

HA

HORMIGÓN y ACERO

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

www.e-ache.com

ISSN: 0439-5689 | octubre - diciembre 2009 | Volumen 60 - nº 254




UN GRAN EQUIPO DE PROFESIONALES A SU SERVICIO



Objetivos del IECA

Objetivos del IECA:

- **Investigación** científica y técnica del cemento y sus aplicaciones.
- **Formación** de técnicos especializados en la fabricación y empleo del cemento.
- **Promoción** técnica y difusión de las aplicaciones del cemento.
- **Asistencia** técnica a los usuarios del cemento.
- **Verificación y control** de la calidad del cemento a través de la Marca  de AENOR para cementos.

DELEGACIONES IECA

SEDE CENTRAL
José Abascal 53, 2º
28003 Madrid
www.ieca.es

Delegación de Canarias
D. Joaquín Romero Postiguillo
Antonio María Manrique, 3 - 5ª oficina 5
35011 Las Palmas de Gran Canaria
Tel.: 928.46.28.00 - Fax: 928.46.14.03
E-mail: iecacanarias@ieca.es

Delegación Noreste
D. Sergio Carrascón Ortiz
Caspe, 123 - entresuelo
08013 Barcelona
Tel.: 93.539.09.01 - Fax: 93.539.09.02
E-mail: scarrascon@ieca.es

Delegación Centro
D. José Querreda Laviña
José Abascal 57, 4º
28003 Madrid
Tel.: 914.01.41.12 - Fax: 914.01.05.86
E-mail: iecacentro@ieca.es

Delegación de Levante
D. Rafael Rueda Arriete
Plaza del Ayuntamiento 2, Pta. 17
46002 Valencia
Tel.: 96.381.90.33 - Fax: 96.381.90.34
E-mail: iecadelegacionlevante@ono.com

Delegación Noroeste
D. Jesús Díaz Minguela
Plaza de San Marcos, 6 - 3º E
24001 León
Tel.: 987.23.48.33 - Fax: 987.23.65.79
E-mail: iecanoroeste@infonegocio.com

Delegación Norte
D. Inaki Zabala Zuazo
Telletxe 36, 3º Centro (B)
48993 Algorta, Vizcaya
Tel.: 944.91.53.61 - Fax: 944.91.43.98
E-mail: iecanorte@sarenet.es

Delegación Sur
D. Manuel Vera Serrano
Virgen de Regla, 1 Esc. B, 1º 3
41011 Sevilla
Tel.: 954.27.40.43 - Fax: 954.27.26.43
E-mail: delegacionsur@ieca.es

 **IECA**
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO
Y SUS APLICACIONES



Foto de portada: Puente de Serrería (Valencia).

H A HORMIGÓN y ACERO

octubre - diciembre 2009 | Volumen 60 - nº 254

REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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 was created in 1950 and is the official publication of the Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). This review publishes outstanding articles that deal with issues of structures, both public works construction and building. The review is aimed at engineers and architects who work at construction companies, engineering and architecture offices, universities and research institutes related with public works construction and building.

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^a 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)

Jaime Fernández Gómez (INTEMAC, Madrid)

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

Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)

David Izquierdo López (CONSTRUCCIONES SANDO, Madrid)

Francisco Morán Cabré (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, 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:

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

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

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

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)

David Fernández-Ordóñez Hernández (PREFABRICADOS CASTELO, Madrid)

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

Miguel Gómez Navarro (ES ARTE Y ARQUITECTURA - UEM, Madrid)

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

Javier León González (FHECOR, Madrid)

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Antonio Martínez Cutillas (CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L., Madrid)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)

Jesús Rodríguez Santiago (DRAGADOS, Madrid)

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

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

José M^a de Villar Luengo (TORROJA INGENIERÍA, Madrid)

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

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

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 - Sumaris - Urbadoc - Catálogo Latindex

Depósito Legal: M-853-1958

ISSN: 0439-5689

Diseño: Walter Lance

Impriente: FISELGRAF

SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 7 | **Pont de l'Assut de l'Or (Puente de Serrería), Valencia**
L'Assut de l'Or Bridge (Serrería bridge), Valencia, Spain
Luis Viñuela y José Martínez Salcedo
- 29 | **El viaducto sobre el Río Nalón, un puente mixto de carretera con un vano principal de 110 m de luz**
Viaduct over Nalón River, a composite steel-concrete road bridge with a 110-m span
Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo y Javier Pascual Santos
- 43 | **Dos pasarelas metálicas en Sant Sadurní d'Anoia**
Two foot bridges at Sant Sadurní d'Anoia
Piero Facchini

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

- 51 | **Evaluación de los efectos estructurales del deterioro, reparación y refuerzo, mediante análisis no lineal evolutivo**
Evaluation of structural effects of deterioration, repair and retrofit by means of evolutionary non-linear analytical models
Antonio Marí Bernat y Jesús Miguel Bairán García
- 65 | **Diseño a cortante de vigas de hormigón armado con armadura de acero y armadura externa de FRP mediante el mecanismo de bielas y tirantes y algoritmos genéticos**
Reinforced concrete beams strengthened with FRP. Shear design using the strut-and-tie mechanism and genetic algorithms
Ricardo Perera Velamazán, Javier Vique García, Ángel Arteaga Iriarte y Ana de Diego Villalón

SUMMARIES

- 85 | ***L'Assut de l'Or Bridge (Serrería bridge), Valencia, Spain***
Luis Viñuela y José Martínez Salcedo
- 86 | ***Viaduct over Nalón River, a composite steel-concrete road bridge with a 110-m span***
Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo y Javier Pascual Santos
- 87 | ***Two foot bridges at Sant Sadurní d'Anoia***
Piero Facchini
- 88 | ***Evaluation of structural effects of deterioration, repair and retrofit by means of evolutionary non-linear analytical models***
Antonio Marí Bernat y Jesús Miguel Bairán García
- 89 | ***Reinforced concrete beams strengthened with FRP. Shear design using the strut-and-tie mechanism and genetic algorithms***
Ricardo Perera Velamazán, Javier Vique García, Ángel Arteaga Iriarte y Ana de Diego Villalón

RINCÓN DE ACHE

- 91 | **Asamblea extraordinaria de ACHE**
- 92 | **Hormigón Infraligero. Aplicación a muros portantes hormigonados en obra con superficies vistas y de buen aislamiento térmico**
Infra-lightweight concrete applied to cast-in-situ structural elements with fair-faced surfaces and good thermal insulation
Mike Schlaich y Mohamed El Zareef

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)



GRUPO AYESA
AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A. (AYESA)
Pabellón de Checoslovaquia - Isla de la Cartuja
41902 SEVILLA



ALATEC, S.A.
C/ José Echegaray, 14 - Parque Empresarial Las Rozas
28230 LAS ROZAS (MADRID)



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



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



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



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



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



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



CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 1º
28006 MADRID



CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
C/ Orense, 10
28020 MADRID



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



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



CONSEJO GENERAL COLEGIOS ARQUITECTOS TÉCNICOS
Paseo de la Castellana, 155 - 1º
28046 MADRID



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



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



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



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



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



FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
C/ Acanto, 24 - 4º
28045 MADRID



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



GRUPO PRAINSA
C/ Madrazo, 86 - Entlo 1º
08021 BARCELONA



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



HORMIPRESA HORMIPRESA
Ctra. Igualada, s/n
43420 STA. COLOMA DE QUERALT (TARRAGONA)



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



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



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



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



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



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

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:

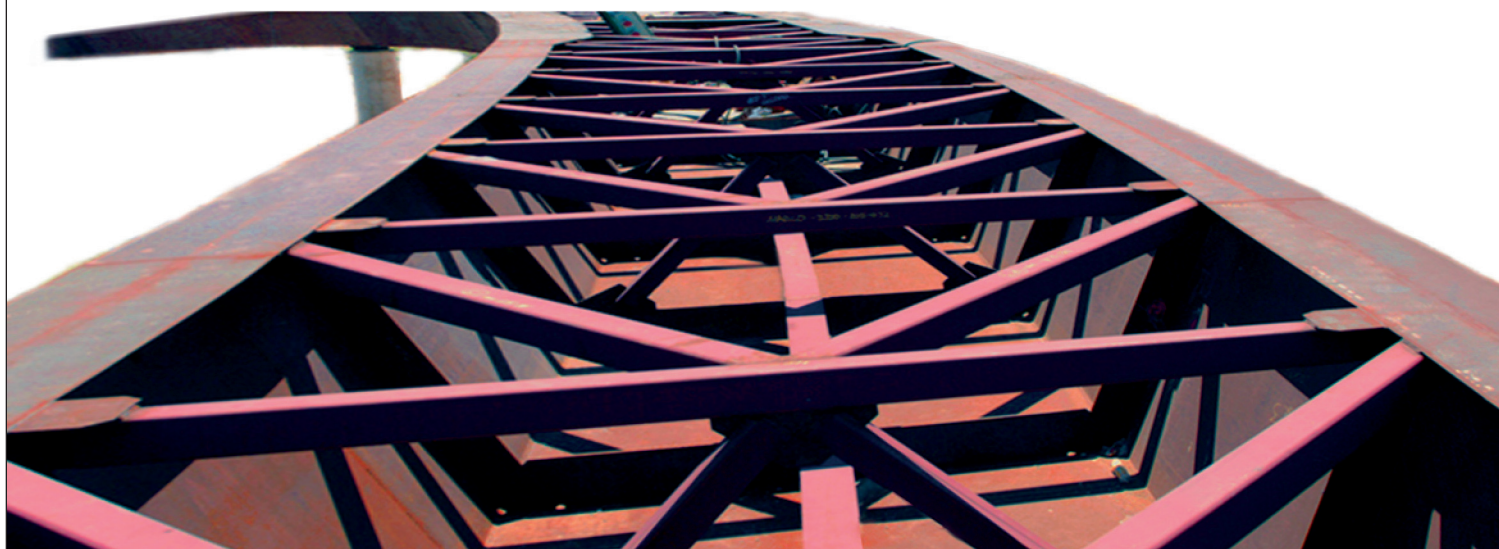


DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL



CALTER

experiencia · eficacia · compromiso en el **proyecto de estructuras**



www.calter.es



E - 13

Estructuras

y

Edificación

Construcción de Edificios Altos



CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS ALTOS

1. Introducción
2. Cimentación
3. Muros de contención
4. Soportes
5. Forjados
6. Hormigones
7. Bombeo de hormigón
8. Paramentos de hormigón
9. Elementos prefabricados de hormigón
10. Grúas Torre
11. Interrelación de la estructura con otros elementos no estructurales
12. Topografía
13. Organización de la obra
14. Control

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 224 Págs.

Precios:

- Para miembros o Colegiados 48,00 €
- Precio venta al público 60,00 €



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Tel. 91 308 19 88. Ext. 272/298 www.ciccp.es

ACHE
SECRETARÍA DE ACHE

Tel. 91 336 66 98 - www.e-ache.com

Oficinas Centrales y Talleres Madrid:

Camino del Corral, s/n – Polígono Industrial de Alcamar
28816 Camarma de Esteruelas (Madrid)

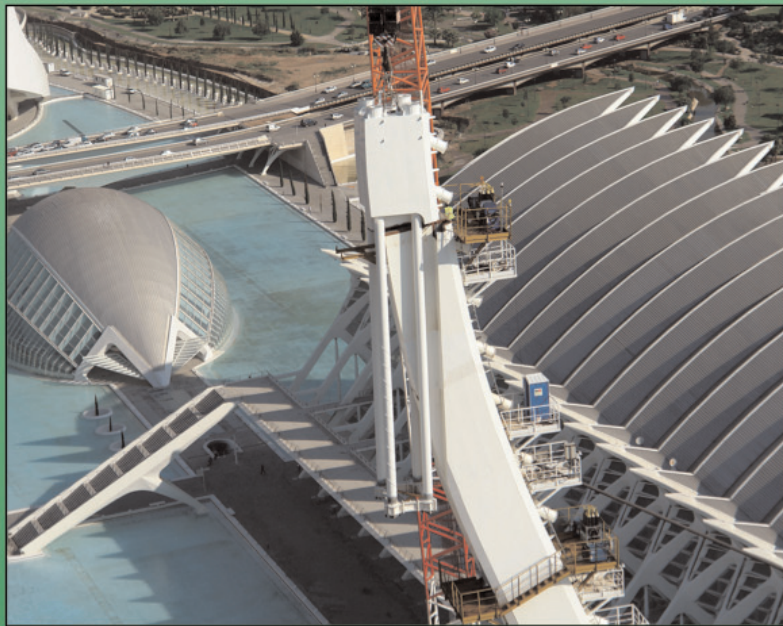
Oficinas y Talleres A Coruña:

Polígono Industrial de Sabón, 92-94
15142 Arteixo (A Coruña)

Web: www.hortacoslada.com / Mail: hc@hortacoslada.com

Teléfono : (34) 91 886 59 70, Fax : (34) 91 886 59 75

Construcciones Metálicas



**FABRICACIÓN Y MONTAJE
PUENTE DEL AZUD DEL ORO
(5.300 TON)**

Pont de l'Assut de l'Or (Puente de Serrería), Valencia

L'Assut de l'Or Bridge (Serrería bridge), Valencia, Spain

Luis Viñuela⁽¹⁾ y José Martínez Salcedo⁽²⁾

Recibido | Received: 29-09-2009
Aceptado | Accepted: 11-11-2009

Resumen

En este artículo se describe el proyecto y construcción del puente conocido como Puente de Serrería durante su construcción, y ahora Pont de l'Assut de l'Or, proyecto de Santiago Calatrava que se ubica en la Ciudad de las Artes y las Ciencias de Valencia. Como es habitual en las obras del mismo, une la originalidad del diseño arquitectónico con la singularidad estructural: un solo vano atirantado, sin vanos de compensación, con un pilono inclinado, de directriz curva, atirantado en su coronación.

Palabras clave: Calatrava, Ciudad de las Artes, puente atirantado.

Abstract

In this article we describe the design and construction of the bridge now known as Pont de l'Assut de l'Or, but during its construction as Puente de la Serrería. It's a design from Santiago Calatrava, located in Ciudad de las Artes y las Ciencias, Valencia, Spain. As in other works of the same author, original architectural design goes together with singular structural concepts: one single stayed span without back or side spans, a curved pylon stayed back only at its top.

Keywords: Calatrava, Ciudad de las Artes, stayed bridge.

* Page 85 of this issue contain an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos, FCC Construcción, S.A. (Madrid, España)

(2) Ingeniero de Caminos, Servicio de Obras Especiales, FCC Construcción, S.A. (Madrid, España)

Persona de contacto / Corresponding author: jmartinez@fcc.es



Figura 1. Vistas generales del puente.
Figure 1. General view of the bridge.

1. INTRODUCCIÓN

El puente conocido como Puente de Serrería durante su construcción, y ahora Pont de l'Assut de l'Or (Figura 1), es un proyecto de Santiago Calatrava que se ubica en la Ciudad de las Artes y las Ciencias de Valencia. Como es habitual en las obras de Calatrava, une la originalidad del diseño arquitectónico con la singularidad estructural: un solo vano atirantado, sin vanos de compensación, con un pylono inclinado, de directriz curva, atirantado en su coronación.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL

El puente forma parte de un diseño arquitectónicamente más amplio, con tramos de acceso por ambos extremos del mismo. En la Figura 2, aunque sea de forma esquemática, se observa la integración de todos estos elemen-

1. INTRODUCTION

The bridge known during construction as Serreria Bridge, and now as Pont de L'Assut de l'Or (Figure 1), is a project of Santiago Calatrava in the City of Arts and Sciences of Valencia. As usual in Calatrava's works it has at the same time architectural originality and structural singularity: a single span, without back spans, with an leaning pylon of curved geometry, stayed at its top.

2. GENERAL DESCRIPTION

The bridge is part of a more general architectural design, with approach spans on both sides of it. In figure 2, although only an outline, we can see all these elements, though the approach spans aren't considered in this article.

The cable stayed bridge, of only one span, has the following elements (Figures 2 and 3):

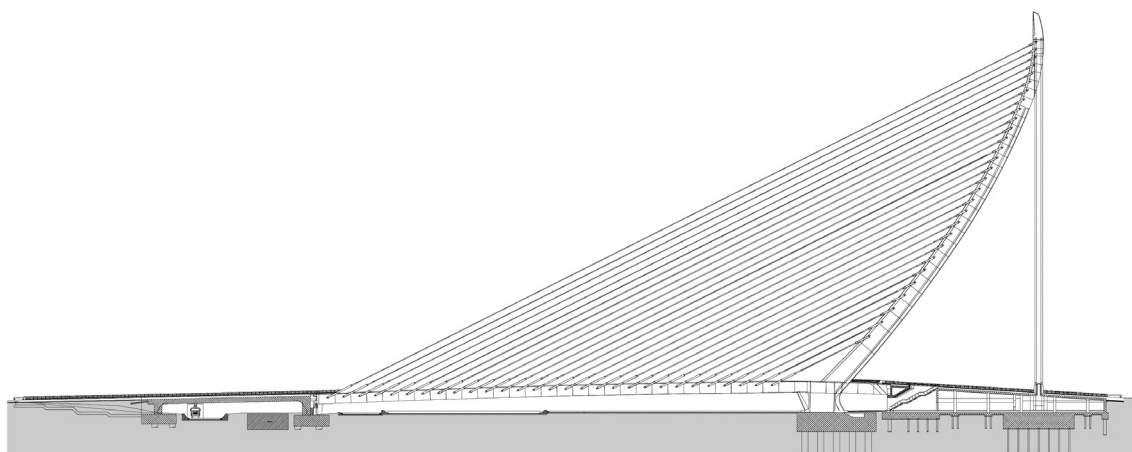


Figura 2. Alzado de puente, vanos de acceso y cimentaciones.
Figure 2. Front view of the bridge, approach spans and foundations.

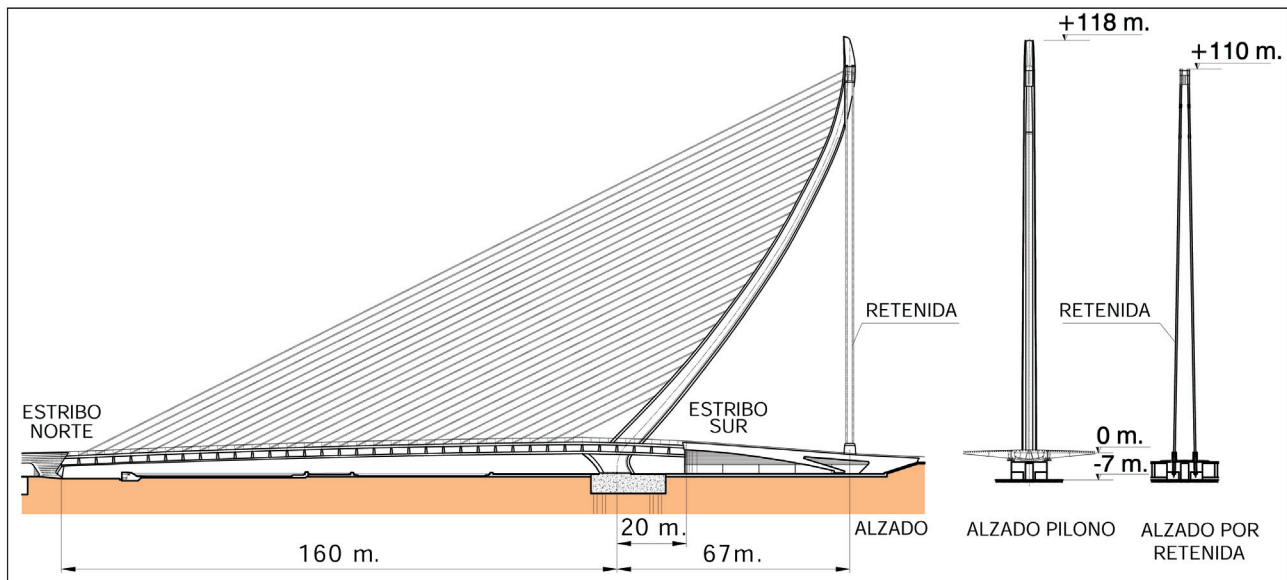


Figura 3. Alzados.
Figure 3. Elevations.

tos, donde los vanos de acceso no son objeto del presente artículo.

El puente atirantado, de un solo vano, está compuesto de los siguientes elementos (Figuras 2 y 3):

- Tablero metálico de chapa ortótropa de 160 metros de luz, cuyo ancho varía entre 35.5 y 39.2 metros, este último en su intersección con el pylon.
- Torre-Pilono metálico, de 125 metros de altura, inclinado, de directriz curva y sección metálica.
- Cables de atirantamiento central del tablero. El número de tirantes es 29.
- Tirantes de retenida que, en número de 4, atirantan el extremo del pylon al hormigón de un contrapeso, que se integra en uno de los vanos de acceso (ver Figura 2).

Sus principales dimensiones, se señalan en la Figura 3.

Funcionalmente este puente da servicio a dos calzadas con tres carriles de circulación cada una, un carril de circulación para un tranvía y un carril peatonal-bici que se sitúa en la zona central del tablero.

3. ESQUEMA ESTRUCTURAL

El conjunto tablero-pilono está empotrado entre sí, uniéndose a su vez con la base que es una gran pieza metálica que, a modo de pila, se empotra en la cimentación (Figuras 4 y 5).

El tablero está apoyado y atirantado en el estribo Norte, opuesto al pylon, con dos barras articuladas tipo biela;

- Steel orthotropic deck with a span of 160 m. Its width changes between 35.5 and 39.2 m, this last value at the crossing with the pylon.
- Steel pylon, with a height of 125m, leaning and with a curved geometry.
- Main span cables. The number of stays is 29.
- Back span stays, in a number of 4, they connects the top of the pylon to the concrete counterweight that forms part of one of the approach spans. (see Figure 2).

The main dimensions are marked on figure 3.

From a functional point of view, the bridge has two carriageways with three lanes each one, one additional lane for a tramway and another for pedestrian and cycle traffic, this last in the middle of the deck.

3. STRUCTURAL LAYOUT

The deck and the pylon are built in between them and also fixed on the base that is a great steel element, like a short pier that's fixed to the foundation. (Figures 4 and 5).

The deck is supported and anchored at the North abutment, opposite to the pylon, with two pinned links; no bearings to take positive reactions are used, instead these link bars can take tension or compression, and with a length of about 4 m can permit the relative horizontal movements between deck and abutment. In this way the difficulty of placing conventional bearings and at the same time anchoring is avoided, because when additionally the horizontal movements are significant the solution isn't easy.

The deck continues after the intersection with the pylon, 20 m towards the nearest abutment (see Figure 5), the South

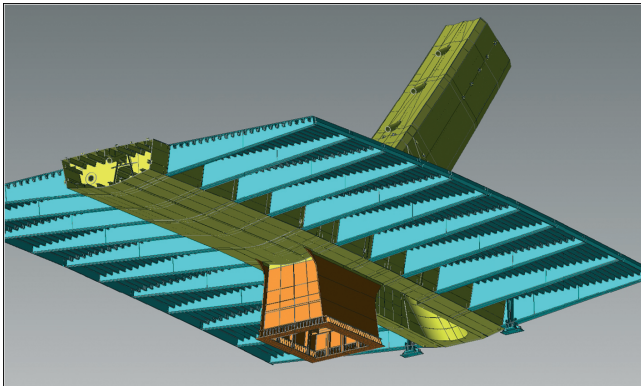


Figura 4. Infografía del tablero, pilono y base: Vista inferior (Horta).

