceptance of the final version of the manuscript and its format, ACHE will send it to the printer's for layout and preparation of the respective proofs.

Proofs will be sent to authors as a .pdf file for final approval or corrections, as appropriate.

Authors must return the proofs with their corrections in no more than 10 days; otherwise publication will be postponed to a subsequent issue of the journal. Corrections that entail a material alteration of the text or its structure will not be admitted.

After the possible errors in the proofs are corrected, the paper will be published in the journal.

## 9. REPRINTS

ACHE will send ten reprints of articles and the respective .pdf file to the corresponding authors, at no extra cost.

Article authors may order a larger number of reprints (not under 50) when returning the final version of their papers. They will be billed for the cost of these additional reprints.

When companies directly related to a featured article (design engineers, builders, technical consultants, subcontractors, suppliers and the like) publish advertisements in the issue of the journal in which it appears, they may order special reprints (minimum order, 50) of the featured article. In this case, the front cover will be the cover of the respective issue of the journal and the back cover will carry the advertisement published by the company ordering the reprints. The cost of these special reprints will be established yearly by the journal.

# Boletín de inscripción en

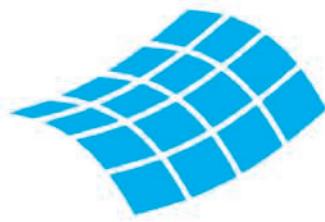
La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembro:

- 1. Miembro Patrocinador.** Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 2. Miembro Protector.** Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 3. Miembro colectivo.** Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 4. Miembro personal.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.
- 5. Miembro Menor de 30 años.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.
- 6. Miembro Estudiante.** Es la categoría que corresponde a los estudiantes de 1º y 2º ciclo universitario y que además tengan una edad igual o menor de 30 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.





# SOFISTIK

## FINITE ELEMENT SOFTWARE

### Pasarelas

**Proyecto**  
Pasarela canal Rhein-Herne,  
Gelsenkirchen/Alemania

**Ingeniería de Estructuras**  
schlaich bergermann und partner

**Software**  
SOFISTIK

**Ganador de Footbridge Awards  
2011**  
Categorías:  
Aesthetics & Technical Long Span

**Proyecto**  
Pasarela sobre el río Vistula,  
Cracovia / Polonia

**Ingeniería de Estructuras**  
Promost Consulting  
KBP Zoltowski  
Mosty Wrocław

**Software**  
SOFISTIK

[www.sofistik.es](http://www.sofistik.es)  
[sofistik@calter.es](mailto:sofistik@calter.es)

**CALTER**  
Ingeniería  
[www.calter.es](http://www.calter.es)



# SUMARIO

C O N T E N T S

5 | Carta del Director

## REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 7 | El puente atirantado sobre el río Suir en Waterford  
*Cable-stayed bridge across the River Suir at Waterford*  
Miguel A. Astiz, Javier Manterola, Felipe Tarquis, Javier Muñoz-Rojas, Antonio Santos, Lucía Blanco y Sara Fernández

## INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 39 | Coeficiente de conversión de probetas cúbicas a cilíndricas en hormigones de alta resistencia  
*Cylinder/cube compressive-strength ratio in high-strength concrete*  
Juan Carlos Lancha Fernández, Elena Arredondo Lillo y Gonzalo Ruiz López
- 47 | Análisis plástico no lineal de arcos metálicos a pandeo lateral  
*Non-linear inelastic analysis of lateral buckling in steel arches*  
José Luis Manzanares Japón e Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo
- 65 | Simulación numérica de elementos estructurales de hormigón armado de alta resistencia sometidos a explosiones  
*Numerical simulation of the behaviour of high strength concrete structural members subjected to blast*  
G. Morales-Alonso , D. A. Cendón Franco y V. Sánchez-Gálvez
- 79 | Análisis y evaluación de los modelos de comprobación a cortante de elementos de hormigón armado, sin armadura transversal, solicitados a tracción  
*Analysis and evaluation of models for calculating shear strength in axially tensile-stressed reinforced concrete members with no transverse reinforcement*  
David Fernández Montes y Enrique González Valle

## SUMMARIES

- 92 | *Cable-stayed bridge across the River Suir at Waterford*  
Miguel A. Astiz, Javier Manterola, Felipe Tarquis, Javier Muñoz-Rojas, Antonio Santos, Lucía Blanco and Sara Fernández
- 93 | *Cylinder/cube compressive-strength ratio in high-strength concrete*  
Juan Carlos Lancha Fernández, Elena Arredondo Lillo and Gonzalo Ruiz López
- 94 | *Non-linear inelastic analysis of lateral buckling in steel arches*  
José Luis Manzanares Japón and Ignacio Hinojosa Sánchez-Barbudo
- 95 | *Numerical simulation of the behaviour of high strength concrete structural members subjected to blast*  
G. Morales-Alonso , D. A. Cendón Franco and V. Sánchez-Gálvez
- 96 | *Analysis and evaluation of models for calculating shear strength in axially tensile-stressed reinforced concrete members with no transverse reinforcement*  
David Fernández Montes and Enrique González Valle

## OTRAS INFORMACIONES

- 97 | Entrega de Medallas ACHE
- 100 | Nuevo Consejo de ACHE
- 101 | I Premios de la Ingeniería de ACHE
- 104 | Publicación de la nueva instrucción de acciones sobre puentes de carretera (IAP-11)
- 3º Congreso Iberoamericano sobre hormigón autocompactante. Avances y oportunidades