Figure 4. Computer drawing of deck, pylon and pier: Bottom view (Horta)

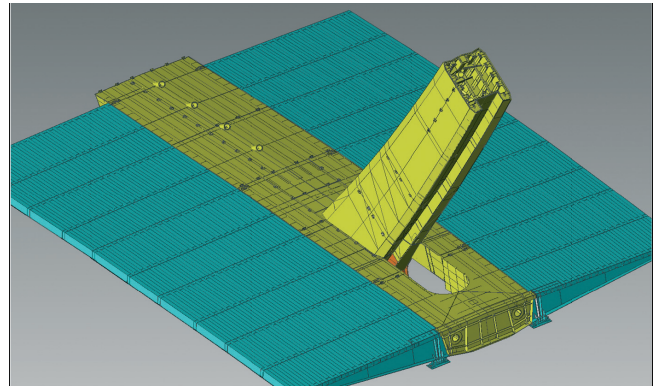


Figura 5. Infografía del tablero, pilono y base: Vista superior (Horta).

Figure 5. Computer drawing of deck, pylon and pier: Top view (Horta)

no se colocan apoyos que tomen las reacciones positivas, sino que se utilizan esas barras que trabajan a tracción o a compresión, y que con cuatro metros de altura permiten los grandes movimientos horizontales del tablero respecto al estribo. De esta forma se evita la complicación de colocar apoyos convencionales y a la vez atirantar, dado que cuando además los movimientos son importantes, no es fácil esa solución.

El tablero continúa más allá de su intersección con el pilono, 20 metros hacia el estribo más cercano (ver Figura 5), estribo Sur, abriéndose en dos cajones independientes para salvar el ancho del pilono: esta pequeña parte de puente es irrelevante a efectos estructurales. Sus apoyos en este estribo, sólo recogen reacciones positivas: se ajusta la reacción en montaje, para que así sea.

El pilono inclinado está atirantado en cabeza a un contrapeso de hormigón, y tiene una directriz curva, correspondiente al antifunicular de cargas que le transmiten los cables de atirantamiento y los de retenida, en el estado de carga permanente. De esta forma el pilono, bajo estas cargas, tiene un trabajo prácticamente de compresión con momentos muy pequeños, aunque bajo las sobrecargas aparecerán momentos que se superponen a los axiales. Al tener el atirantamiento de retenida tanta longitud, y a causa del alargamiento por axil del mismo, éste no ejerce una función de apoyo rígido del extremo del pilono: de ahí la composición de su sección, que más adelante se describirá, en la que se busca aumentar el área de la misma, para reducir ese alargamiento.

4. DESCRIPCIÓN DE LOS DISTINTOS ELEMENTOS

4.1. Cimentaciones

La cimentación del pilono (Figuras 6 y 7) consiste en 20 pilotes de diámetro 2 m. La longitud de los pilotes es de 43 metros y se empotran 6 metros en unas gravas muy compactas que aparecen en profundidad, atravesando unos espesores potentes de arcillas y gravas mediana-

abutment, opening into two box girders to avoid the width of the pylon: this small part of the bridge has no structural contribution. Its supports on the abutment, only take upwards reactions: the reaction is adjusted during the erection to be sure that this happens.

The pylon is stayed on its top to a concrete counterweight, and has a curved axis, the funicular curve of the loads applied to it by the main span stays and the top back stays, under the permanent load condition. In this way the pylon, under these load conditions mainly subjected to axial compression with only small amounts of bending moments, though under live loads it does has to take moments in addition to the axial compression. As back stays are so long, their elongation due to axial tension, may reduce its effectiveness as rigid support of the top point of the pylon: that the reason of its section, that will be later described, in which an objective is an increase of area, to reduce this elongation.

4. DESCRIPTION OF THE DIFFERENT ELEMENTS

4.1. Foundations

The foundation of the pylon (Figures 6 and 7) has 20 piles of 2 m diameter. The length of these piles is 43 meters and they get into dense gravels that are present at that depth 6 m, going through thick layers of clay and medium dense gravels. On top of the piles we have a pile cap of 19x 25 m and a variable depth up to 6 m in the middle. Even with this depth the pile cap had to be prestressed with 20 tendons of 42Ø0.6" due to its overhang.

The counterweight of the back stays of the bridge (Figure 8 and Figure 2) is integrated in the hollow abutment of south approach. The structure of this abutment has a frame of columns with a diameter 1.6 m in a layout of 9.0 x 10.4 m, that support a reinforced concrete slab of 0.5 m depth that takes the loads from the road traffic and the tramway. The four back stays get anchored on this structure by means of 10 tendons of 31Ø0.6" in loops with a radius of 2 m. For taking the pull of the back stays the depth of the foundation slab is increased under its anchoring position, making up a concrete

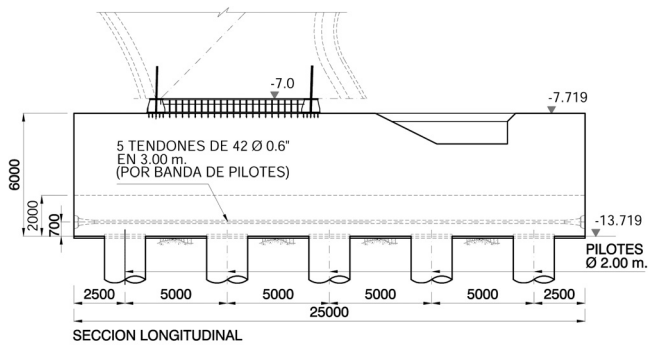


Figura 6. Cimentación de pilono. Sección longitudinal
 Figure 6. Foundation of the pylon. Longitudinal section.

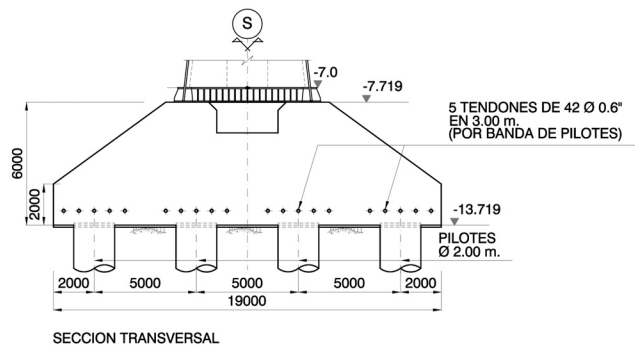


Figura 7. Cimentación de pilono. Sección transversal
 Figure 7. Foundation of the pylon, Transversal section

mente compactas. En coronación de los pilotes se sitúa un encepado de 19x25 m de superficie y canto variable, llegando a ser de 6 m en las secciones intermedias. A pesar del canto del encepado, debido a los vuelos existentes en la cimentación, se postesó el encepado con 20 tendones de 42Ø0.6".

El contrapeso de retenida del puente (Figura 8 y Figura 2) está integrado en el estribo hueco de acceso sur. La estructura de este estribo está formada por un entramado de pilares de 1.6 m de diámetro dispuestos en una retícula de 9 m x 10.4 m, continuación del tablero del puente, que soportan una losa armada de 0.50 m de canto sobre la que circula el tráfico rodado y tranvía. Los cuatro cables de retenida se anclan a esta estructura mediante un sistema de pretensado formado por 10 tendones 31Ø0.6" dispuestos en bucle con un radio de 2 m. Para equilibrar el tiro de los cables de retenida se aumenta el canto de la losa de cimentación del estribo bajo su anclaje, generando un contrapeso de hormigón de 40 m x 22.5 m x 5 m. El conjunto del estribo descansa sobre un estrato de arcillas muy blandas susceptibles de importantes asentamientos de consolidación que haría colgar el contrapeso, del pilono. Para evitarlo, esa losa de contrapeso se apoya sobre 84 pilotes prefabricados de

counterweight of 40 m x 22.5 m x 5 m. The abutment as a whole elements lays on top of a layer of very soft clays that are prone to significant settlements, with these the counterweight would hang from the pylon. To avoid it, the slab is supported by 84 prefabricated concrete piles of 0.4x 0.4 m, with a layout of 3.25x3.25 m, that get into a layer of dense gravel about 15 m below.

4.2. Deck

The deck has a span of 160 m, if we consider the distance between the support on the furthest abutment and the axis of the pier though because its great dimension, it has a span of 150 m from its face to the support on the abutment. The total length is 180 m (see Figure 3).

The cross section of the deck, from the pier to the North abutment, is a trapezoidal box girder of constant depth and a cantilever on each side, all of them of steel (Figure 9).

The steel used, in accordance with nomenclature of previous edition of EN10025 is S355J2G3 for thickness below 60mm and S355K2G3 when the thickness is greater.

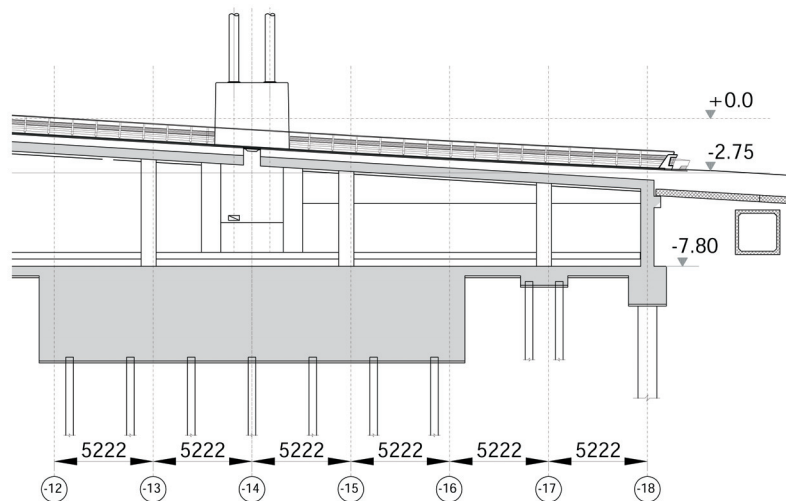


Figura 8. Contrapeso de retenida.
 Figure 8. Counterweight of back stays.

hormigón, de 0.4 m x 0.4 m de sección, dispuestos en retícula de 3.25 m x 3.25 m, y empotrados en un estrato de gravas densas a unos 15 m de profundidad.

4.2. Tablero

El tablero tiene una luz de 160 m, si se considera la distancia desde el apoyo en el estribo más alejado de la pila, al eje de la misma, aunque por la gran dimensión de la pila, tiene 150 m desde el borde de la misma hasta el apoyo en estribo. La longitud total es de 180 m (Ver Figura 3).

La sección del tablero, desde pila al estribo Norte, opuesto, está formada por un cajón unicelular trapecial de canto constante y unas ménsulas a ambos lados, todos ellos metálicos (Figura 9).

El acero que lo forma, es, con nomenclatura de la anterior versión de la norma EN 10025, S355J2G3 para espesores menores de 60 mm y S355K2G3 para espesores superiores a este.

Las dimensiones generales de cajón y ménsula, a lo largo del tablero, se definen en la Figura 10.

Las dimensiones del cajón (Figuras 10 y 11) son ligeramente variables, disminuyendo las mismas desde el pilono al estribo opuesto, Norte: canto entre 2.9 y 3.3 m, ancho inferior 4.8 a 8.4 m y ancho superior entre 5.8 m y 9.4 m. Las variaciones en el ancho superior e inferior son debidas a que el cajón se va abriendo al acercarse al pilono, para evitar la pérdida de ancho útil en su intersección con el mismo. Aunque bien es verdad que se podría haber dado un ancho uniforme a este cajón, coincidente con el máximo necesario, el diseño arquitectónico requería lo descrito.

Su ala inferior es curva en su zona central y recta en los laterales y tiene un espesor tipo de 30 mm en la mayor parte del tablero, aunque llega a 50 mm en la zona de intersección con el pilono. Está rigidizada por perfiles en T, armados, con separación del orden de 1200 mm, que pasan a través de los diafragmas (Figura 11).

Las almas tienen un espesor habitual de 22 mm, aunque alcanzan los 30 mm en zonas de estribo y encuentro con

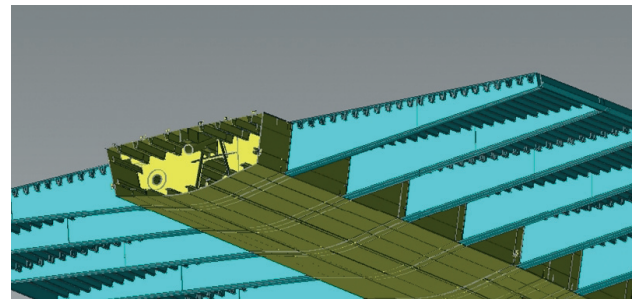


Figura 9. Infografía de composición del tablero (Horta).
Figure 9. Computer drawing of deck (Horta).

The general dimensions of the box girder and the cantilevers, along the deck are defined on Figure 10.

The dimensions of the box girder (Figures 10 and 11) are slightly variable, they reduce from the pylon towards the opposite abutment: the depth varies between 2.9 and 3.3 m, the bottom width between 4.8 and 8.4 m and the top width between 5.8 and 9.4 m. The changes in top and bottom width are due to the opening of the box girder as it approaches the pylon, to avoid losing section in the crossing with it. Although a uniform cross section could have been given to this box girder, the biggest dimension, the architectural design required what has been described.

The bottom flange is curved in the central part and straight on the laterals and has a thickness of 30 mm in nearly the whole deck, though it gets to 50 mm in the intersection with the pylon. It's stiffened by welded T sections with an average spacing of 1200 mm, that go through the diaphragms (Figure 11).

The webs have a typical thickness of 22 mm, and get to 30 mm near the abutments and the pylon and also have welded T stiffeners that go through the diaphragms.

The top flange of the box girder is part of the orthotropic deck, though with a greater thickness of the plate due to its work as top flange of the box and because it's subjected to local introduction of the forces from the stays. Its typical thickness is 22 mm. This flange is stiffened by closed section stiffeners with a depth of 350 mm and 10 mm thick, with a spacing variable due to changing width of the flange, with a typical value of 800 mm between axes. On top of the flange, over the plate, a small concrete slab is the pedestrian walkway: this is the rea-

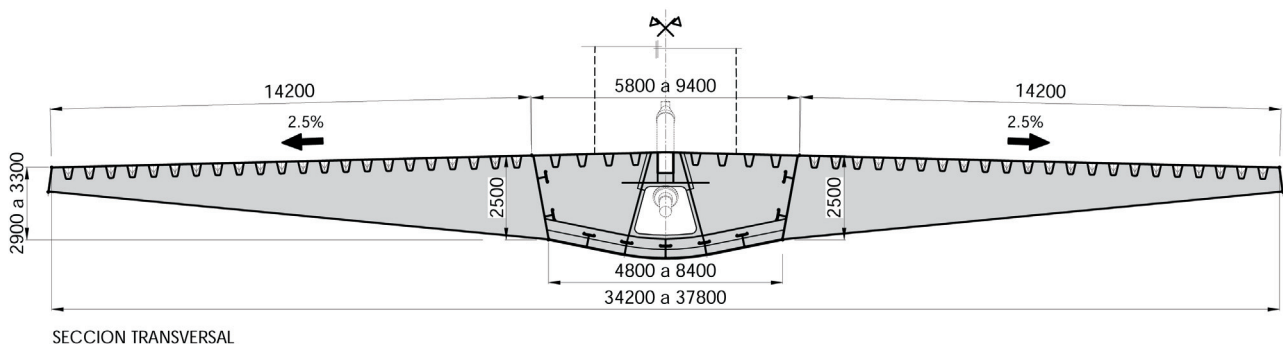


Figura 10. Sección transversal tipo.
Figure 10. Typical cross section.

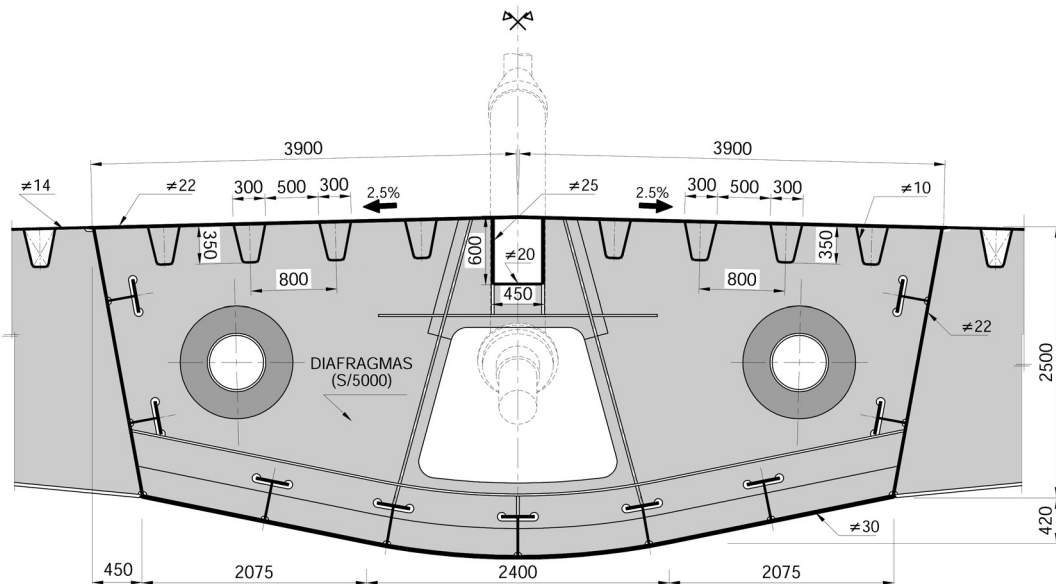


Figura 11. Sección tipo del cajón central unicelular.
Figure 11. Typical cross section of box girder.

el pilono. También llevan rigidización en T, que atraviesan los diafragmas.

El ala superior del cajón, forma parte del tablero ortótropo, aunque con mayor espesor de chapa por su trabajo como ala superior del cajón, y por estar sometida a los esfuerzos concentrados de los tirantes. Su espesor habitual es de 22 mm. Esta ala está rigidizada por bulbos de chapa plegada de canto 350 y espesor 10 mm separados a distancias variables por el cambio de ancho de ala, y en la sección media a unos 800 mm entre ejes. Sobre el ala superior, con un recrecido de hormigón, se sitúa el paso peatonal: por ello, esta zona del cajón no tiene posibles problemas de fatiga en su chapa ortótropa. Este aspecto y sobre todo las fuertes cargas concentradas que introducen los cables en los diafragmas, llevó a diseñar los bulbos de esta zona, no continuos sino interrumpidos en los diafragmas para que estos no tuviesen aligeramientos, soldados a tope contra la chapa de diafragma, inspeccionando las soldaduras bulbos-diafragmas al 100% para evitar fisuración en la soldadura por el embridamiento que se produce, que dificulta la retracción de la soldadura.

En esta misma ala superior, en su zona central, se sitúa un pequeño cajón de 600x450 mm, que es el que recibe, a través de un tubo donde se ancla el tirante, la carga concentrada de los tirantes (Figuras 12 y 13: en esta última se ha eliminado la chapa ortótropa de piso). La componente horizontal la transmitirá este cajón a la chapa superior del tablero o chapa ortótropa de piso, y la componente vertical, al diafragma correspondiente.

Los diafragmas (Figuras 12 y 13), se sitúan cada 5 metros que es la separación de los tirantes. Están situados en la vertical del punto de intersección del eje del tirante con el ala superior del cajón. Es una chapa de 20 mm, con un paso central para paso de hombres y equi-

son of why no fatigue problems can happen in this part of the box girder. What has been previously mentioned together with the need of taking the high forces from stays by the diaphragms, made us design closed stiffeners fitted between the diaphragms and not passing through them, so they didn't have openings. The welds of the stiffener against the diaphragms were 100% inspected to avoid any cracking in the weld due to the restrained condition in which it takes place, that doesn't allow the free shrinkage of the weld metal as it cools.

In this top flange, in the middle, we have a small box section of 600x450mm, which takes by means of a tube where the stays are anchored, the forces from the stays (Figure 12 and 13: in this last one the plate of the orthotropic deck is omitted).

The horizontal component of this force is taken by the box section to the top plate of the deck, orthotropic deck plate, and the vertical component by the diaphragm there positioned.

The diaphragms (Figure 12 and 13), have a spacing of 5 meters in correspondence with the spacing of stays. They are placed in the vertical of the crossing of the axis of the stay with the top flange of the box girder. They are made of a 20 mm plate with a central opening for access for maintenance and for the equipment required for stressing, and two circular openings for equipment; the central opening is stiffened and the circular ones are reinforced by adding some plates

From the pylon towards the south abutment the central box becomes, as already mentioned (see figures 4 and 5), two smaller box sections with similar typology to that of the single box girder (Figure 14). The spacing of closed stiffeners is also big, because its flange supports only the pedestrian walkway.

On both sides of the central box girder we have a great constant cantilever of 14.2 m (Figure 15). It has a depth of 2.5 m

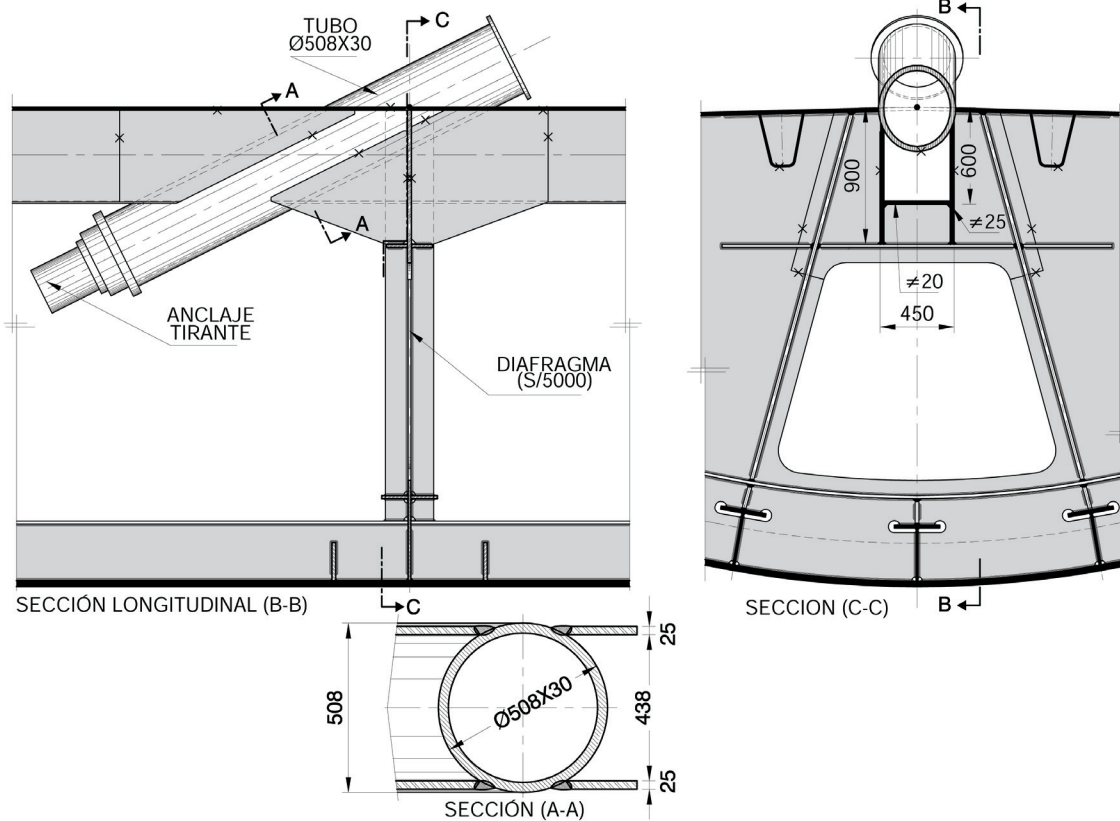


Figura 12. Anclaje de tirantes en el cajón central.
Figure 12. Anchorage of stays in the central box section.

pos de inspección y tesado, y dos pasos circulares para instalaciones; se rigidiza el paso central y se refuerzan con chapas adosadas, los circulares.

Desde el pilono hasta el estribo Sur, el tablero se convierte, como ya se ha señalado (Ver Figuras 4 y 5), en dos pequeños cajones de tipología similar al cajón único (Figura 14). La separación de bulbos es también grande, por pertenecer su ala superior a la zona peatonal.

De ambos lados del cajón central, salen unas grandes ménsulas de longitud de voladizo constante de 14.2 m (Figura 15). Tienen un canto, en su unión con el cajón central, de 2.5 m, que va variando hasta 0.7 m en el extremo de la ménsula, con un alma de espesor 15 mm en la zona más exterior y 20 mm, en la cercana al cajón. Su ala inferior, de espesor 30 mm, tiene un ancho variable de 400 a 800 mm. El ala superior es la chapa ortótropa, y dado que esta zona soportará el tráfico, se cuidaron al máximo los detalles que minimicen los riesgos de futuras fisuras de fatiga (ver [1]). La chapa de piso tiene un espesor de 14 mm, y los bulbos trapeciales que la rigidizan, formados con chapa de espesor 10 mm (excepto en la zona bajo el tranvía, que tienen espesor superior) tienen un canto de 350 mm, un ancho en su unión con la chapa de piso, de 300 mm, y una separación entre ejes de los mismos, de 630 mm. Quedan pues en la chapa de piso, unas luces de 300 y 330 mm.

Respecto a los espesores de la chapa ortótropa necesarios para evitar fisuras por fatiga, se han endurecido

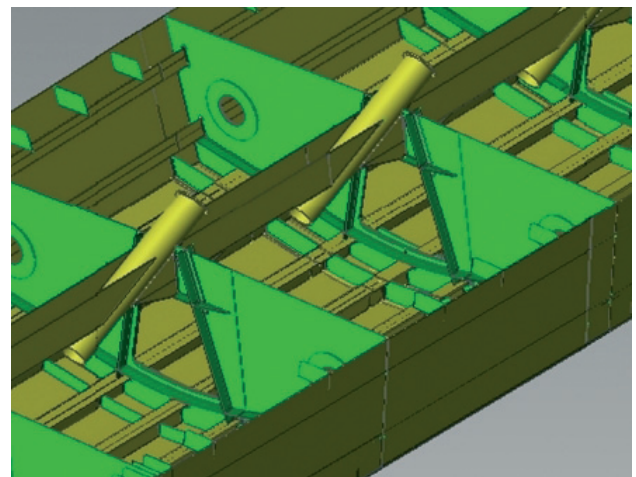


Figura 13. Infografía de detalle de anclaje de tirantes (Horta).
Figure 13. Computer drawing. Anchorage of stays detail (Horta)

in its connection to the box girder and 0.7m at its tip, with a web of 15 mm in the outer part and 20 mm near the box girder. Its bottom flange has a thickness of 30 mm, with a width that changes between 400 and 800mm. The top flange is the orthotropic deck, and as in this part it will have to support traffic, load detailing has to be cared for to minimize the risk of future fatigue cracks (see [1]). The deck plate thickness is 14 mm, and the closed section stiffeners that stiffen it have a thickness of 10 mm (except in the part below the tramway where they have a bigger thickness) with a depth of 350 mm, their top width in connection with the deck plate is 300mm,

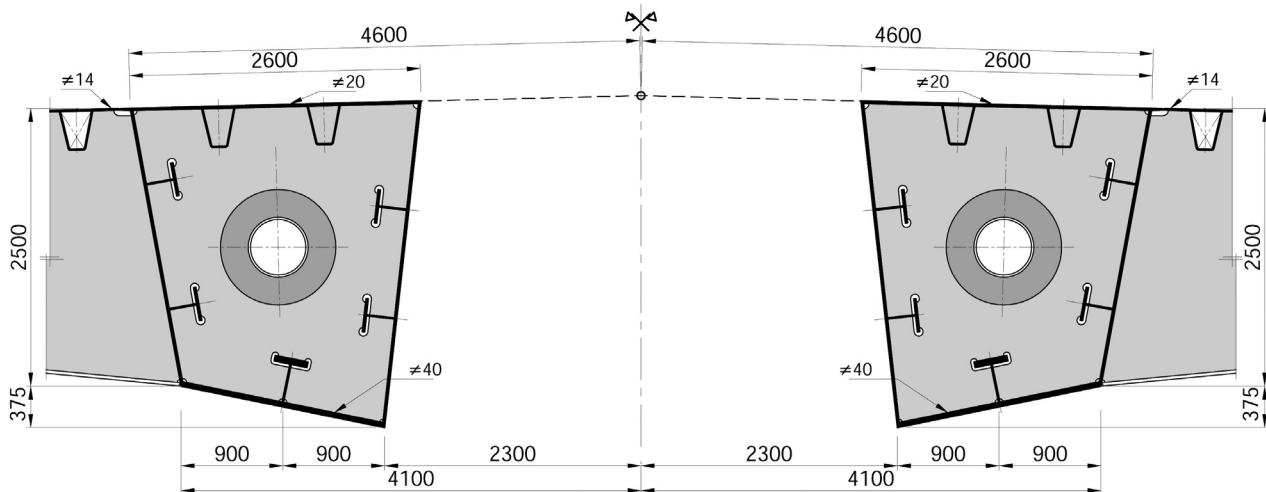


Figura 14. Sección entre pilono y estribo sur.
Figure 14. Cross section between the pylon and the South abutment

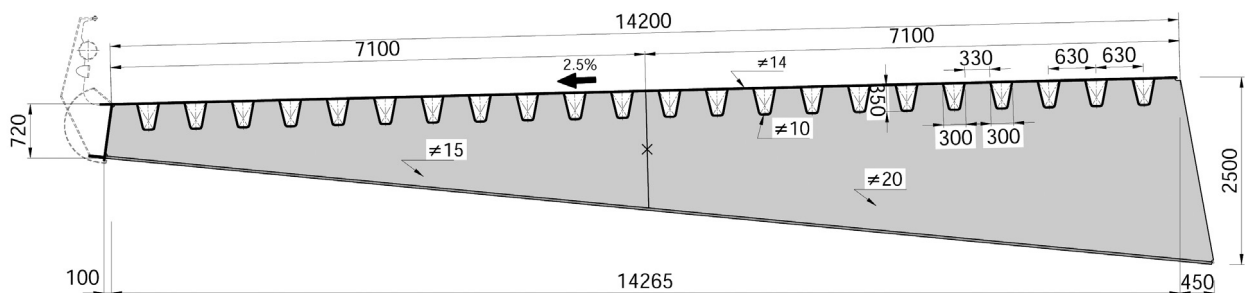


Figura 15. Alzado de ménsula lateral.
Figure 15. Front view of lateral cantilever.

los requisitos de las recomendaciones de la parte de puentes metálicos del Eurocódigo 3: tradicionalmente, antes de los Eurocódigos, se pedían 12 mm para evitar las fisuras por fatiga, en la versión experimental (pre-norma europea) del Eurocódigo [2], que se aplicó a este puente, se pedía un espesor mínimo de 14 mm, para espesores de pavimento entre 40 y 70 mm, y en la norma definitiva editada muy recientemente y aún no traducida por Aenor, EN 1993-2 :2006 [3], que anula la anterior, aumentan la recomendación de espesor de la chapa de piso a 16 mm, para el mismo caso de espesor de pavimento. En el caso que nos ocupa el pavimento tiene un espesor considerado en proyecto, entre 40 y 60 mm.

Los bulbos son continuos al paso por el alma de la ménsula, y el detalle de paso se efectúa con soldadura "todo alrededor" del bulbo (Figura 16), detalle admitido por el Eurocódigo. En [1], se explican más detalladamente los motivos por los que se considera preferible este tipo de paso frente a otros quizá más habituales en otros países: al no ser necesario rebordar la soldadura a través de huecos en las chapas, permite una mayor facilidad de construcción y mejor tolerancia a los defectos.

and they have a spacing between axis of 630 mm. So we have spacing of supports for the deck plate of 300 and 330mm.

About the minimum thickness of the deck plate of an orthotropic deck, needed to avoid fatigue cracking, the requirements of the recommendations of the part of Eurocode 3 devoted to steel bridges have got tougher: the common practice, before Eurocodes, a 12 mm plate was used to avoid fatigue cracking. In the experimental version (European prestandard) of the Eurocode [2], that was used in this bridge, 14 mm were required when the asphalt layer was between 40 and 70mm, and in the final version, just published and not yet translated by Aenor, EN 1993-2 :2006 [3], that supersedes previous ones the recommendation increases the thickness of the deck plate to 16mm, for that thickness of asphalt. In our case the thickness of asphalt considered in the project was between 40 and 60mm.

The closed sections stiffeners pass through the web of the cantilevers, and the detail is without cope holes and welded all around (Figure 16), as allowed by Eurocode. In reference [1], we can find a more detailed reasoning of why we prefer this type of solution instead of others that are perhaps more frequent in other countries: as no returns of the welds through the cope holes are needed, there are less possible origins for notches and the fabrication is less sensible.

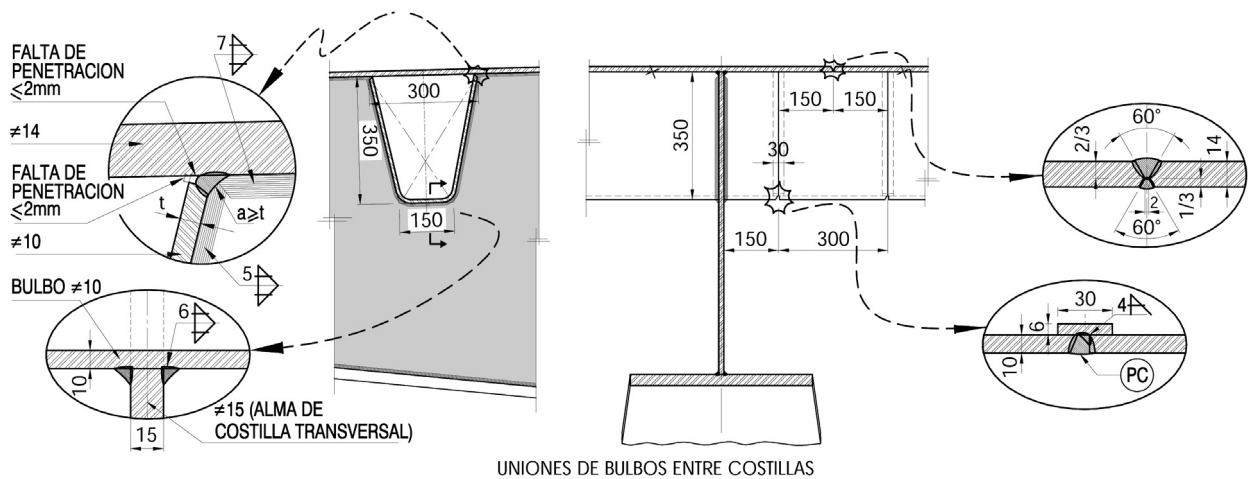


Figura 16. Detalles tipo de chapa ortótropa.
Figure 16. Typical details of orthotropic deck.

También se siguió el Eurocódigo en lo referente a los detalles de la unión de bulbos y a la soldadura de empalme de chapa de piso (Figura 16), disponiendo estos empalmes, cercanos al alma de las costillas.

4.3. Pilonó

Está formado por una sección cajón metálica poligonal, de directriz curva, y de canto y ancho variable, según Figura 17, fuertemente inclinado, comenzando con un ángulo de 40° en su intersección con el tablero y llegando vertical en su coronación, donde le atacan los cables de la retenida. A medida que se sube en altura, van disminuyendo las dimensiones de la sección. Como ya se ha comentado, su directriz se adapta al antifunicular de las cargas de los tirantes y los cables de retenida en su coronación, de forma que ante las cargas permanentes, todo el pilono está trabajando fundamentalmente a compresión, con momentos muy reducidos.

Los espesores de sus chapas, varían entre 40 y 80 mm, y la calidad del acero es S460 N, para espesores inferiores a 60 mm, y S460 NL para espesores superiores: dado que el acero de estas calidades no es de inmediato suministro, sino que se requiere su fabricación bajo pedido, se utilizó muy pequeña gama de espesores y se completó el área necesaria con los rigidizadores longitudinales en T, a base de chapas armadas: en este caso, por tanto, los rigidizadores muchas veces tienen como misión principal aportar área a la sección, más que colocarlos por necesidad de evitar la abolladura de las chapas exteriores, que tienen espesores muy fuertes y/o recoger las tensiones de curvatura. Las soldaduras longitudinales de la sección, que tiene numerosos quiebros, son de penetración parcial, ya que estructuralmente no es necesaria la penetración completa como suele suceder en casi todos los cajones, con lo que se produce una notable disminución de soldadura.

Debido a la curvatura de sus alas (chapas por donde entran los cables, y las opuestas) es necesaria una fuer-

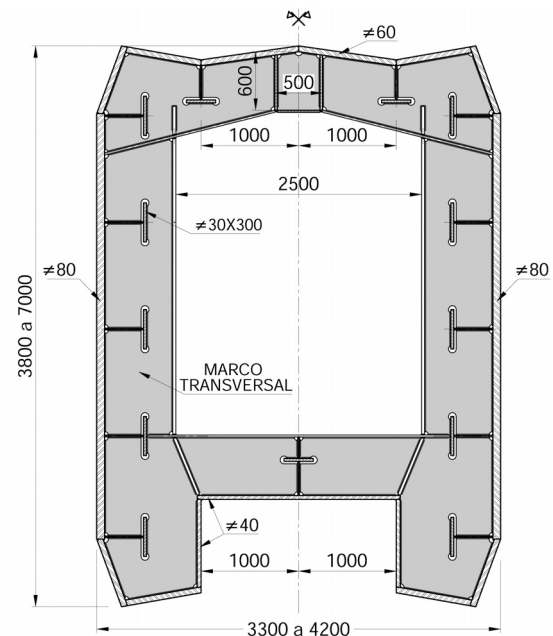


Figura 17. Sección tipo de pilono.
Figure 17. Cross section of pylon.

Details of connection of the stiffeners and splices of deck plate (Figure 16) were also done in accordance with recommendations of Eurocode, and these connections were located near the web of the cantilevers.

4.3. Pylon

Its cross section is a polygonal box of curved axis, with variable height and width, in accordance with Figure 17, with an important inclination, that it starts with 40° at the intersection with the deck and gets to be vertical at the top, where the back stays are anchored. As we get up the dimensions of the cross section are reduced. As already mentioned, the axis is the funicular curve of the forces introduced by the main stays and the back stays, so under the permanent loading condition the whole pylon is under axial compression with only minimal bending moments.

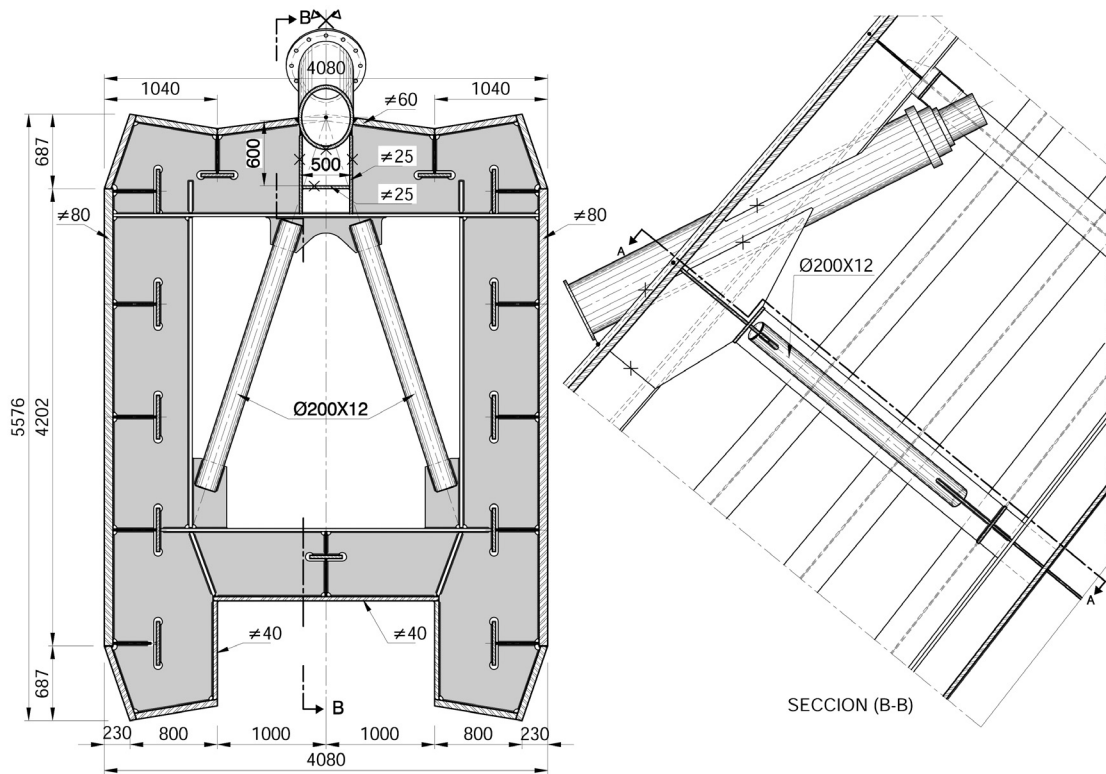


Figura 18. Anclaje de tirante en pilono.
Figure 18. Anchorage of cable in the pylon.



Figura 19. Unión retenida-pilono.
Figure 19. Connection between back stays and pylon.

te rigidización transversal que recoja las cargas de desvío de las tensiones longitudinales, también formados por T de chapa armada, separados del orden de 3 metros. En una de sus caras entran los cables de atirantamiento (Figura 18), con separación entre ellos variable

The thickness of plates are between 40 and 80 mm, and the quality of steel is S460 N, for thickness under 60 mm, and S460 NL for higher thickness: as material with this quality isn't of immediate delivery, we only used a small range of plate thicknesses, and the required area was completed with longitudinal welded T stiffeners: in this case the stiffeners have as main task that of providing area, besides stiffening the surface plate, that are quite thick and also to take account of radial forces due to curvature of them. The longitudinal welds of the cross section, that has quite a lot of corners, are partial penetration as complete penetration isn't needed from a structural point of view as it usually happens in compressed box sections, and in this way the volume of welding is clearly reduced.

Due to the significant curvature of the flanges (plate through which the stays get in and the facing one) a strong transversal stiffening is needed to take the deviation forces. This stiffening with a spacing of about 3 m is also made of welded T sections. The stay cables (figure 18) get in through on of the faces, with a variable spacing as cables are parallel and the pylon has a changing slope, the transference of the forces of the cables to the cross section of the pylon is managed in a similar way as done in the deck (Figure 12 and 13): a tube is used for anchoring the cable. The component perpendicular to the axis is transmitted trough the transverse frame and the tangential component to the axis by means of a small welded box section connected to the surface plate of the pylon.

On the top of the pylon the back stays are anchored (Figure 19). This detail can't be seen, as an architectural piece is placed over it.

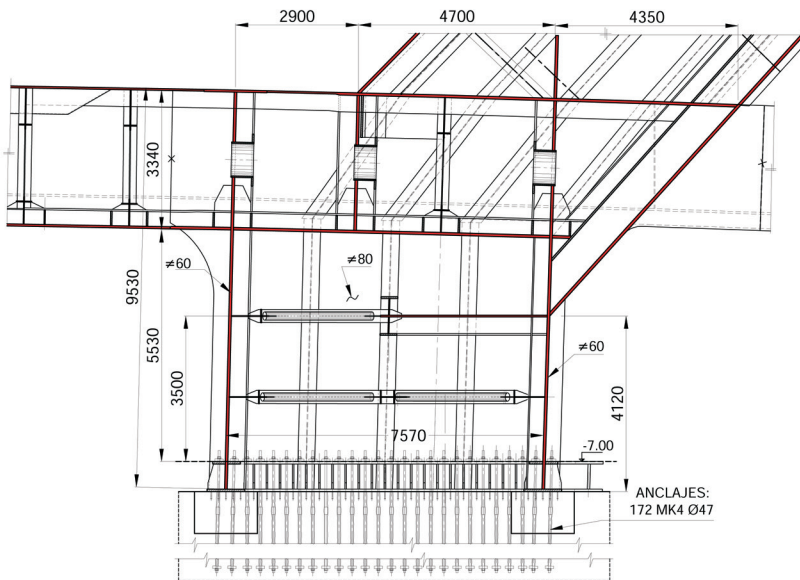


Figura 20. Sección longitudinal del nudo Tablero-Pilono-Base.
Figure 20. Longitudinal section of Deck-Pylon-Pier connection.



Figura 21. Base.
Figure 21. Pier.

debido a que los cables son paralelos entre sí, y la torre es de directriz curva e inclinada: la transmisión de la tensión de los cables al pilono, se efectúa con un detalle igual al del tablero (Figuras 12 y 13): un tubo metálico recoge toda la tracción del tirante y transmite su componente perpendicular a la directriz del pilono, al marco transversal y su componente según la directriz, a un pequeño cajón de chapa armada, soldado al ala del pilono.

En su extremo superior se anclan los cables de la retenida (Figura 19). Este detalle no queda visto, ya que se colocan unas chapas en coronación de carácter arquitectónico.

Para el cálculo en segundo orden del pilono, se consideraron las imperfecciones fuera del plano de los tirantes, y en el plano de los tirantes. En el plano de los tirantes, se consideraron los dos primeros modos de pandeo: al ser de sección variable y curva su directriz, si se considerase solamente un modo de pandeo, existirían secciones en las que no se amplificarían los momentos. En el caso del pilono al tener con las cargas permanentes momentos muy pequeños en un cálculo en primer orden, es importante la influencia de las imperfecciones en segundo orden que producirán flexiones procedentes del axil, y considerar las tensiones de esas flexiones.

4.4. Base

Es la gran pieza metálica (Figuras 20 y 21) que integra con el nudo pilono-tablero (Figuras 4 y 5), lleva los esfuerzos a cimentación. La dificultad de esta pieza proviene de las secciones con formas complejas, que acometen a ella: el cajón del tablero, con su ala inferior curva, y el pilono con sección muy poligonal. Las chapas que lo forman son chapas de 60 y 80 mm, rigidiza-

In the second order calculations of the pylon, imperfections in the plane of the cables and out of the cables were allowed for. In the plane of the stays the two first modes were considered: as it's a variable section if we only considered one mode there would be sections with small or even no additional moments. As the pylon under the permanent loading condition has very small bending moments, it's quite important that the imperfections induce moments that can be then increased by second order effects.

4.4. Base /Pier

It is a great steel element (figures 20 and 21) that together with the connection between deck and pylon (Figures 4 and 5), transfers the forces to the foundation. The main difficulty of this piece comes from the geometry of the cross sections of the elements that join in it, the box girder of the deck, with a curved bottom flange, and the pylon with a polygonal cross section. Its plates have thickness of 60 and 80 mm, heavily stiffened, all in steel S460NL. This great element is fixed to the foundation by means of 172 bars of 47mm and 950 N/mm² yield stress covered with Densoplast to avoid adherence with the surrounding concrete during stressing. The force is anchored by an end plate. They prestressing force is 1050 kN. A final architectural shape is given with additional non structural plates.

The total weight of the steel structure of the elements described, deck, pylon and pier is about 5600 T.

4.5. Deck Stays

The bridge has 29 stays with the harp system, and angle to the horizontal of 26°. The cable system is BBR HiAm Cona from BBR-PTE (Spain), that was delivered and erected them. Each strand of 0.6" has its wires galvanized and wax protec-

das, en calidad S460NL. Esta gran pieza, se ancla a la cimentación, con 172 barras MK4 de 47 mm de diámetro, de límite elástico 950 N/mm², recubiertas de Densoplast para evitar la adherencia con el hormigón, y con una chapa en su extremo, para poderlas tesar a 1050 kN. La forma arquitectónica final se le dio con unas chapas adicionales.

El peso total de los tres elementos metálicos descritos, tablero, pilono y base, es de 5600 ton, aproximadamente

4.5. Atirantado

El puente tiene 29 tirantes, situados en arpa, con una inclinación de 26° respecto a la horizontal. El sistema es BBR HiAm Cona de la empresa BBR-PTE (España), que también los instaló. Cada cordón de 0.6" tiene sus alambres galvanizados, y está protegido con cera en una vaina coextruida de HDPE (polietileno alta densidad). Los anclajes de los tirantes, son aptos para un rango de tensiones de 300 MPa, y han sido homologados según [8]. Los anclajes activos se diseñaron para un ajuste entre 30 mm (tesado) y -70 mm (destesado).

Los 6 tirantes más cortos (tirantes 1 a 6) están compuestos por 31 unidades de 0.6", los tirantes 7 a 20, 61Ø0.6", el 21, 55Ø0.6", el 22, 49Ø0.6", el 23, 43Ø0.6", y los tirantes 24 a 29, los más largos, 31Ø0.6". La vaina exterior es de HDPE de color de acabado blanco, con doble hélice exterior para el fenómeno de vibraciones "rain-wind". En cuanto al diámetro exterior la idea inicial era, por motivos estéticos, que todas tuviesen el mismo diámetro. No obstante, por causas aerodinámicas que más adelante se explican no fue así, aunque son sensiblemente iguales: Los tirantes 1 a 6 tienen una vaina interior de HDPE negro de Ø180 mm y una vaina exterior de Ø225 mm; Los tirantes 7 a 23 una vaina Ø225 mm, y los más largos y alejados del campo visual, tirantes 24 a 29, su vaina es Ø180 mm.

El anclaje activo se sitúa en el tablero. En los anclajes de los tirantes sensibles a vibraciones, 7 a 29, se colocan amortiguadores en el anclaje del tablero, que hacen también la función de centrador que reduce las tensiones en el anclaje por las variaciones en las curvaturas de los cables, colocando centrador de neopreno en el anclaje del pilono. En los tirantes 1 a 6, los más cortos, se coloca únicamente centrador de neopreno tanto en el anclaje del tablero como en el del pilono.

4.6. Retenida de pilono

La retenida, o atirantamiento del extremo del pilono, lo forman 4 grandes elementos tubulares, paralelos en la vista en alzado del puente, separados 1.9 metros, y que, por motivos aerodinámicos, se abren ligeramente en la vista longitudinal, partiendo de 2 m en coronación, a 6 m en cimentación (ver Figura 3).

ted in a coextruded sheath of high density polyethylene. The anchorages of the cables have an effective category of 300MPa and have been tested / accepted in accordance with [8]. The active anchorage provides and adjustment of 30mm for stressing increase and -70 mm for stressing decrease.

The 6 shorter stays (stays 1 to 6) have 31 strands of 0.6", stays from 7 to 20 have 61 strands, number 21 has 55Ø0.6", number 22 has 49Ø0.6", number 23 has 43Ø0.6", and stays 24 to 29, the longest have 31Ø0.6". The common pipe is HDPE of white colour with double helical ribs against rain-induced vibrations. For aesthetic reasons the idea was to have only single size on pipe for all stays. But due to aerodynamic reasons that will be later detailed it was not possible, though they are quite similar: stays 1 to 6 have and inside pipe of Ø180 mm and an outside one of Ø225 mm; stays 7 to 23 have a pipe of Ø225 mm, and the longest and furthest from sight, stays 24 to 29 have a pipe of Ø180 mm.

The active anchorage is at deck level. In the anchorage of stays sensible to vibrations, 7 to 29, dampers are provided in the deck anchorage, they also are used as guide deviators for reducing the bending stresses in the anchorage position due to angle changes of the stay. In the shortest stays 1 to 6, the damper isn't needed and only guide deviators are provided in both deck and pylon anchorages.

4.6. Back stays of the pylon

The back stays of the top of the pylon is provided by 4 big tubular elements, parallel in a side view, with a spacing of 1.9 m, and that due to aerodynamic reasons are slightly sloped in a front view, with a spacing that starts in 2 m at the top and ends in 6 m at the foundation level (see Figure 3).

The length of these back stays between the pylon anchorage and the foundation one is 115 m, and the active anchorage is at the top of the pylon.

Each of the four stays has a prestressing tendon of 85Ø0.6", individually sheathed strands, the same as those of the stays, with the BBR HiAm Cona system from BBR-PTE, and a structural tube of 508 mm and a thickness of 36mm in S460 NL. The reason for this combination isn't only resistance, but mainly the need to provide them with axial stiffness, the elastic elongation of the stay should be as small as possible: in this way the bending moments that could be induced on the deck and the pylon by this elongation are reduced.

Due to their erection sequence and as no windows could be provided on the tubular section, to avoid fatigue sensible welding details in a high strength material, it was very difficult to place elements that could assure a separation between the prestressing strands and the tubular section so they would move as a single body against vibrations. Another condition was that strands should be replaceable, so finally each stand was placed in an individual smooth HDPE sheath, and the space between them and the steel tube was filled with cement grout.

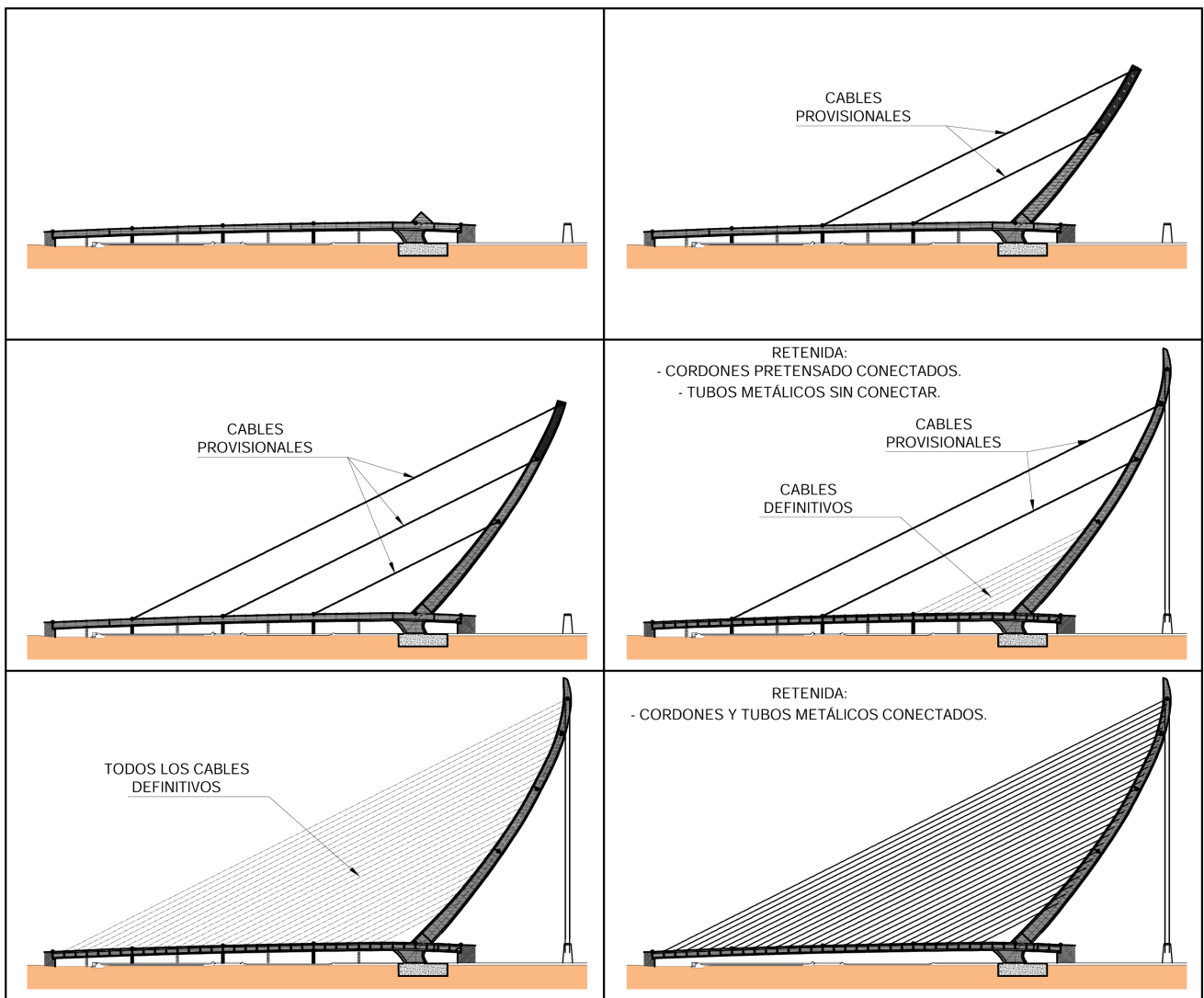


Figura 22. Esquemas del sistema constructivo.
Figure 22. Erection procedure plan.

La longitud entre el anclaje en el extremo del pilono y el anclaje en el contrapeso de hormigón es de 115 metros. El anclaje activo se sitúa en el extremo del pilono.

Cada uno de estos cuatro tirantes está compuesto por unos cordones de pretensado, 85 unidades de 0.6" auto-protegidos, igual que los de los tirantes, con el sistema BBR HiAm Cona de la empresa BBR-PTE, y un tubo exterior de 508 mm de diámetro y 36 mm de espesor de acero S460 NL. El motivo de esta composición, no es solo por la resistencia de estos tirantes, sino por dotarles de rigidez de modo que el alargamiento elástico de los mismos sea lo más pequeño posible: así se consigue reducir los momentos que podrían aparecer en el pilono y en el tablero, debido al alargamiento elástico de este sistema.

Debido al sistema constructivo y por motivos resistentes, dado que no se podían dejar ventanas en los tubos metálicos para evitar detalles sensibles a la fatiga en los mismos, por su elevado límite elástico, era muy complicado colocar separadores entre los cordones de pretensado y el tubo exterior, para que formasen un único ele-

The steel tube was provided with a helical steel rib as a measure against rain-induced vibrations, and near the bottom anchorage, the passive one, a friction damper was installed in each stay. Guide deviators, are provided at the top and bottom anchorages.

5. ERECTION PROCEDURE

The erection procedure is illustrated in Figure 22.

The construction works start with the erection of the pier, then proceeds with the deck, and when the erection of the deck is well on its way erection the pylon starts. The deck hasn't any camber but the pylon does.

The pier, due to the thickness of its plates that would result in too heavy units was taken to site in several parts and then welded in situ. In Figure 23 we can see the connection joint between the pier and the pylon with the two box girders of the deck near the south abutment.

In the deck itself, first the central box girder is erected, it was taken to site due to transport reasons in two segments, when

mento estructural frente a las vibraciones. Como, por otra parte, se buscaba la posibilidad de sustitución de cada cordón, se enfundó cada uno de ellos en una vaina de HDPE lisa, y se inyectó el espacio entre estas vainas y el tubo metálico, con mortero de cemento.

Al tubo exterior metálico se le adosó una hélice metálica para evitar vibraciones por el fenómeno "wind-rain". Cercano al anclaje inferior, pasivo, se coloca un amortiguador de fricción a cada tirante, y se dispone también de centrador de neopreno. En el anclaje superior en el pilono, solo se dispone de centrador.

5. SISTEMA CONSTRUCTIVO

El esquema general es el señalado en la Figura 22.

La construcción comienza por el montaje de la gran base metálica, se sigue con el tablero y, cuando está sensiblemente avanzado el tablero, se comienza la construcción del pilono. El tablero no tiene contraflechas de ejecución, pero sí las tiene el pilono.

La base, por el fuerte espesor de sus chapas que producían elementos muy pesados, se transportó en piezas a obra, para soldarlas in situ. En la Figura 23 se observa el nudo de unión de esta base con el pilono y los dos cajones del tablero de la zona cercana al estribo Sur.

En cuanto al tablero, se monta en primer lugar el cajón central, que va partido longitudinalmente para su transporte, y una vez terminado este cajón, se montan las partes laterales en ménsula: en la Figura 24, se observa las fases de formación del cajón central y de las ménsulas. Todas las uniones son soldadas. Se posiciona de forma convencional sobre apeos, separados 20 metros; en este caso por su poca altura sobre el terreno, parece el montaje más adecuado. Solo se apea de forma permanente hasta el tesado de tirantes, la sección central en cajón, mientras que los apeos de las ménsulas son provisionales.

Una vez sensiblemente avanzado el montaje del tablero, se comienza el montaje del pilono. El montaje se efectúa por dovelas (Figura 25 y 26), montadas con grúa sobre orugas Liebherr LR 1750 de capacidad máxima de 750 toneladas. Esta grúa es capaz de montar las últimas dovelas, de peso 100 toneladas, hasta el extremo del pilono, situado a 125 metros sobre el suelo. Las dovelas se atornillan con el tramo ya montado, mediante una unión frontal con tornillos (ver Figura 25). Una vez comprobada la geometría, se suelda a tope la chapa exterior de la sección con su correspondiente de la dovela inferior, mientras que la continuidad de los rigidizadores se consigue con las mismas uniones frontales atornilladas, sin soldar.

El pilono no era capaz de soportar su peso propio sin atirantamiento al tablero, por aparecer flexiones no admisibles. Por ello se colocan tres cables provisionales

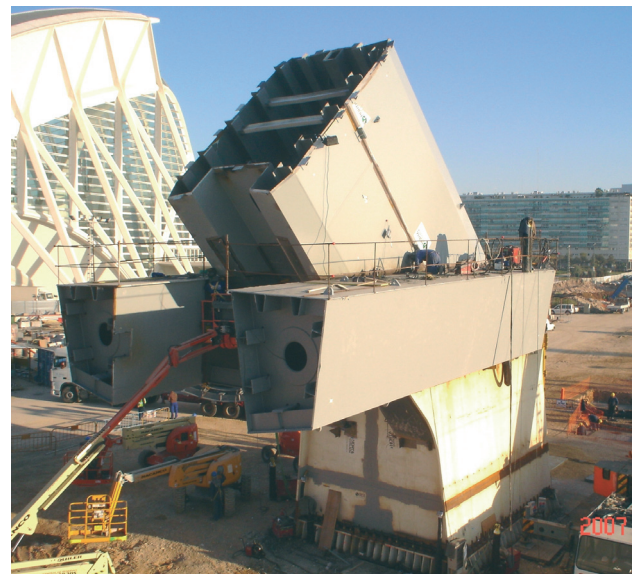


Figura 23. Unión de pilono, tablero y base.
Figure 23. Connection of deck, pier and pylon.



Figura 24. Montaje de tablero y comienzo de pilono.
Figure 24. Erection of deck and first stage of pylon.

completed the erection proceeds with the cantilevers: on Figure 24, we can see the stages of erection of the central box girder and the cantilevers. All connections are welded. Segments are positioned with conventional shores spaced about 20 m; in this case as the height over the ground is small it seems the easiest procedure. Only the central box will be shored until stays are stressed, the shores of the cantilevers are only provisional.

Once a significant part of the deck has been erected, the erection of the pylon begins. The erection procedure made by segments used a Liebherr LR 1750 crane with a maximum lift



Figura 25. Dovela de pilono.
Figure 25. Pylon erection unit.



Figura 26. Montaje de dovela de pilono.
Figure 26. Erection of pylon unit

de atirantamiento a medida que avanza su construcción en altura, cables que en su momento se sustituirán por los definitivos. Esta situación se observa en la Figura 27.

Una vez finalizada la construcción del pilono, se procede a colocar los tirantes definitivos que atirantan el tablero y a montar los tubos metálicos del atirantamiento de retenida. Estos últimos, se montan de arriba abajo con grúa (Figura 28) y, dado que no son paralelos, es necesario arriostrarlos provisionalmente, y posicionarlos correctamente para efectuar la soldadura a tope entre tramos, en altura, como se muestra en la Figura 29.

Los tubos metálicos, no se anclan al contrapeso, en esta fase. Una vez terminado su montaje, se colocan los cordones interiores de 0.6", enfilándolos por el extremo superior de los tubos, en la coronación del pilono. A medida que se va avanzando en el montaje y tesado de los cables de atirantamiento del tablero, se van tesando, en cuatro fases, los cordones de los tirantes de los cables de la retenida, con 4 gatos multifilares actuando simultáneamente en los cuatro anclajes. Hasta este momento el tubo metálico exterior de esos tirantes, no ejerce ninguna función estructural: toda la función de retenida la efectúan los cables de pretensado.

Una vez montados todos los cables de atirantamiento, se realiza el último tesado a los cordones de la retenida, hasta 10700 kN por retenida y se conecta el tubo metálico al contrapeso. Se suelta, entonces, desde el anclaje activo situado en la coronación del pilono, parte de la carga que tenían los cordones, carga que se transfiere como tracción a los tubos metálicos, y se anclan definitivamente los cordones y los tubos. De esta forma el estado final resistente de los componentes de la retenida, cordones y tubos, es el mismo que si



Figura 27. Situación de montaje con los tres tirantes provisionales.
Figure 27. Erection stage with three provisional stays.

capacity of 750 t. This crane could put into place the last erection units, with a weight of 110 t, at the tip of the pylon, about 125 m over the ground. The units were bolt connected with the already erected pylon by means of end plates (see Figure 25). Once the geometry was adjusted and checked, the outer surface plate was welded, full penetration, while the continuity of the stiffeners was achieved with the frontal bolted connections without welding.

The pylon couldn't take its selfweight without been stayed against the deck, the resulting bending moments weren't allowable. That's why three provisional stays were arranged



Figura 28. Montaje de tubos de retenida.
Figure 28. Erection of back stay steel tubes.



Figura 29. Unión para posicionado y soldadura de tubos de retenida.
Figure 29. Connection for geometrical reference prior to welding of back stay tubes.

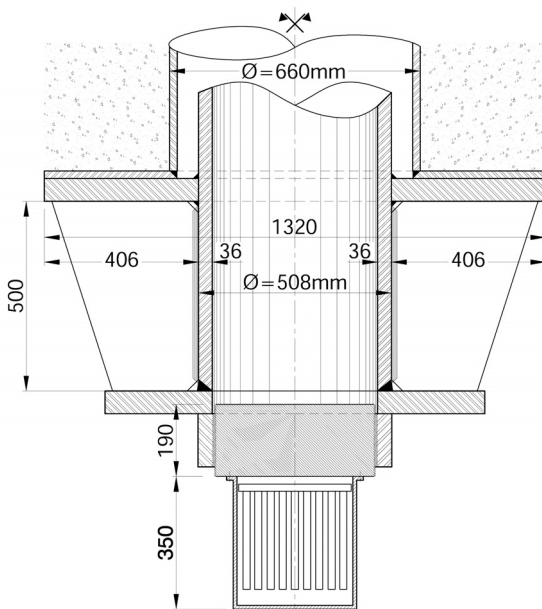


Figura 30. Anclaje retenida.
Figure 30. Back stay anchorage.

hubiesen estado trabajando juntos frente a las cargas de tracción: 8600 kN al tubo estructural y 2100 kN que quedan en los cables, para cada tirante. Por último, se inyecta de lechada de cemento el espacio entre los tubos en los que alojan los cordones, de forma individual, y el tubo metálico.

as the erection proceeded with increased height. These cables will be replaced by the final ones during their sequence. This stage can be observed in Figure 27.

When the construction of the pylon is completed, the erection procedure continues with the cables of the deck and with the erection of the steel tubes of the back stays. The erection of these tubes proceeds from the top to the bottom (Figure 28), and as they aren't vertical, they need to be provided with provisional bracing, and they also have to be well aligned for welding between them took place in situ at considerable height, as can be seen in Figure 29.

The steel tubes aren't connected to the counterweight at this stage. Once their erection is completed, the prestressing tendons are placed inside them from the top of the pylon. As the erection sequence of the deck stays is finished the tendons of these back stay cables will be stressed in four stages by means of a strand by strand stressing. During all this time the steel tubes of these back stays have no structural role: the prestressing cables take the whole force.

When the erection and stressing of all the deck stays has taken place, a last prestressing of the cables is done, up to 10700 kN per each of them, and the steel tube is connected to the counterweight. Then by means of four jacks, from the top of the pylon where active anchor heads are, some of the force of the cables is released, this force is transferred to the steel tubes. This way the final distribution of forces between the compo-



Figura 31. Anclaje retenida en cámara de contrapeso.
Figure 31. Back stay anchorage in the counterweight chamber.



Figura 32. Tirantes y retenida ya tesados.
Figure 32. Deck stays and back stays already stressed.

Con estas actuaciones se da por finalizado el proceso de puesta en carga de tirantes y retenida (Figura 32)

6. ASPECTOS AERODINÁMICOS EN TIRANTES

En este puente había dos aspectos que estudiar al respecto de la estabilidad aerodinámica de los tirantes y de la retenida: por una parte el debido a vibraciones por viento y lluvia que, aunque habitual en todos los tirantes de puentes, aquí se complicaba ya que se prefería, por motivos estéticos, que todas las vainas de los tirantes tuviesen el mismo diámetro, y por otra, se tenía el problema de la proximidad entre sí, de los tubos de la retenida (cilindros) que quedaban alineados frente al viento, situación que puede producir inestabilidad aerodinámica. Mientras la primera no es divergente, es decir que puede producir mucha amplitud de vibración que causará fatiga en el anclaje, pero no rotura en su primeras vibraciones, la segunda puede llegar a ser divergente, por autoalimentarse la vibración, y es por tanto más peligrosa.

El análisis teórico del fenómeno más condicionante en las vibraciones de tirantes por viento y lluvia, conocido como "rain-wind induced vibrations" aún continúa. Los dos métodos prácticos para controlarlo están claramente establecidos: la textura superficial y un número de Scruton adecuado: en este puente, los tirantes del tablero tienen una doble hélice en su vaina, mientras que en la retenida, en el tubo exterior metálico, se dispone una hélice soldada al mismo, con lo que se les dota de la textura superficial.

En el caso de vaina lisa se considera preciso, siguiendo el criterio de Irwin [4], un número de Scruton de 125, mientras que dotando de textura superficial a la vaina, como la doble hélice, es suficiente con la mitad ≈ 62 (el

ments of the back stays, steel tubes and prestressing tendons is the same as the would have had if they had been in placed together from the beginning: 8600 kN in the steel tube and 2100 kN in the prestressing steel of each back stay. Finally, the gap between the tube and the individual sheaths of each strand of the tendon is injected with cement grout.

With these operations the sequence of stressing of stays and back stays can be considered complete. (Figure 32)

6. SOME REMARKS ON AERODYNAMIC BEHAVIOUR OF STAYS

In this bridge there were two subjects related to the aerodynamic behaviour of the stays, deck and back stays, that had to be studied in detail: rain-induced vibrations though frequent in stays of bridges here had the additional restraint of the aesthetic objective of having all the pipes of the same diameter, and also the potential problem of the small spacing of the back stay tubes, that is prone to aerodynamic instability. The first on the problems isn't divergent, that means that the amplitude of displacements is self limiting and though it will cause accumulation of fatigue, won't break the cable immediately, on the other side galloping can be divergent, it's a self excited vibration that can be unstable, and for that reason very dangerous.

The theoretical analysis of the most important mechanism of vibrations for cable stays, the rain-induced vibrations, is still under research. But the two practical ways of controlling it are quiet well established: surface texture and a suitable Scruton number: in this bridge the deck stays are provided with a double helical rib on the pipe, and the back stay has also on its outside tube a welded helical rib to provide this surface texture.

With smooth pipes in accordance with Irwin [4] criteria, a Scruton number of 125 is required, and when we have a cable

número de Scruton, es un parámetro adimensional particularmente útil en el análisis de la susceptibilidad frente a las vibraciones inducidas por flujos). Haciendo uso de la definición utilizada por el Eurocódigo (en ocasiones se utiliza una definición diferente, que equivale a dividir la formulación aquí indicada por 4π) este número es:

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m}{\rho_a \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot \pi \cdot \zeta \cdot m}{\rho_a \cdot \phi^2}$$

donde: δ_s decremento logarítmico.

ζ relativo, respecto del crítico

ρ_a densidad del aire: 1.25 kg/m³

m masa por unidad de longitud

ϕ es el diámetro de la vaina

Como ejemplo, se considera uno de los cables largos, el nº 24 de 31Ø0.6":

$$l = 220 \text{ metros} \quad m = 44 \text{ kg/m.}$$

El amortiguamiento intrínseco de un tirante de cables paralelos puede considerarse, como mínimo y del lado de la seguridad, $\delta_s \approx 0.6\%$, aunque un valor más realista sería 0.9% (ver [5] y [6]). Por otra parte el máximo amortiguamiento que se puede conseguir disponiendo un amortiguador, depende de la distancia del mismo al anclaje del tirante, y viene dado por:

$$\delta_{s, \max} = \pi (l_d / l)$$

donde:

l_d distancia del amortiguador al anclaje

l longitud del cable

Aún con el amortiguador más eficaz unido al cable, y suponiendo que está conectado a una estructura rígida (lo que no es el caso, porque se sitúa en el interior de un tubo metálico con cierta flexibilidad), no se puede superar este valor del amortiguamiento. En el caso señalado, l_d estaba limitado a 3.1 m por condicionantes arquitectónicos, dado que se pretendía que el tubo que aloja el amortiguador y sobresale del tablero, no tuviese mucha longitud: por consiguiente para este cable se puede conseguir un amortiguamiento máximo, $\delta_{s, \max} = 4.4\%$.

Con la vaina de $\phi = 180\text{mm}$, y sin amortiguador adicional se obtendría $Sc = 13 < 62$. Es por tanto necesario colocar un amortiguador externo con el que suplementar el intrínseco del tirante, hasta alcanzar como mínimo $\delta_s = 2.9\%$ para que se cumpla $Sc = 62$, con vaina con textura superficial, como es el caso.

pipe with surface texture, as double helical ribs, half that value would be enough ≈ 62 , (Scruton number is a nondimensional parameter quite useful when studying the susceptibility to flow induced vibrations). If we use the definition of Eurocode (sometimes a different one is used, that gives a value 4π times smaller)

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m}{\rho_a \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot \pi \cdot \zeta \cdot m}{\rho_a \cdot \phi^2}$$

Where: δ_s logarithmic decrement

ζ damping ratio, to critical damping

ρ_a air density: 1.25 kg/m³

m mass per unit of length

ϕ diameter of cable pipe

As an example, we will consider one of the long stays, number 24 with 31Ø0.6":

$$l = 220 \text{ metros} \quad m = 44 \text{ kg/m.}$$

The inherent damping of a cable of parallel strands can be assumed to be, as a minimum and on the safe side $\delta_s \approx 0.6\%$, though a more real value would be 0.9% (see [5] y [6]). The maximum obtainable damping we can get placing a damper, depend of the distance to the anchorage and is given by:

$$\delta_{s, \max} = \pi (l_d / l)$$

Where:

l_d distance of damper to anchorage

l length of stay

Even with the most effective damper connected to the cable by a completely stiff connecting structure (which isn't our case, as the damper is placed inside a steel tube with certain flexibility) this value is a maximum. In our case, l_d is limited by architectural reasons to 3.1 m, as it was wanted to have the tube, where the damper is placed and that goes out of the deck, not too long: so we can get an additional damping of no more than $\delta_{s, \max} = 4.4\%$.

With the pipe of $\phi = 180\text{mm}$, and without damper the Scruton number would be $Sc = 13 < 62$. So an external damper is needed to provide additional damping to the inherent damping of the stay, and so get to a minimum total value of $\delta_s = 2.9\%$ reaching a Scruton number $Sc = 62$, as required with a pipe that has surface texture as ours.

The great influence of the diameter is worth a remark: if we want to have the same diameter as the other stays $\phi = 225\text{mm}$, the Scruton number is only 55 even with the highest attainable damping, this figure isn't acceptable not even with surface texture. This is the reason why the cable pipes of the long stays of 31Ø0.6" haven't the same diameter as those of the others.

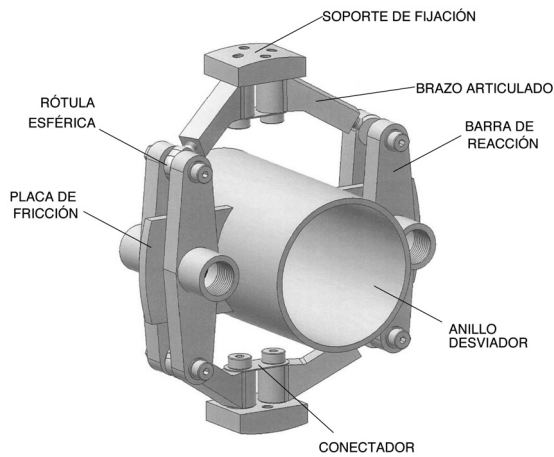


Figura 33. Croquis de amortiguador.
Figure 33. Sketch of damper.

Conviene destacar la gran incidencia del diámetro de la vaina: si se quiere hacerla del mismo diámetro que la de los otros tirantes tipo, $\phi=225\text{mm}$, el número de Scruton se reduce a 55 aún con el máximo amortiguamiento posible, que no es admisible ni con textura superficial. Esta es la razón por lo que las vainas de los cables largos de $31\phi 0.6''$ no tienen el mismo diámetro del resto.

El amortiguamiento que suplemente el intrínseco del tirante, se consigue situando un amortiguador de fricción (BBR Square Damper, Figuras 33 y 34), con el que se consigue un amortiguamiento adicional al intrínseco del 3.8%, mayor del necesario, lo que aporta un adicional coeficiente de seguridad. Finalmente, se pudo aumentar algo más la distancia entre la cabeza de anclaje del tirante y el eje del amortiguador, a 3.6 metros, lo que mejora la solución. En el caso de los tirantes de retenida, se sitúan los amortiguadores a 6.5 metros del anclaje de los cordones en el contrapeso.

Disponiendo amortiguadores en el anclaje en el pilono, además del colocado en el anclaje inferior, podría duplicarse la capacidad de amortiguamiento que se puede lograr, pero es conveniente que estos amortiguadores sean lo más accesibles posible para su mantenimiento.

En el caso de los "tirantes" de retenida, con tubo exterior metálico de diámetro 508 mm, se plantean sin duda estos mismos problemas, y se han dado las mismas soluciones: centradores, textura superficial, y amortiguadores en el anclaje inferior. Hay, sin embargo, otro problema adicional, dado que la separación entre los cuatro tubos que configuran la retenida es pequeña en relación a su diámetro: el fenómeno de vibración de un cilindro "tapado" frente al viento por otro próximo, no conectados, a causa de los torbellinos que se desprenden del que está en primera posición frente al flujo de viento, se conoce como galope de estela o galope de interferencia ("wake galloping" o "interference galloping").

Se trata de un fenómeno frecuente por ejemplo en los intercambiadores de calor, o en los tirantes dobles y próximos en puentes y, una vez que aparece, el fenóme-



Figura 34. Amortiguador ya montado.
Figure 34. Damper on site.

The additional damping to supplement the inherent damping of the cable is provided with a friction damper (BBR Square Damper, Figures 33 y 34), with it we can get an additional damping of 3.8%, more than needed, so we have a safety margin. Finally, the distance for placing the damper could be increased to 3.6 m, with a clear improvement of the solution. In the back stays, the dampers are placed at 6.5 m from the counterweight anchorage.

Of course, if we place dampers on the other end of the cable, on the pylon, besides those of the deck we can get the double of additional damping, but a good access is needed for maintenance.

In the back stays, with an outside diameter of 508 mm, we have without doubt the same problems, and the same solutions have been provided: guide deviators, surface texture and dampers in bottom anchorage. Anyhow it has one additional problem, as the spacing between the tubes of the back stay is small relative to their diameter: interference galloping, a self excited oscillation which may occur when two cylinders are arranged together, the flow pattern altered by the leading cylinder induces alternating forces in the downstream cylinder.

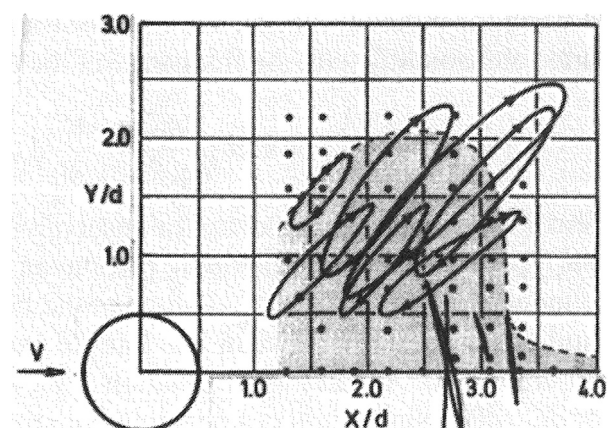


Figura 35. Galope de interferencia (Figura de Ref. [7]).
Figure 35. Interference galloping (Figure from reference [7]).

no puede ser sensiblemente divergente, por lo que debe evitarse alcanzar las velocidades críticas correspondientes al mismo. En cualquier caso, esta velocidad crítica se incrementa con la raíz cuadrada del número de Scruton. En la figura adjunta, Figura 35, procedente de [7], se visualiza cuando se produce este fenómeno en un tubo separado X/d e Y/d de otro, siendo d , el diámetro de los tubos: las líneas continuas son las trayectorias del tubo excitado, al que hace sombra el situado en el origen del diagrama. Se observa la máxima excitación para una separación entre centros de tubos entre $1.5d$ y $3.5d$. (aunque en [5] se señala entre $3d$ y $4d$).

Para evitar este problema la separación mínima de los tubos de retenida es de $3.8\phi \approx 4.0\phi$. Adicionalmente se efectuaron ensayos en túnel de viento, para confirmar estos valores.

REFERENCIAS

- [1] VIÑUELA, L., MARTÍNEZ SALCEDO, J., *Proyecto y construcción de puentes metálicos y mixtos*. Madrid: APTA, 2009.
- [2] ENV 1993-2 :1997, *European Prestandard Eurocode 3 - Part 2: Steel bridges*.
- [3] EN 1993-2 :2006, *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel bridges*.
- [4] "Wind-Induced Vibration of Stay Cables: Summary of FHWA Study", Report No. FHWA-HRT-05-083. 2007.
- [5] "Cable stays – Recommendations of French interministerial commission on prestressing". SETRA. 2002.
- [6] EN 1991-1-4: 2005. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions*.
- [7] NAUDASCHER, E., Rockwell, D., *Flow Induced vibrations*. Mineola, NY: Dover Pubns. 1994.
- [8] "Acceptance of stay cable systems using prestressing steels". FIB Recommendation, Bulletin 30.
- [9] CASTAÑO, G., MARCHESI, I. "El puente del Azud del oro, en Valencia". *Cauce 2000*. 2009, n° 146.

It's a quite common phenomenon in heat exchangers, transmission lines and groups of cables in bridges, and once it starts the amplitude increase very quickly and can be divergent, that's the reason why the critical wind velocity associated with it shouldn't be exceeded. In any case the critical wind speed is also related to the Scruton number, it increases with the square root of it. In the following figure, Figure 35, taken from [7], we can see the loops described by a downstream cylinder as function of the relative position, X/d and Y/d , to the upstream one that placed in the origin. As can be seen the maximum excitation can be expected for a spacing of tubes in the range of 1.5 to 3.5 diameters (though in [5] the range is between 3 and 4 d).

To avoid this problem the final minimum spacing of the back stay cables is $3.8\phi \approx 4.0\phi$. To confirm the solution wind tunnel test were done.

REFERENCES

- [1] LUIS VIÑUELA y JOSÉ MARTÍNEZ SALCEDO. *Proyecto y construcción de puentes metálicos y mixtos*. APTA. 2009.
- [2] ENV 1993-2 :1997. *European Prestandard Eurocode 3 - Part 2: Steel bridges*.
- [3] EN 1993-2 :2006. *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel bridges*.
- [4] "Wind-Induced Vibration of Stay Cables: Summary of FHWA Study". Report No. FHWA-HRT-05-083. 2007.
- [5] "Cable stays – Recommendations of French interministerial commission on prestressing". SETRA. 2002.
- [6] EN 1991-1-4: 2005. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions*.
- [7] NAUDASCHER. *Flow Induced vibrations*. Dover Pubns. 1994.
- [8] "Acceptance of stay cable systems using prestressing steels". FIB Recommendation, Bulletin 30.
- [9] GUILLERMO CASTAÑO, IGNACIO MARCHESI. "El puente del Azud del oro, en Valencia". *Cauce 2000*. 2009, n° 146.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / LIST OF PARTICIPANTS

- Promotor / *Owner*: C.A.C., S.A. - Generalitat Valenciana
- Autor del proyecto y Director de la Obra / *Architectural and structural design*: Santiago Calatrava
- Dirección de obra / *Work's Direction*: Manuel Alcaide, Santiago Calatrava, S.A.
- Dirección de obra (Dirección Técnica) / *Technical Direction*: Mario Rando, Santiago Calatrava, S.A.
- Empresas constructoras / *General contractor*: UTE FCC Construcción S.A. – Pavasal
- Gerente UTE / *Civil engineer, Manager UTE*: Guillermo Castaño, FCC Construcción, S.A.
- Jefe de Obra/Jefe de Producción / *Site managers*: Ignacio Marchesi, Pavasal / Javier Ruipérez, FCC Construcción
- Servicio Obras Especiales de FCC Construcción / *Technical assistance Servicio Obras Especiales de FCC Construcción*: José Martínez Salcedo; Ignacio Pita; Santiago del Río; José Enrique Muñoz.
- Servicios Técnicos y Delegación Valencia / *Technical assistance*: FCC Construcción
- Estructura metálica, fabricación y montaje / *Steel workshop*: HORTA-COSLADA S.A.
- Sistema de atirantado y montaje del mismo / *Staying and prestressing system*: BBR-PTE S.A.

El viaducto sobre el Río Nalón, un puente mixto de carretera con un vano principal de 110 m de luz

Viaduct over Nalón River, a composite steel-concrete road bridge with a 110-m span

Francisco Millanes Mato⁽¹⁾, Miguel Ortega Cornejo⁽²⁾ y Javier Pascual Santos⁽³⁾

Recibido | Received: 04-12-2008
Aceptado | Accepted: 30-04-2009

Resumen

El viaducto sobre el río Nalón en las obras de duplicación de calzada de la carretera AS-17 entre Avilés-Puerto de Tarna, en el tramo Riaño-Sama, Asturias, proyectado por IDEAM es un ejemplo del desarrollo de la tecnología de las soluciones bijnáca con doble acción mixta, en la alternativa de “cajón estricto”, en un puente con un vano central mixto de 110 m de luz y vanos laterales de hormigón pretensado de 27,5 m.

La descompensación del vano central frente a los laterales obliga a plantear apoyos invertidos en estribos, que reaccionen contra el tiro ascendente.

Se describe así mismo el proceso constructivo seguido para ejecutar el viaducto, y diferentes detalles como los marcos de rigidización transversales en H y los detalles de anclaje de las unidades de pretensado en la zona metálica.

Palabras clave: puente de carretera, doble acción mixta, bijnáca-cajón estricto, distorsión, marcos en H, apoyos invertidos.

Abstract

The bridge over the Nalón River formed part of the works to separate the carriageway on road AS-17 between Avilés and Puerto de Tarna, in the Riaño-Sama section of the road, in Asturias, has been designed by IDEAM and it is an example of the development of the double composite twin girder technology, in the typology of “strict-box” girder, with a bridge with a 110-m central span and lateral concrete prestressed spans.

The imbalance of the central span length against the lateral spans obliged the use of inverted supports at the abutments, which worked under compression.

The article contains a description of the various stages of the construction of the viaduct, and different details as the transversal H-shape frames, and the anchorages of the prestressed tendons in the twin steel beams.

Keywords: road bridge, double composite action, twin girder-“strickbox”, distortion, H-shape frames, inverted supports.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 86 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

- (1) Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, España). IDEAM S.A. (Madrid, España).
- (2) Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad Europea de Madrid. Escuela Superior Politécnica (Madrid, España). IDEAM S.A. (Madrid, España).
- (3) Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: miguel.ortega@ideam.es

1. DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO NALÓN

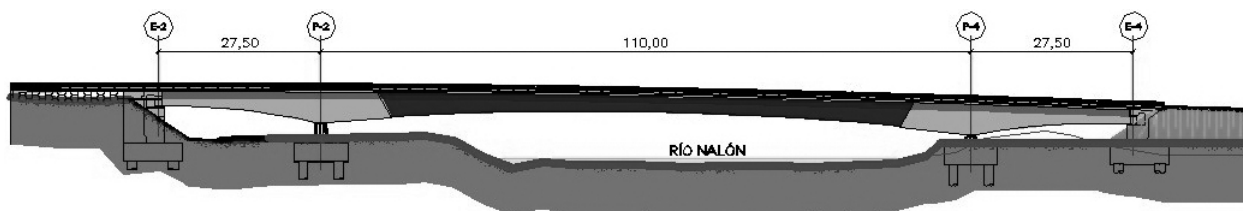
El viaducto sobre el río Nalón proyectado por IDEAM para la UTE Riaño-Sama, formada por FCC Construcción S.A. y Alvargonzález Contratas S.A., supone un paso más allá en el desarrollo de la tipología de “cajón estricto”, con un vano central de 110 m de luz. El viaducto se localiza en las obras de duplicación de calzada de la carretera AS-17 entre Avilés-Puerto de Tarna, en el tramo Riaño-Sama, junto a los pueblos de La Felguera y Langreo, en Asturias.

Se trata de dos puentes paralelos, uno para cada una de las calzadas, decalados 7 m por el cruce oblicuo del río Nalón bajo el vano central. La oblicuidad del río con el eje del trazado, unos 45°, así como la anchura del cauce, obligaron a una luz central de 110 m para poder salvar el río sin colocar ninguna pila intermedia. Los vanos de compensación laterales son simétricos con una luz de

27,5 m. En las figuras 1a y 1b se puede apreciar el alzado de uno de los viaductos, y en la figura 2 se muestra la planta de los dos puentes.

Cada calzada de 11,50 m de ancho se compone de una barrera de 0,50 m, un arcén exterior de 2,50 m, dos carriles de 3,50 m, un arcén interior de 1,00 m y una barrera de 0,5 m. Los ejes de cada estructura se separan 12,50 m, dejando una separación interior entre calzadas de 2,00 m (Fig. 3).

Al tratarse de una estructura con la rasante muy baja, con los vanos laterales en zonas de desmontes sobre el terreno natural, se hizo necesario buscar una solución estructural que minimizase los cantos del tablero. Se planteó así una solución de canto variable, con los vanos laterales más un tramo del vano central mediante una sección clásica en cajón de hormigón pretensado, y el resto del vano central mediante una sección mixta en “cajón estricto”.



ALZADO DE ESTRUCTURA AGUAS ABAJO (CALZADA DERECHA)



Figuras 1a y 1b. Alzado del Viaducto sobre el Río Nalón.

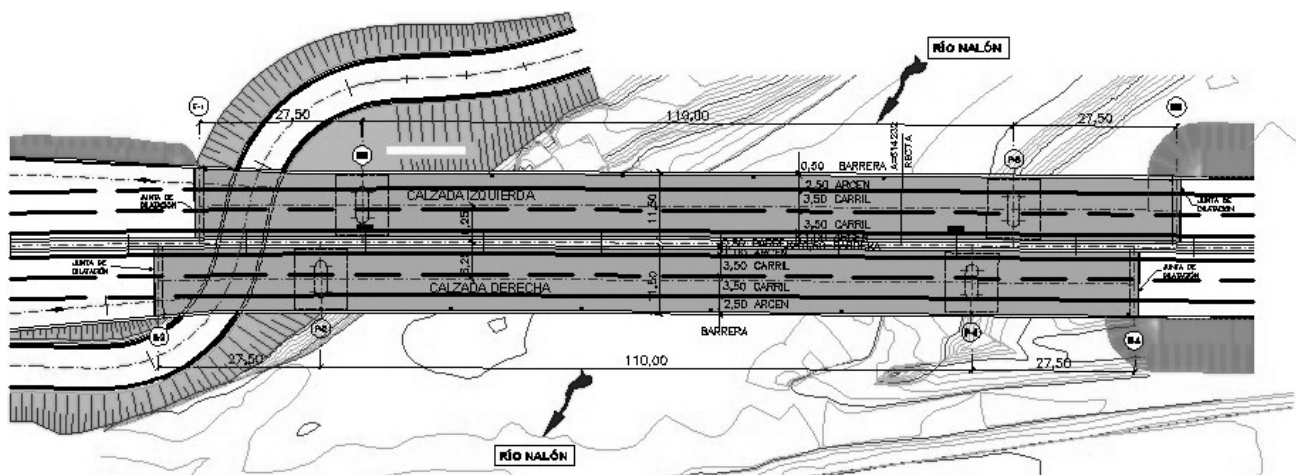


Figura 2. Planta de las dos estructuras.

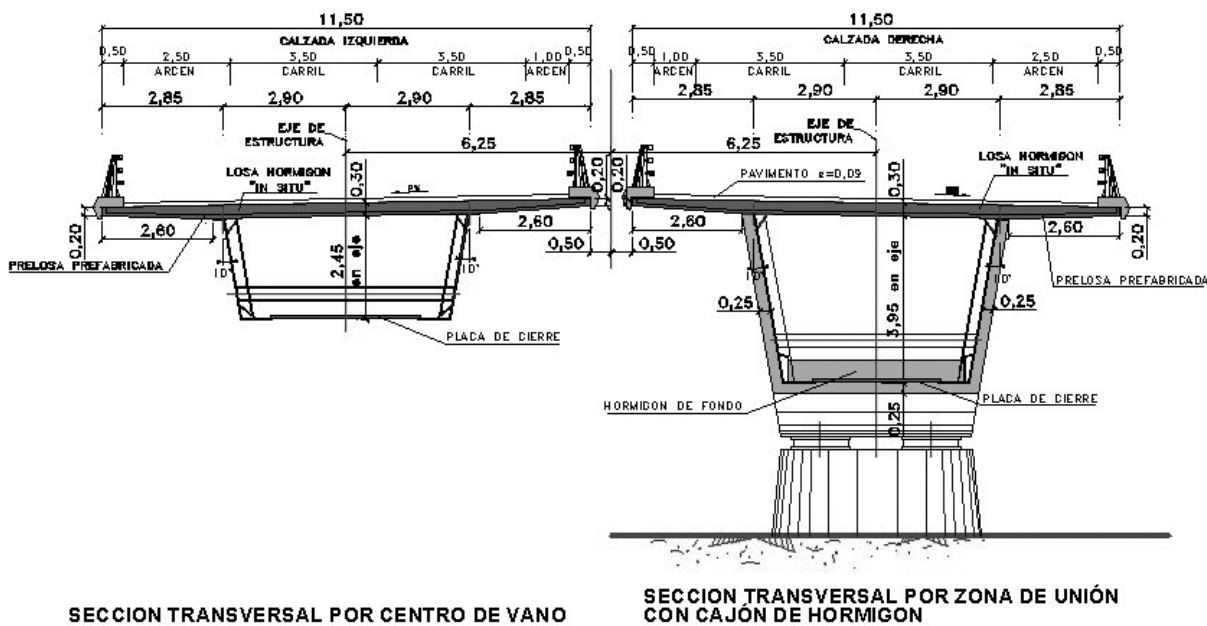


Figura 3. Secciones tipo por zona mixta.

La alternativa de “cajón estricto”, planteada por primera vez por Julio Martínez Calzón en los pasos superiores de Vilobí D’Onyar (luz principal 29 m) y la Roca (luz principal 19 m) sobre la A-7 1994-1995 [1], ha sido desarrollada por IDEAM con diversas variantes en recientes proyectos, pudiendo constatarse las ventajas derivadas de su sencillez constructiva y respuesta estructural, con la consiguiente reducción de cuantías y costes unitarios respecto a otras alternativas en puentes de carretera (referencias [2] a [5]).

Recientemente IDEAM ha proyectado el Viaducto “Arroyo Las Piedras” [6], primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad españolas en la Línea de Alta Velocidad Córdoba-Málaga, concluido a inicios de 2006, desarrollando la tipología de “cajón estricto”, materializando el cierre del circuito de torsión en las zonas de centro de vano mediante el empleo de prelasas discontinuas.

1.1. Descripción del tramo central mixto

El vano central de 110 m de luz lo conforma en su tramo central, de 91,20 m, una sección mixta bixágena, en la tipología de “cajón estricto”. Desde el empotramiento de las vigas mixtas en el cajón de hormigón hay 18 m de zona con doble acción mixta, con hormigón de fondo con espesor variable entre 0,50 y 0,25 m. Los 50 m centrales del puente son dos vigas mixtas conectadas a la losa superior, trabajando de forma independiente creando un cajón abierto distorsionable. El cierre inferior se materializa mediante unas prelasas prefabricadas estrictas, dispuestas sin conexión, para permitir simplemente que la sección sea interiormente visitable e inspeccionable.

El canto en el centro del vano central es de 2,45 m para las vigas metálicas, más la losa superior de 0,30 m, lo

que supone una relación canto de metal/luz de $1/44,9$ y una relación canto total/luz de $1/40$. En la zona del empotramiento de la sección metálica con el cajón de hormigón el canto de metal es de 3,95 m, más la losa superior de 0,30 m (Fig. 3). El canto de la sección de hormigón en pila es de 5,50 m, lo que supone una relación canto/luz en apoyos de $1/20$. (Fig. 6)

En la figura 3 se pueden apreciar las secciones transversales tipo del tramo central mixto. Las vigas metálicas que componen la sección transversal del “cajón estricto”, tienen las almas inclinadas 10° respecto de la vertical, y presentan una separación superior constante de 5,8 m, variando la anchura inferior del cajón debido a la inclinación de las almas, al canto variable y al peralte ligeramente variable del puente.

Las platabandas superiores las componen desde el centro del vano hacia los arranques, chapas de 20 a 35 mm de espesor. Los espesores de las almas varían entre 15 mm y 20 mm, y las platabandas inferiores se proyectan con chapas de 25 a 40 mm.

En las zonas de centro del vano la célula inferior es triangular, mientras que en las zonas con esfuerzos de flexión negativa, donde hay doble acción mixta, la célula inferior se compone de dos chapas, una vertical y otra superior inclinada. La conexión del hormigón de fondo se materializa mediante pernos conectadores en la platabanda inferior y en la chapa vertical de la célula inferior.

La célula superior no es continua y se dispone en la zona central de flexión positiva y en la zona de máxima flexión negativa, próxima al empotramiento con el dintel de hormigón.

La rigidización de la sección transversal la componen los marcos transversales en H dispuestos cada 5,375 m,

y los rigidizadores verticales de alma cada 1,79 m. Como puede apreciarse en la figura 4 la estructura metálica queda reducida a su mínima expresión, con dos vigas rigidizadas, unos perfiles transversales en los marcos en H y una sencilla celosía superior para resistir las acciones del viento durante el montaje.



Figura 4. Vista interior de la sección metálica en taller.



Figura 5. Vista de uno de los vanos laterales de hormigón con 27,5 m de luz.

1.2. Descripción de los vanos laterales de hormigón.

Los vanos laterales de 27,5 m son de hormigón (Fig. 5) resueltos mediante una sección cajón pretensada. El canto en el arranque en estribos es de 2,75 m y el canto en la pila de 5,50 m. La sección transversal presenta almas de 0,40 m de espesor, una losa superior de 0,42 m en la zona entre almas, con voladizos de espesor variable entre 0,30 y 0,20 m, y una tabla inferior de espesor variable entre 0,35 m en estribos y 0,90 m sobre pila. La sección interior del cajón se acartela en los 0,75 m próximos a las almas, aumentando el espesor de las tablas en 0,25 m. (Fig. 6)

Tal y como ya se ha descrito, la sección cajón de hormigón vuela, desde el eje de la pila hacia el centro del vano central 9,40 m en su parte superior y 12 m en la inferior, dibujando así un plano inclinado en la intersección con la zona metálica (Figs. 1a, 1b y 5).

El cajón de hormigón se pretensa mediante 18 unidades de pretensado de 24 torones de $\phi 0,6''$, 9 unidades por lado. El trazado del pretensado en el cajón de hormigón discurre siempre por la losa superior, y se materializan una serie de anclajes en cuñas intermedias (Fig. 7) para ajustar el número de tendones en cada sección, en función de los esfuerzos de flexión negativa del vano lateral. De las 18 unidades de pretensado, 8 se anclan en una cuña en el extremo del cajón de hormigón, y las 10 restantes se anclan en tres secciones diferentes con 2+2, 2+2, y 1+1 unidades, respectivamente, en el tramo metálico, pretensando el metal contra el cajón de hormigón y cosiendo la junta, como se detallará más adelante.

La ejecución de los encofrados interiores y exteriores del cajón de hormigón ha necesitado el diseño de una cimbra y encofrado específicos para cada vano, ya que casi todo es variable. El trazado en planta no es exactamente una recta, hay parte en clotoide, el peralte trans-

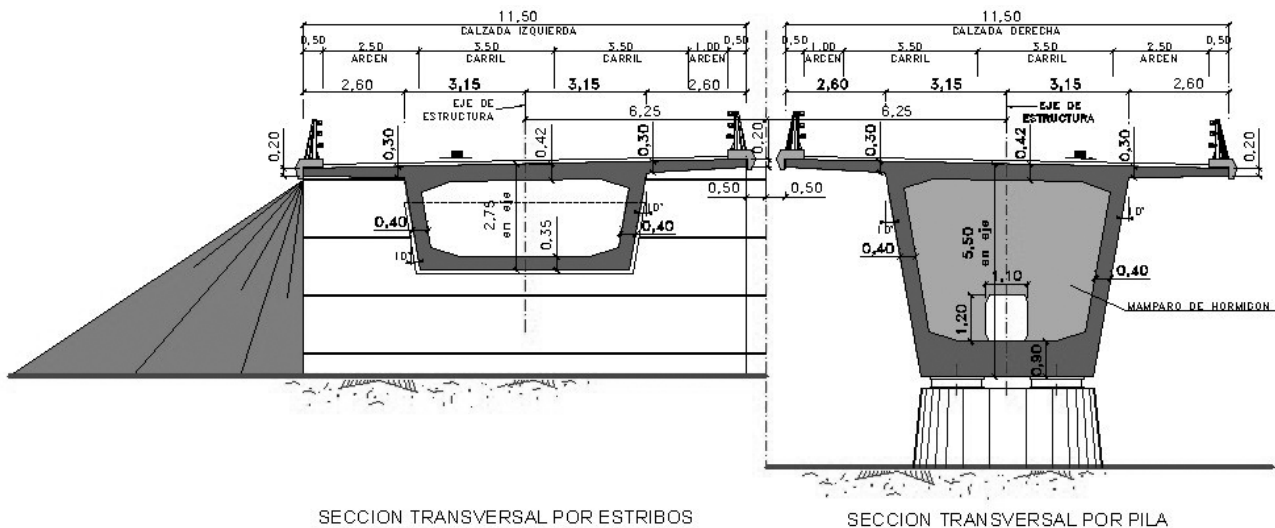


Figura 6. Secciones tipo por zona de hormigón.

versal es variable en todo el viaducto, el trazado en alzado está en un acuerdo vertical, con cambio de pendiente longitudinal, y los voladizos exteriores de los cajones en las zonas de los estribos 1 y 2 son variables al aparecer unos ramales de incorporación. A ello se suma que el propio cajón tiene canto variable y que las almas son inclinadas.

Sobre pilas se ejecutan mamparos macizos de hormigón con un paso de hombre (Fig. 8) para hacer completamente visitable el tablero por el interior, y en la zona del extremo del hormigón, en contacto con la zona metálica, se materializa otro mamparo macizo inclinado de hormigón con paso de hombre con idéntica función.

Al tratarse de una estructura con vanos muy descompensados, obligado por el trazado de la carretera y el cauce del río Nalón, con un vano central de 110 m y vanos laterales de 27,5 m (25% de la luz del central), el apoyo del puente en estribos produce levantamientos incluso bajo las acciones del peso propio. Para resolver esta cuestión se ha diseñado un cajeadado en estribos para permitir que parte del cajón se introduzca en ellos, a modo de apoyo a media madera invertido, con la disposición de unos apoyos inversos (apoyos superiores definitivos) que trabajen siempre a compresión. Los apoyos inferiores trabajan solamente a compresión de forma temporal hasta que se cierra el vano central y se colocan las prelasas superiores; una vez esto ocurre no trabajan más y pueden retirarse. (Fig. 9 y 10)

Bajo la acción del peso propio completo del tablero la reacción de levantamiento entre los dos apoyos de un estribo es de -3256 kN, mientras que con cargas permanentes es de -4953 kN.

Tras los apoyos de estribos se ha diseñado una galería dentro del cuerpo del espaldón del estribo (Figs. 9 y 10 b),



Figura 7. Vista de anclajes de pretensado en cuñas



Figura 8. Vista interior del mamparo de pila con paso de hombre.

con acceso superior desde la acera exterior, para así poder revisar y sustituir los apoyos desde su interior. Los apoyos son así mismo inspeccionables desde den-

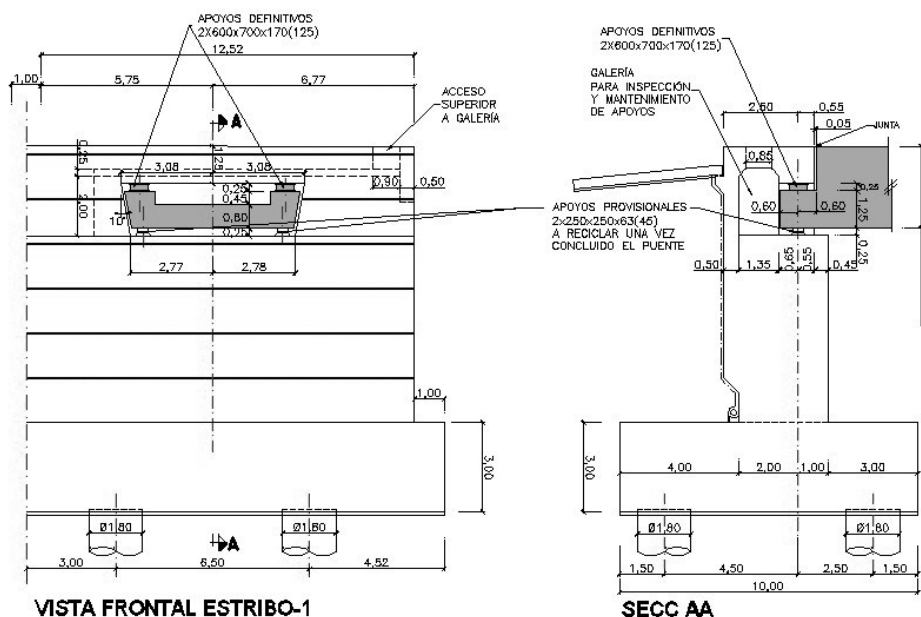


Figura 9. Vista del alzado y sección de los estribos con los detalles de los apoyos inversos.



Figura 10 a. Vista de uno de los apoyos inversos desde el interior del cajón de hormigón.



Figura 10 b. Ejecución de estribo, con galería para inspección de apoyos inversos.

tro del cajón de hormigón (Figs. 10 a y 10 b), ya que se ha previsto una trampilla de acceso en el fondo del cajón en una de las márgenes junto al estribo.

Los aparatos de apoyo de los estribos y pilas son neoprenos zunchados convencionales, de 600x700x170 (125) mm en estribos y de \varnothing 1300x171 (131) mm en las pilas.



Figura 11. Vista de las pilas y la primera fase de estribos ejecutada e inicios de colocación de la cimbra del cajón de hormigón.

2. PROCESO CONSTRUCTIVO DEL VIADUCTO

En primer lugar se realizan las excavaciones para poder ejecutar las cimentaciones pilotadas de pilas y estribos. Se han empleado 4 pilotes de 1,80 m de diámetro en cada una de las pilas y otros 4 pilotes del mismo diámetro en cada uno de los estribos.

Concluidos los pilotes se ejecutan los encepados y los alzados de pilas y estribos. Al estar la rasante muy baja, las pilas se convierten en unos plintos de altura reducida, con 3,3 m en una margen y apenas 1,7 m en la otra.

Los estribos se ejecutan en dos fases. En la primera fase se ejecuta el cuerpo del estribo y los alzados de los muros laterales hasta la cota del apoyo inferior del cajón de hormigón, y una vez que se ha cimbrado, ferrallado y hormigonado el cajón de hormigón, se ejecuta la parte superior del estribo que hace de tope para resistir el tiro ascendente de los apoyos inversos. (Figs. 9, 10a y 10b)

En la figura 11 se aprecian las pilas de un lado del río ya ejecutadas, junto con la primera fase de los estribos correspondientes.

Una vez concluida la subestructura, se procede a ejecutar *in situ* el vano lateral de 27,5 m de luz más el voladizo (de 9,4 m en la parte superior y de 12,0 m en la inferior) del cajón de hormigón de canto variable. (Fig. 5 y 12)

Con el vano lateral de hormigón ferrallado, se procede a colocar el primer tramo metálico de 20,90 m de longitud, apeado en el extremo de la cimbra del cajón de hormigón y en unos puntales provisionales dispuestos a 22,75 m del eje de las pilas.

Para la colocación de estos apeos temporales se realizan unos recercados laterales de las márgenes del río a modo de penínsulas temporales, que se retiran una vez desapeada la estructura metálica, restituyendo el cauce natural del río Nalón, protegiendo las márgenes cercanas a las pilas mediante escollera.

El tramo lateral metálico de 20,90 m de longitud se transporta completamente montado, con las dos vigas metálicas y la rigidización interior.

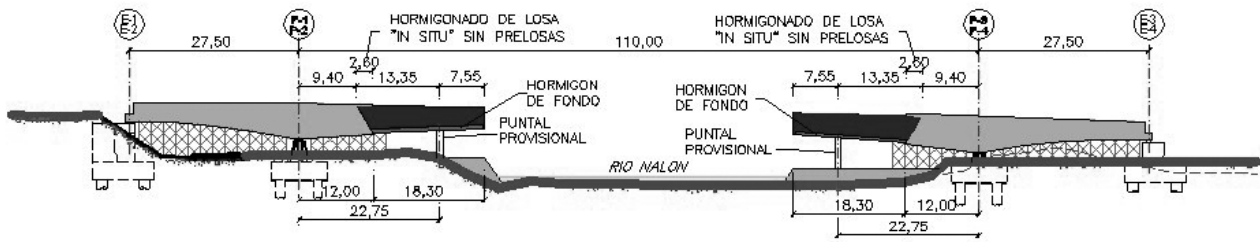


Figura 12. Ejecución de vanos laterales en hormigón y colocación del primer tramo metálico apeado.

Las grandes dimensiones de la pieza lateral, con un canto máximo de 3,95 m y un ancho total en cabeza de 5,80 m más los vuelos a cada lado de las platabandas superiores de 0,25 m, podrían obligar a transportar



Figura 13. Transporte del primer tramo metálico.

cada viga tumbada de forma independiente y materializar la unión mediante los marcos transversales en H en obra. Sin embargo gracias a que se trata de un cajón abierto inferiormente, el taller metálico planteó un transporte especial haciendo que los apoyos de las góndolas quedasen en un nivel intermedio, ajustando al máximo la altura del transporte, para así evitar problemas de gálibos verticales (Fig. 13). De esta manera se transporta el tramo de 20,90 m de longitud completo a obra.

En la figura 13 se aprecian también las basas rigidizadas en el extremo de las platabandas inferiores para transmitir las compresiones al cajón de hormigón, las basas con los pernos en las almas, para transmitir los esfuerzos cortantes del alma metálica al cajón de hormigón, y las platabandas superiores que se prolongan con los pernos conectadores para transmitir las tracciones al cajón de hormigón.

La operación de colocación del tramo lateral se realiza en un único movimiento mediante el empleo de grúas, dejando la estructura metálica apeada en el extremo de la cimbra de la zona del cajón de hormigón, y en el puntal provisional. (Figs. 14a, 14b y 15). El peso de cada uno de estos tramos laterales es de unas 43 t.

La colocación de los tramos laterales se hace de forma simultánea al ferrallado del cajón (Fig. 14b), pero previamente al ferrallado de la zona extrema del mamparo de hormigón, ya que las armaduras de la zona de la conexión interferirían a la hora del posicionamiento del cajón metálico en su ubicación definitiva.

Con los tramos laterales colocados en su posición definitiva (Fig. 15) se procede a concluir totalmente el ferra-



Figuras 14a y 14b. Izado y colocación del primer tramo metálico.



Figura 15. Vista de los 2 tramos laterales metálicos apeados.

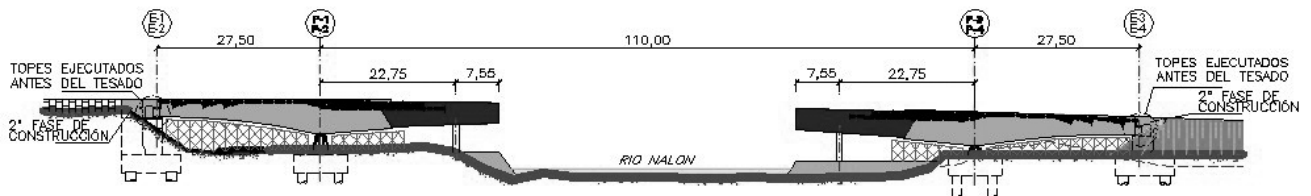


Figura 16. Ejecución de segunda fase de estribos con apoyos inversos, y pretensado del vano lateral cosiendo la junta con la estructura metálica.

llado de los cajones de hormigón, y a la colocación de las vainas y anclajes del pretensado.

Finalizado el ferrallado se hormigona el cajón de los vanos laterales, y se ferralla y hormigona la zona de hormigón de fondo de los tramos metálicos laterales apeados. (Fig. 12)



Figura 17. Vista del voladizo pretensado y desapeado.



Figura 18. Vista del tramo metálico central de 50 m preparado para su colocación.



Figura 19. Izado del tramo central metálico.

Con los vanos laterales todavía cimbrados, se procede a realizar el recerido de la segunda fase de estribos, para materializar el apoyo invertido que evite el levantamiento del vano lateral debido a la descompensación de luces con el vano central, como ya se ha descrito.

Una vez que los estribos están concluidos, con los apoyos inversos colocados, se procede a realizar el tesado del cajón de hormigón (Fig. 16). Como ya se ha descrito, de las 18 unidades de pretensado de 24 torones de $\varnothing 0.6''$, 8 se anclan en una cuña en el extremo del cajón de hormigón, y las 10 restantes se anclan en tres secciones diferentes en el tramo metálico, pretensando el metal contra el cajón de hormigón, cosiendo la junta.

En primer lugar se tesan dos unidades del cajón de hormigón y se procede a aflojar los husillos de la cimbra del vano lateral, para concluir posteriormente con el tesado completo de la estructura. En ese instante el pretensado produce el desapeo de la estructura metálica, al levantarse unos 70 mm sobre el puntal extremo, dejando un voladizo libre de 30 m desde la pila hacia el centro del puente.

En la figura 17 se puede apreciar una de las dos márgenes, con el tramo lateral ya tesado, y la estructura metálica ya desapeada trabajando en voladizo. En el extremo de la sección transversal se aprecia el final del hormigón de fondo.

El empleo de pretensado en la zona extrema del metal, zona con esfuerzos de flexión negativa mayores, reduce las dimensiones de la platabanda superior con el consecuente ahorro de acero estructural.

El empleo del pretensado, precomprimiendo la sección parcial metálica en las zonas de negativos sobre pilas, ha obligado a diseñar unas zonas especiales en los anclajes, como se describe más adelante.

El tramo metálico que falta por colocar en el centro del vano tiene una longitud total de 50 m, y se transporta a obra en dos tramos de 25 m, totalmente concluidos cada uno de ellos, como sucedía con los tramos laterales previos. En obra se hace la unión central dejando una pieza de 50 m (Fig. 18) y unas 95 t de peso dispuesta para ser colocada mediante grúas.

La operación de izado y colocación del tramo metálico central de 50 m del primer viaducto, se realiza mediante el empleo de dos grúas, una en cada margen del cauce del río Nalón. Para reducir el brazo de enganche

de la grúa dispuesta en la margen contraria al tramo metálico, se hizo necesario aproximar el extremo del tramo a la otra orilla introduciéndolo en el cauce del río, aprovechando una época de caudal regulado aguas arriba, mediante el empleo de la cabeza de un dolly en cada extremo. (Fig. 19)

La operación de colocación del tramo central requirió prever unas demasías en las almas y platabandas para que, una vez se ajustó mediante topografía la longitud exacta del espacio libre entre los dos tramos laterales, se procediera a recortar y preparar los bordes a medida para que encajaran y se pudieran soldar a tope almas y platabandas. En la figura 20 se puede apreciar la operación de corte de demasías en uno de los dos lados, previamente al izado de la pieza central.

El apoyo del tramo central sobre los laterales se hace, como es habitual, dejando las platabandas inferiores más largas y las platabandas superiores más cortas en los tramos laterales, y a la inversa en el tramo central con las platabandas inferiores más cortas y las platabandas superiores más largas, para así ayudar a la hora del ajuste vertical del tramo central sobre los laterales. En la figura 21 se puede apreciar la fase de colocación del tramo central (pieza de la izquierda), ajustándose al lateral (pieza derecha).

Con esta tipología y el proceso constructivo planteado, las uniones soldadas en obra se reducen a realizar en el suelo sobre una bancada la unión entre los dos elementos del tramo central, de 25 m cada uno, más las dos uniones entre el tramo central y los laterales, minimizando así las soldaduras en obra, más complicadas de ejecutar y controlar que en taller.

En el caso de que se hubiese optado por un cajón cerrado con una chapa de fondo metálica completa, el transporte de los tramos laterales hubiera requerido partir el cajón en dos para evitar problemas de gálibos verticales durante el transporte, lo que hubiera obligado a realizar en obra la soldadura longitudinal de la chapa de fondo en toda la longitud del cajón, más los empalmes y uniones de los rigidizadores transversales de la chapa de fondo, necesarios en ese caso, así como las uniones de las celosías.

En la figura 22 se puede ver la vista interior del “cajón estricto” en la zona del centro del vano. La sencillez de los arriostramientos en los marcos transversales en H deja una sección transversal interior muy limpia y sencilla de inspeccionar y revisar.

Durante la fase de ejecución de las obras el Contratista decidió cambiar, por razones constructivas, el cierre inferior del “cajón estricto”, que en proyecto se materializaba mediante la disposición de prelosas de hormigón discontinuas sin ningún tipo de conexión con la estructura metálica, por unas chapas de acero rigidizadas (Fig. 22). El cierre inferior sigue siendo un mero cierre formal para permitir que el puente sea interiormente visitable para realizar labores de inspección y mantenimiento.



Figura 20. Corte de demasías en el tramo central.



Figura 21. Detalle del momento de colocación del tramo central



Figura 22. Vista interior del centro de vano.

Con la estructura metálica concluida se procede a colocar mediante grúas las prelosas prefabricadas (Fig. 23), con el ancho completo de la losa superior, apoyadas en unas bandas de neopreno dispuestas sobre los extremos de las platabandas superiores de las vigas metálicas. Hasta ese momento los apoyos inversos de los estribos todavía no trabajaban y, es entonces, con la colocación de prelosas, cuando entran en carga, invirtiendo el signo de la reacción en el estribo que hasta ese momento era de compresión, produciendo el tiro ascendente por la descompensación de luces entre el vano central y los laterales. En la figura 24 se aprecia el primer viaducto con todas las prelosas ya colocadas.

Concluida la colocación de prelosas, se ferralla la losa superior en el tramo sobre las dos vigas metálicas y se



Figura 23. Colocación de prelosas prefabricadas.

hormigonan los 86 m centrales restantes, conectando la losa a las vigas metálicas, materializando la sección mixta y dejando la estructura del viaducto concluida (Fig. 25), para finalizar con las operaciones de acabados: colocación de barreras, impostas y pavimento.

De forma simultánea a la ejecución del primer viaducto se va ejecutando el segundo puente paralelo, de manera decalada en el tiempo, para así poder reutilizar los medios auxiliares empleados en el primero.

En el segundo viaducto se repiten todas las fases del proceso constructivo descritas para el primero, salvo la fase de colocación del tramo central metálico de 50 m y 95 t de peso.



Figura 25. Vista del primer viaducto concluido, y del segundo en fase de ejecución.



Figura 26. Transporte del tramo central del segundo viaducto sobre el primer puente ya concluido.



Figura 24. Vista aérea del primer viaducto con todas las prelosas ya colocadas.

Con el primer viaducto concluido, la fase de aproximación del tramo central metálico del segundo puente se realizó directamente sobre el tablero finalizado, mediante el empleo de un dolly, y una cabeza tractora, acercando la pieza hasta una ubicación paralela a su posición final. (Fig. 26)

Una vez posicionado el tramo central lo más cerca de su ubicación final (Fig. 26) se enganchó desde las dos márgenes del río mediante dos grúas, una de 300 t y otra de 400 t, y se procedió a realizar la operación de izado y colocación en su posición definitiva siguiendo el mismo proceso que con el primer viaducto. (Figs. 27a y 27b)

Con el tramo central ya soldado se concluye el segundo viaducto con la colocación de las prelosas prefabricadas



Figuras 27a y 27b. Izado y colocación del tramo central del segundo viaducto.

superiores, la ferralla y el hormigonado de la losa superior en el tramo central, siguiendo el mismo proceso que el empleado en el primer viaducto. En las figuras 28, y 29 se pueden apreciar dos vistas de los viaductos acabados.

En el apartado siguiente se describen brevemente las particularidades en el diseño y concepción de los sistemas de anclaje del pretensado en las secciones metálicas, así como de los marcos de arriostramiento en H, que sustituyen a las clásicas celosías verticales mediante perfiles triangulados.

En este artículo no se va a entrar en la descripción general del proceso de cálculo del tablero, ya que la problemática de las redistribuciones de esfuerzos en tableros de hormigón pretensados y mixtos es común a otros puentes proyectados por los autores, y se ha publicado con detalle en los artículos de las referencias [7] a [9].

3. MARCOS TRANSVERSALES Y DETALLES DE ANCLAJES DE PRETENSADO

3.1. Marcos Transversales

El tramo mixto del viaducto se ha concebido considerando que las dos vigas mixtas trabajan separadas con un comportamiento como sección bijácena abierta, muy favorable para estructuras mixtas de este tipo desde el punto de vista constructivo, hasta la zona de unión con el cajón de hormigón.

Para mejorar el comportamiento de la zona mixta con esfuerzos negativos se ha materializado una doble acción mixta, pero manteniendo el concepto de sección bijácena. Esto es, aunque tengamos doble acción mixta en una cierta zona con continuidad del hormigón de fondo, ésta se ha considerado exclusivamente a efectos de la mejora que supone en la seguridad y respuesta última y en servicio de los elementos mixtos sometidos a flexión, pero no se ha considerado la rigidez a torsión del cajón mixto cerrado en la respuesta a cargas excéntricas.

Las dos vigas se arriostran entre sí mediante los marcos de arriostramiento en H, dispuestos cada 5,375 m (Fig. 30), incluso en las zonas de negativos donde se cierra el ala inferior con la doble acción mixta.



Figura 28. Vista inferior de los dos viaductos concluidos.



Figura 29. Vista lateral de los dos viaductos concluidos.

Por estos motivos, no se consideró necesario disponer un mamparo de rigidez importante en el extremo donde se produce el inicio del hormigón de fondo para transferir el trabajo de doble viga al de un cajón cerrado. El cálculo de cada una de las vigas se ha realizado considerando el trabajo bijácena hasta llegar a la zona del cajón de hormigón, donde se dispone un mamparo rígido de hormigón que transfiere el trabajo de doble viga de la zona mixta al flujo torsor de sección cerrada en el cajón de hormigón. Este análisis es conservador en lo que respecta a la respuesta global, ya que incluso sin diafragma rígido en la zona del inicio del hormigón de fondo, la compatibilidad de deformaciones entre las losas superior e inferior y las almas flectando en su plano mejoran la respuesta resistente real frente al sistema bijácena puro considerado en el análisis.

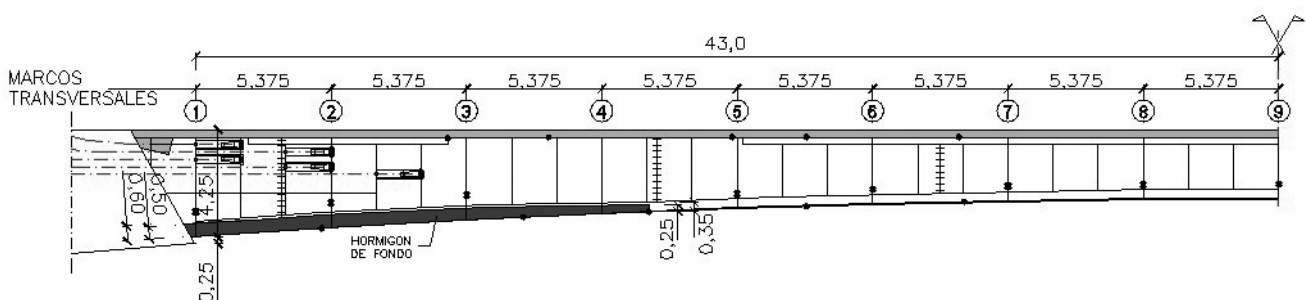


Figura 30. Semi-alzado de la estructura metálica del vano central.

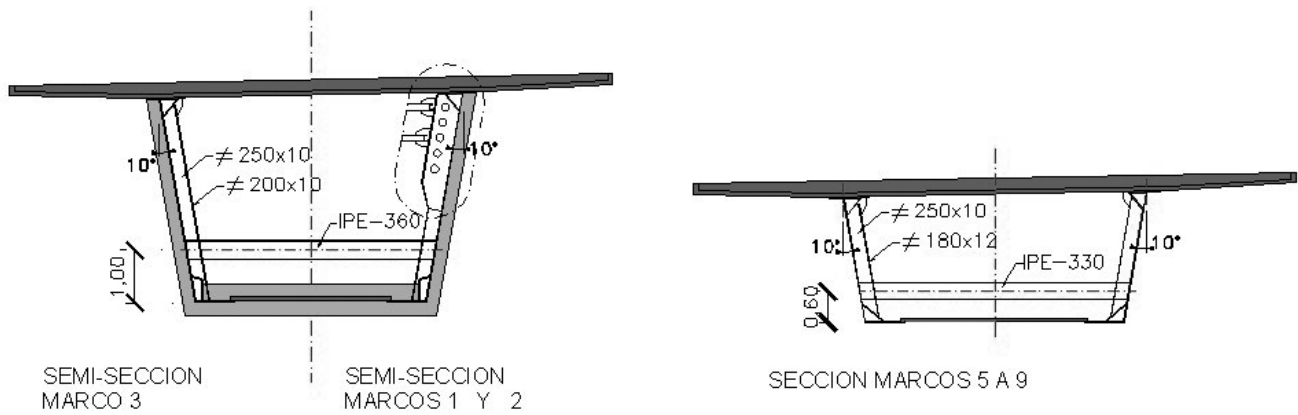


Figura 31. Detalle de marcos transversales en H.

En los marcos en H tipo 1 al tipo 3 (Fig. 30), el perfil transversal es un IPE 360 y se dispone a 1,00 m del ala inferior, mientras que en los marcos tipo 5 al tipo 9, el perfil transversal es un IPE 330 y se dispone a 0,60 m del ala inferior.(Fig. 31)

3.2. Detalles de anclajes de pretensado

Como ya se ha descrito, 10 de las 18 unidades de pretensado del cajón de hormigón pasan al tramo central mixto, y se anclan 2 en cada alma en la primera sección de anclaje, 2 en cada alma en la segunda y una en cada alma en la tercera. (Fig. 30)

Cada unidad de pretensado consta de 24 torones de ϕ 0,6", y se tesa a casi $P=4800$ kN. La carga localizada del anclaje se transmite al alma mediante dos rigidiza-

dores longitudinales en una longitud de 1,791 m, igual a la separación entre rigidizadores verticales (Figs. 32, 33 y 34). La excentricidad de 0,28 m del anclaje respecto del alma, por las dimensiones de las placas de anclaje, introduce un par, $M(\text{kN}\cdot\text{m})=P(\text{kN})\cdot 0,28$ m, que es necesario recoger mediante dos fuerzas perpendiculares a los rigidizadores verticales, separados 1,791 m, de valor $F(\text{kN})=M(\text{kN}\cdot\text{m})/1,791\text{m} = 750$ kN por cada unidad de pretensado en E.L.S.

Dada la magnitud de las fuerzas transversales, se disponen dos tubos uniendo los dos rigidizadores verticales, en la posición de las fuerzas que equilibran el par. Así el tubo dispuesto en el eje de la placa de anclaje reacciona a esa excentricidad comprimiéndose con la fuerza F , y el del extremo opuesto se tracciona con la misma fuerza. (Figs. 32, 33 y 34)

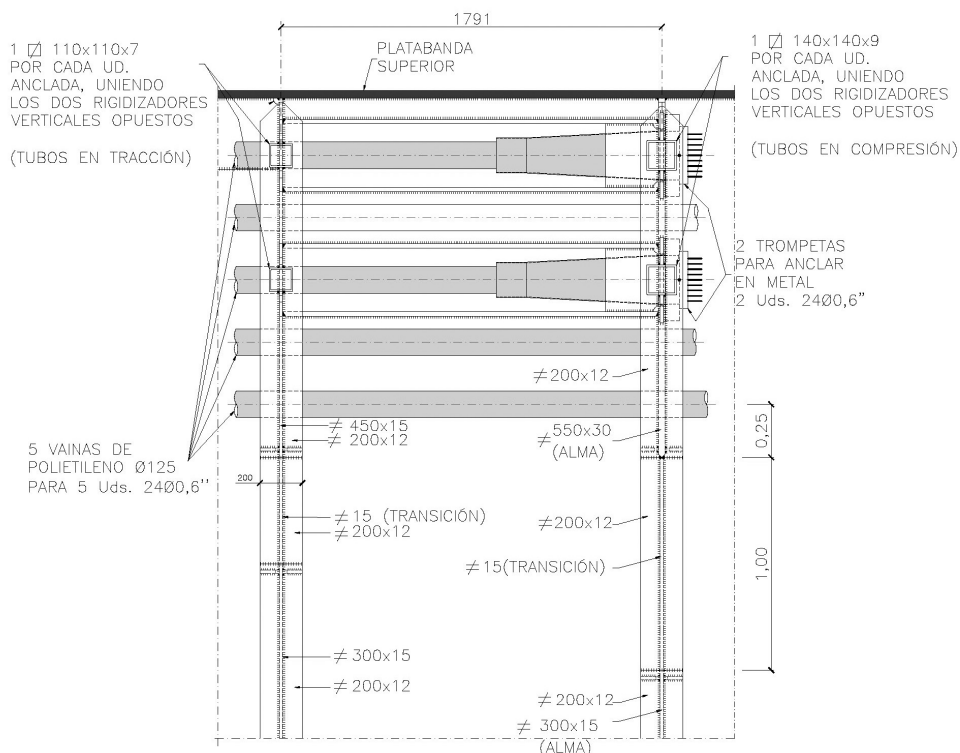


Figura 32. Detalle de anclajes de pretensado en el tramo mixto.

El tubo comprimido mayor que el traccionado por razones de pandeo, es un cuadrado de 140 mm de lado y 9 mm de espesor, y el traccionado de 110 mm de lado y 7 mm de espesor.

Este mecanismo funciona con las unidades de ambos lados tesadas en posición definitiva, ya que las fuerzas transmitidas a los tubos en cada extremo se compensan; pero si se tesa la unidad de un alma sin tesar la simétrica, la excentricidad de la carga introduce una fuerza en los tubos que no se equilibra con la opuesta y sería necesario un trabajo fundamentalmente de flexión de los dos rigidizadores, entre platabandas superior e inferior, para resistir esa excentricidad.

Para evitar esta situación, y no penalizar los rigidizadores verticales durante la fase de tesado, en el proyecto se planteó un tesado simultáneo de las unidades de pretensado simétricas del viaducto, mediante el empleo de dos gatos de tesado sincronizados conectados a una central, previa consulta al contratista y a los especialistas de BBR, realizándose así el tesado del viaducto sin incidencia alguna.

Aunque el mecanismo principal de resistencia de la excentricidad introducida por las unidades de pretensado, es el par de reacciones que resisten los tubos transversales, se verificó durante la fase de proyecto que los rigidizadores verticales eran capaces de asumir, por flexión entre alas, el tesado asimétrico de hasta el 50 % de la carga de cada unidad de pretensado.

4. CONCLUSIONES

La alternativa de la solución bijácena mixta, con doble viga armada, ha permitido con su desarrollo durante los años 80 en Europa ofrecer una solución competitiva frente al cajón clásico mixto en el ámbito de los puentes de carretera, gracias a su economía, rapidez y sencillez en el montaje.

La alternativa del "cajón estricto" desarrolla la solución bijácena francesa, incorporando las ventajas de la doble acción mixta en las zonas de negativos, con fondos de cajón abiertos en positivos o bien mediante un mero cierre formal con prelosas estrictas para hacer la sección transversal interiormente visitable para operaciones de inspección y mantenimiento.

En función de las necesidades de rigidez a torsión de la sección transversal, se pueden plantear celosías trianguladas rígidas, o bien como en este caso permitir un trabajo como doble viga distorsionable con diafragmas en H, tal y como se ha descrito en apartados anteriores.

El viaducto sobre el río Nalón, en la duplicación de la AS-17 en Asturias, descrito en el artículo, representa un buen ejemplo del desarrollo de esta tipología, con un vano central en "cajón estricto" con doble acción mixta, y 110 m. de luz.



Figura 33. Vista interior de los anclajes de pretensado con los tubos de arriostramiento de rigidizadores.



Figura 34. Detalle de anclajes de pretensado, y tubos de arriostramiento.

REFERENCIAS

- [1] Martínez Calzón, J. "Puentes Estructuras Actitudes". Editorial Turner. Madrid 2006.
- [2] Millanes, F.; Alonso, M. "El Nuevo Puente Mixto de Retamar sobre el Río Guadarrama, en Madrid". I^{er} Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Sevilla. Noviembre 1999.
- [3] Millanes, F.; Carnerero, A. "Puente Mixto sobre el Río Mijares en la segunda calzada de la Autovía de la Plana, tramo Betxi-Borriol". III^{er} Congreso ACHE de Puentes y Estructuras. Zaragoza. Noviembre 2005.
- [4] Millanes, F.; Matute, L.; Martínez, D. "Puente sobre el río Sella en Cangas de Onís". III^{er} Congreso ACHE de Puentes y Estructuras. Zaragoza. Noviembre 2005.
- [5] Matute, L.; Millanes, F.; Antúnez, G. "4 viaductos Mixtos en México". III^{er} Congreso ACHE de Puentes y Estructuras. Zaragoza. Noviembre 2005.
- [6] Millanes, F.; Pascual, J.; Ortega, M. "Viaducto Arroyo las Piedras. El primer Viaducto Mixto de las Líneas de Alta Velocidad españolas". *Hormigón y Acero*, nº 243. 1^{er} trimestre de 2007.

[7] Millanes, F. "Estudio del comportamiento en servicio de puentes pretensados de hormigón y estructura mixta". *Hormigón y Acero*, nº 177. 4º trimestre de 1990.

[8] Martínez Calzón, J.; Millanes, F; Fernández Ordóñez J.A.. "Dos ejemplos de grandes puentes mixtos preten-

sados, en Tortosa y Valencia". *Hormigón y Acero*, nº 179. 2º trimestre de 1991.

[9] Millanes, F. "Control de secciones mixtas en Estados Límite Últimos". *Hormigón y Acero*, nº 185. 4º trimestre de 1992.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Viaducto sobre el río Nalón en la duplicación de la AS-17. Asturias.

Propiedad:	Gobierno del Principado de Asturias.
Dirección de Obra:	D. Ignacio Trapiella Germán (Director de Obra) y D. Javier Requena Guerra. Gobierno del Principado de Asturias. Consejería de Medio Ambiente, Ordenación del Territorio e Infraestructuras. Secretaría General Técnica.
Contratistas:	UTE RIAÑO-SAMA II: FCC Construcción S.A. – Alvargonzález Contratas S.A. (Contratista Principal) Mecánica de Castrillón SA (subcontratista, taller metálico) B.B.R. (subcontratista para el pretensado) Prefabricados Nava SA (subcontratista para prelosas prefabricadas)
Concepción y Proyecto:	IDEAM S.A.
Asistencia técnica a la Dirección de Obra:	Control Ingeniería y Servicios SA (Seinco)

Dos pasarelas metálicas en Sant Sadurní d'Anoia

Two foot bridges at Sant Sadurní d'Anoia

Piero Facchini⁽¹⁾

Recibido | Received: 24-09-2008
Aceptado | Accepted: 12-05-2009

Resumen

Se presentan dos pasarelas metálicas de análogas características construidas en Sant Sadurní d'Anoia. En ambos casos se trata de estructuras continuas con tramos de longitud máxima superior a 27 m. Constan de rampas de acceso y un tramo que salva la carretera BV-2244. Este tramo está caracterizado por dos vigas cajón de un metro de canto y unidas con perfiles laminados IPE 180. Las almas exteriores son curvas para mejorar la estética del puente. La sección transversal de las rampas está formada por perfiles laminados UPN 260 unidos con IPE 180. El resultado son dos estructuras esbeltas y diáfnas, que se adaptan de manera óptima al entorno..

Palabras clave: Pasarela, estructura metálica, viga cajón, alma curva, perfil laminado, pilote.

Abstract

The article shows two steel elevated pathways having similar features, built in Sant Sadurní d'Anoia. In both cases the structure is continuous, with spans whose maximum length is over 27 m. The pathways are formed by approaching ramps and a main segment which crosses the BV-2244 road. The cross section of the first segment consists of a two box-girder structure, connected by IPE 180 rolled shapes. External surfaces are bent to improve the appearance of the bridge. The ramps are built of UPN 260 rolled shapes connected by IPE 180. The result is a couple of light and slim structures, which fit adequately with the environment.

Keywords: Elevated pathway, steel structure, box-girder, bent web, rolled shape, pile.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 87 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniería de Puentes y Autopistas, S.A. (INPASA) (Barcelona, España)

Persona de contacto / Corresponding author: piero.facchini@inpasabcn.com



Figura 1. Vista lateral de la pasarela del Gat Cendrer.



Figura 2. Vista de conjunto de la pasarela de La Triola.

tera BV-2244. Se evita de tal forma el peligroso cruce de una carretera de tráfico intenso en una zona de escasa visibilidad.

La solución adoptada fue análoga para las dos pasarelas y consta de un tramo sobre la carretera y otro de accesos a la pasarela propiamente dicha.

En primer lugar se proyectó la correspondiente a la actuación en la urbanización del Gat Cendrer, finalizándose su construcción al año siguiente (figura 1).

Posteriormente, con motivo de la buena acogida de la pasarela, el Institut Català del Sòl planteó la construcción de una nueva estructura, de características análogas, en el sector La Triola, a escasos 300 metros de la anterior (figura 2).

1. INTRODUCCIÓN

Por encargo del Institut Català del Sòl, un organismo público dependiente de la Generalitat de Catalunya, la empresa Ingeniería de Puentes y Autopistas, S.A. (INPASA) ha llevado a cabo el proyecto de dos pasarelas en Sant Sadurn d'Anoia.

Ambas estructuras se encuentran a breve distancia entre ellas y permiten enlazar los dos lados de la carre-

2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Para ambas estructuras existen algunos aspectos comunes que se detallan a continuación.

El tramo que salva la carretera BV-2244 arranca con un tramo recto que se apoya en un estribo situado en el desmonte de la calzada misma. Al otro lado el tablero empalma con un capitel desde el cual inician las rampas

de bajada al otro estribo, situado al pie del terraplén de la carretera.

El ancho útil para el tránsito de peatones es de dos metros, tanto en la pasarela como en las rampas de aproximación desde el lado derecho. La máxima pendiente es del 8% para permitir su uso también a personas con movilidad reducida [1].

2.1. Tableros

La sección de la pasarela está formada por dos vigas armadas de sección en cajón, unidas entre ellas por perfiles IPE 180.

Las vigas principales se rigidizan mediante dos diafragmas longitudinales y diafragmas verticales colocados cada 1.50 m en correspondencia con los perfiles IPE 180.

El pavimento se realiza con tableros de madera que se apoyan sobre tres perfiles longitudinales UPN 100 separados aproximadamente un metro.

Dos perfiles UPN 260 separados dos metros y unidos por medio de vigas transversales IPE 180 cada 1.50 m materializan la sección transversal de las rampas. El pavimento de madera reposa directamente sobre las dos vigas longitudinales y sobre otro perfil UPN 100 colocado longitudinalmente en el medio de la sección.

Todos los elementos estructurales metálicos son de acero S355.

La protección está garantizada por dos barandas de acero con montantes dispuestos en correspondencia con cada viga transversal.

Las traviesas en correspondencia con las pilas y con los estribos se resuelven con secciones armadas en cajón.

2.2. Pilas y estribos

Debido a las mediocres características mecánicas de los terrenos, formados en gran medida por rellenos, se ha optado por cimentaciones profundas. Por esta razón todos los elementos de la sub-estructura, con excepción de los estribos situados al final de las rampas, se cimientan mediante pilotes ejecutados "in situ" de 85 cm de diámetro y empotrados en el sustrato terciario.

Las pilas están formadas por fustes circulares de hormigón armado. El diámetro varía entre 50 y 120 cm, dependiendo de la posición y de las cargas aplicadas.

Los estribos situados en el lado en desmonte, de hormigón armado, constan de un cargadero apoyado sobre un pilote y una losa de transición de hormigón armado. Los otros se cimientan directamente sobre el terreno natural.

Todos los apoyos son de neopreno zunchado, con excepción de los dispuestos en los estribos de la pasarela.

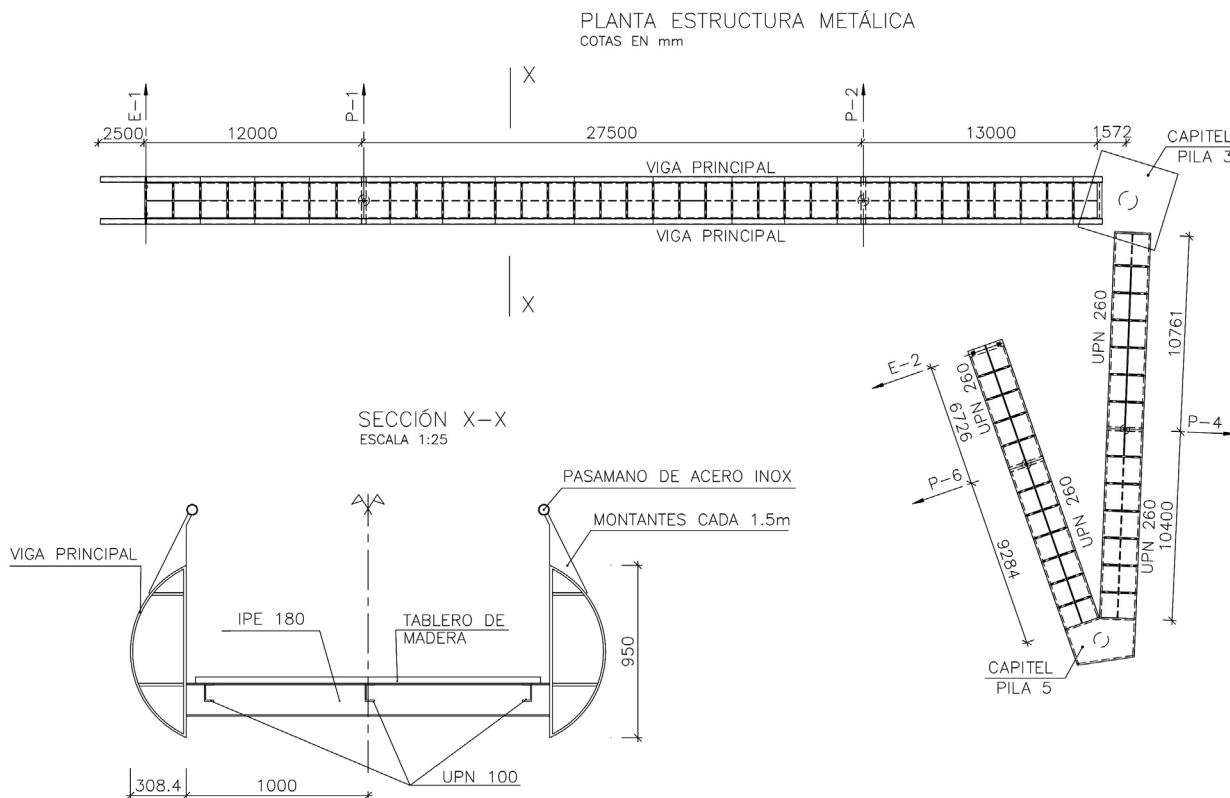


Figura 3. Pasarela del Gat Cendrèr. Planta de la estructura y secci3n transversal de la pasarela.



Figura 4. Pasarela del Gat Cendrer: tramo sobre la carretera BV-2244.

Aquí se han dispuesto apoyos deslizantes de neopreno-teflón para permitir los movimientos longitudinales del tablero.

Siempre en estos estribos, para coaccionar posibles levantamientos del tablero por efecto de las acciones verticales, se ha colocado unos perfiles embebidos en el hormigón que anclan el tablero mismo, evitando así movimientos ascendentes.

2.3. Pasarela del Gat Cendrer

La pasarela de la urbanización del Gat Cendrer consiste en una estructura continua de siete vanos, con luces de 12.00, 27.50, 14.57, 10.76, 10.40, 9.28 y 6.73 m. En planta queda definida mediante tres tramos rectos con quiebros en correspondencia con los capiteles de las pilas 3 y 5, como se aprecia en la figura 3.

Los tres primeros vanos, definidos en alzado mediante un círculo de radio próximo a 150 m, tangente a dos rectas, permiten salvar la carretera y representan la pasarela propiamente dicha (figura 4).

Los vanos 4 a 7, con una pendiente próxima al 8%, corresponden con las rampas de acceso a la pasarela.

El estribo que se sitúa en coronación del desmonte de la carretera BV-2244 está formado por un cargadero sobre un pilote y una losa de transición de 4 metros de longitud.

El otro, sin embargo, está cimentado superficialmente sobre una losa de 45 cm de canto, con aletas en vuelta.

Cuatro de las seis pilas que soportan la estructura se resuelven con el sistema de pila-pilote. La parte enterrada es un pilote de 85 cm de diámetro del cual arrancan los fustes circulares de 50 o 60 cm de diámetro. La carga del tablero se transmite mediante apoyos circulares de neopreno zunchado.

Las pilas 3 y 5, donde se producen los cambios de dirección, están formadas por capiteles de hormigón armado empotrados sobre fustes circulares.

La continuidad con la estructura metálica se realiza mediante la soldadura de perfiles de acero embebidos en el hormigón de los capiteles.

La cimentación consiste, para ambas pilas, en un encepado triangular sobre tres pilotes.

2.2.1. Pasarela de La Triola

Esta segunda estructura sustituye una pasarela existente realizada con una viga prefabricada de hormigón tipo artesana. Se desarrolla en ocho vanos de longitud 16.50, 27.20, 12.25, 11.00, 11.00, 12.25, 11.70 y 7.50 m. En la figura 5 se presenta la planta de la pasarela y su ubicación.

Los vanos 1 y 2 salvan la carretera BV-2244 mediante un acuerdo circular de radio 150 que empalma con dos tramos rectos con pendientes del 8%.

Los tramos restantes son rampas de acceso a la pasarela con pendientes en alzado del 8%.

Análogamente a la otra estructura, un estribo se apoya en un pilote de hormigón de 85 cm de diámetro en pro-

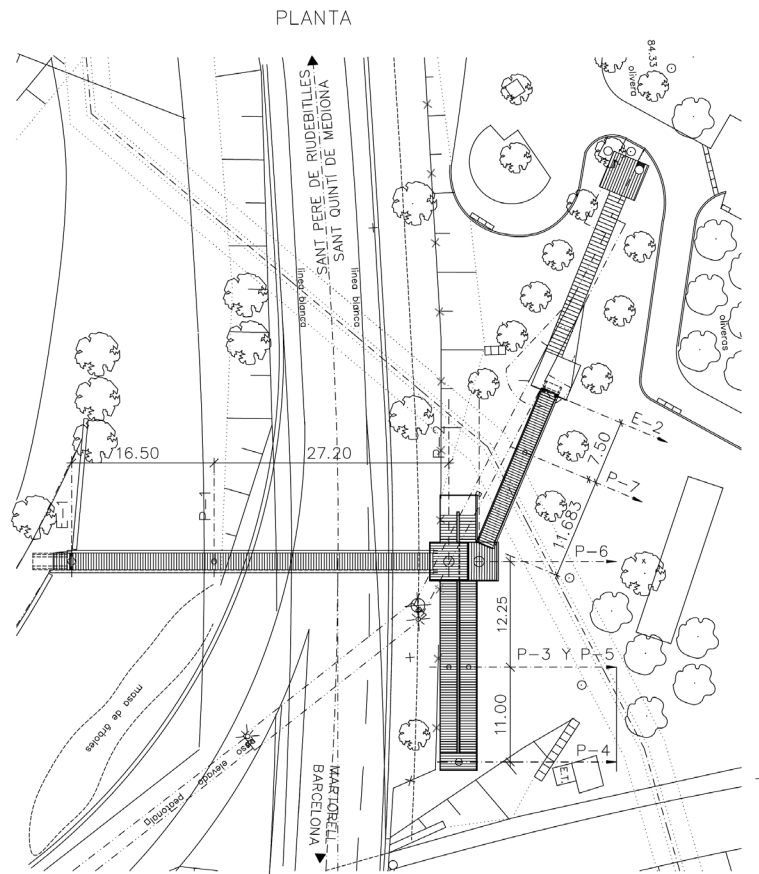


Figura 5. Pasarela de La Triola: Planta general.

ximidad con el desmonte de la carretera y el otro es un simple cargadero sobre el terreno natural.

Las pilas 1, 3, 5 y 7 son pilas-pilotes de hormigón armado. El fuste es circular, de 70 o 50 cm de diámetro, empotrado en un pilote de 85 cm de diámetro. Los apoyos son circulares de neopreno zunchado.

El aspecto más característico de la sub-estructura consiste en el encepado que comparten las pilas 2 y 6 (figura 6).

Se trata de pilas de fuste circular, de diámetros 1.20 y 1.00 m respectivamente, cuyos ejes están separados 3.50 m, cada una de las cuales soporta un capitel cuadrado de 4.50 m de lado.

El encepado común a las dos pilas, de dimensiones 7.70 x 5.15 m y un canto de 1.25 m, se apoya sobre seis pilotes de 9.05 m de longitud.

Entre los capiteles de las dos pilas se ha colocado una escalera en voladizo como recorrido alternativo a la rampa (figura 7).

La pila 4 consiste en un fuste circular de 80 cm de diámetro unido con una losa rectangular de 4.30 x 2.00 m y 0.26 m de canto. El encepado es triangular sobre tres pilotes.

SECCIÓN Z-Z (PILA 2 Y 6)

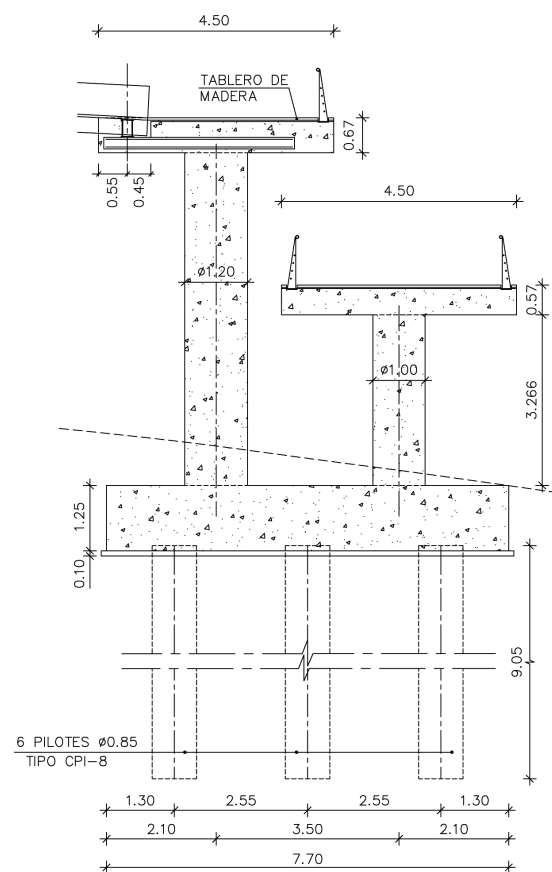


Figura 6. Pasarela de La Triola: sección de las pilas 2 y 6.



Figura 7. Pasarela de La Triola: detalle de la escalera en voladizo entre las pilas 2 y 6.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

En el proyecto estaba prevista la prefabricación completa de tramos de hasta 12 metros, incluyendo tratamientos anti-corrosión y pintura [2], además de la colocación del pavimento de madera.

La puesta en obra se realizaría mediante soldadura de las piezas prefabricadas con el auxilio de un camión-grúa y soportes provisionales.

Uno de los aspectos más peculiares del proyecto es, sin duda, la construcción en taller de las vigas cajón de los tramos que salvan la carretera BV-2244.

Debido a la dificultad de efectuar las uniones del conjunto de diafragmas horizontales y transversales, se planteó un proceso que consta fundamentalmente de las siguientes fases:

1. Soldadura de los diafragmas verticales a las dos bandas longitudinales del alma vertical.
2. Soldadura de los diafragmas verticales con el alma curva del cajón.
3. Soldadura de los diafragmas horizontales a los diafragmas verticales y a las almas vertical y curva.

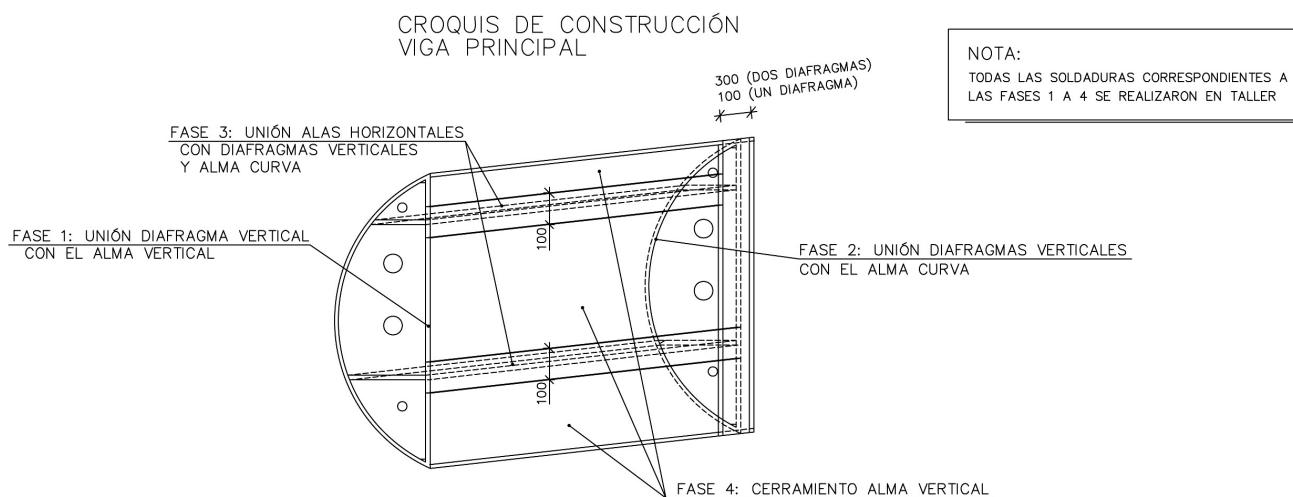


Figura 8. Esquema de construcción de las vigas en cajón.

4. Soldadura de cierre del alma vertical del cajón.
5. Conexión longitudinal de los tramos de las vigas mediante soldadura perimetral de las dos almas del cajón.

El esquema de construcción de las vigas principales se representa en la figura 8.

4. CONCLUSIONES

Las dos pasarelas conectan dos urbanizaciones de la población de Sant Sadurní d'Anoia, resolviendo el cruce de una carretera de intenso tráfico.

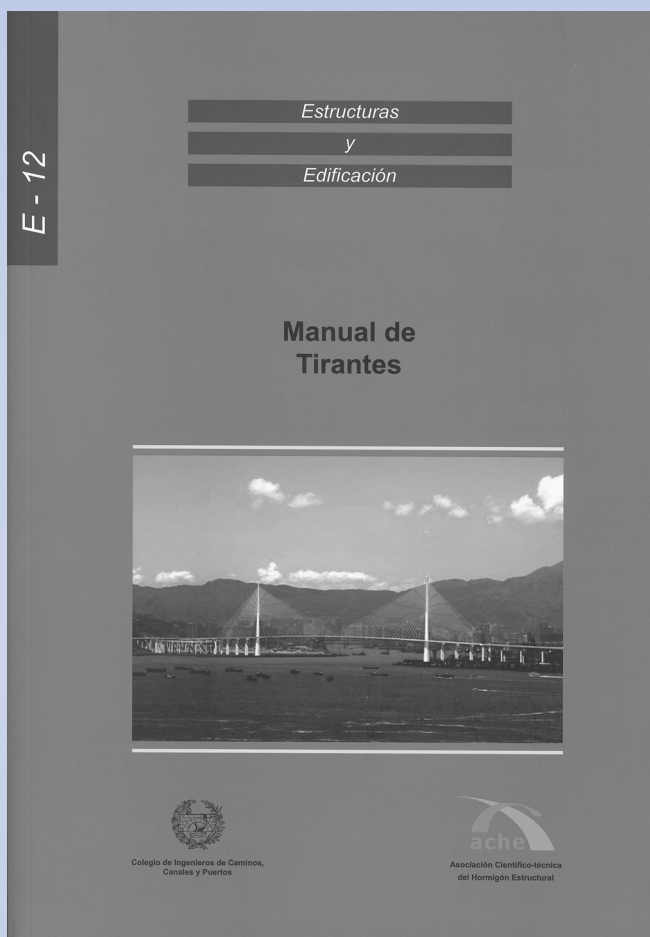
Se adaptan de forma adecuada al proyecto arquitectónico y de urbanización elaborado por el Institut Català del Sòl, satisfaciendo todas las necesidades planteadas por el cliente.

REFERENCIAS

[1] Decreto 135/1995 de 24 de marzo de la Generalitat de Catalunya de aplicación de la ley 20/1991 de 25 de noviembre de promoción de la accesibilidad y supresión de barreras arquitectónicas, y de aprobación del Código de accesibilidad.

[2] Svensk Standard SIS 05-5900-1967.

MANUAL DE TIRANTES



- CAPÍTULO 1. Introducción**
- CAPÍTULO 2. Sistemas de tirantes e instalación.**
- CAPÍTULO 3. Detalles de proyecto.**
- CAPÍTULO 4. Cálculo.**
- CAPÍTULO 5. Durabilidad, inspección y mantenimiento.**

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 224 Págs.

Precios:

- Para miembros o Colegiados 34,00 €
- Precio venta al público 42,00 €



Evaluación de los efectos estructurales del deterioro, reparación y refuerzo, mediante análisis no lineal evolutivo

Evaluation of structural effects of deterioration, repair and retrofit by means of evolutionary non-linear analytical models

Antonio Marí Bernat⁽¹⁾ y Jesús Miguel Bairán García⁽¹⁾

Recibido | Received: 07-01-2009
Aceptado | Accepted: 06-05-2009

Resumen

Las estructuras sufren procesos de deterioro que pueden afectar a su durabilidad, funcionalidad y seguridad. Por ello, la estimación de su vida útil requiere disponer de herramientas capaces de cuantificar la respuesta estructural en cualquier instante, de cara a evaluar la necesidad de posibles intervenciones y, en su caso, la eficacia de las mismas. En este artículo se presenta un modelo evolutivo de análisis no lineal paso a paso en el tiempo en el que se simulan efectos estructurales del deterioro y de posibles actuaciones para su reparación o refuerzo. Para ello el modelo permite modificaciones en la geometría, en el esquema estructural y en las propiedades de los materiales, simulando pérdidas o restitución de sección, degradación de los materiales, inyección de fisuras o refuerzo mediante sistemas diversos. El modelo proporciona la respuesta en servicio y en estado límite último antes y después de la intervención, permitiendo evaluar la eficacia de la misma. Se estudia un caso experimental consistente en una serie de vigas prefisuradas bajo varios ciclos de carga, que son posteriormente reparadas y finalmente cargadas de nuevo hasta rotura, habiéndose obtenido resultados muy similares a los experimentales. Por otra parte, se analiza una pasarela peatonal continua de hormigón armado, en la que el uso de sales fundentes da lugar a corrosión de las armaduras superiores y pérdida del recubrimiento. Se estudia la influencia de este deterioro en la distribución de esfuerzos, tensiones, deformaciones, anchos de fisura y en la capacidad resistente a flexión a lo largo del tiempo. Así mismo se analizan los efectos de un posterior refuerzo en la seguridad y funcionalidad de la estructura reforzada y se extraen conclusiones prácticas.

Palabras clave: Hormigón armado, análisis no lineal, evaluación estructural, deterioro, corrosión, durabilidad, refuerzo, vida útil.

Abstract

Structures are subjected to damage and deterioration along their service life, which may affect their durability, functionality and safety. In order to realistically obtain the structural response at any instant of its service life, to evaluate the need for an intervention and, in such a case, its efficiency, analytical methods which take into account the most important aspects governing the non-linear and time dependent behaviour of concrete structures are needed. In this paper, an

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 88 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España).

Persona de contacto / Corresponding author: antonio.mari@upc.edu

evolutionary step by step non-linear and time dependent analysis model, capable to take into account the structural effects of the deterioration process due to environmental causes as well as the structural changes due to any intervention is presented. For this purpose, the model can handle changes in the longitudinal and transverse geometry, in the structural scheme, in the supports, in the materials properties and in the loads at any time, in combination with material and geometric non-linearities and time-dependency. A verification example is presented in which a series of beams previously pre-cracked under several load cycles are strengthened and subsequently loaded up to failure. The analytical results obtained compare very well with the experimental ones. In addition, a theoretical example is also presented, in which a continuous reinforced concrete pedestrian bridge is subjected to loss of the upper concrete cover and to corrosion of the upper reinforcement due to the use of de-icing salts. Time dependent redistribution of forces and stresses, the evolution of deflections and crack widths and that of the ultimate flexural capacity are obtained. A retrofit system is applied and their effects on the functionality and safety of the structure are discussed and practical conclusions drawn.

Keywords: Reinforced concrete, prestressed concrete, non-linear analysis, structural assessment, damage, deterioration, corrosion, durability, strengthening, service life.

1. INTRODUCCIÓN

A lo largo de su vida útil, las estructuras pueden sufrir cambios en su geometría, configuración estructural o propiedades de los materiales, así como efectos debidos a las deformaciones diferidas. Así, los procesos constructivos evolutivos suelen implicar cambios en secciones, configuración longitudinal, apoyos y cargas que dan lugar a estados de tensiones muy distintos a los que se obtendrían en una construcción simultánea de toda la estructura y a redistribuciones en el tiempo. Por otra parte las propiedades mecánicas del hormigón se van modificando conforme éste fragua y endurece, aunque también pueden deteriorarse por efectos medioambientales (carbonatación, ataques químicos). Por otra parte, las intervenciones de reparación o refuerzo implican modificaciones temporales o definitivas en la geometría, cargas y apoyos. Todos estos aspectos, así como el comportamiento no lineal instantáneo y diferido de los materiales (debido a la fisuración, plastificación, comportamiento tensión-deformación no lineal, etc) y los efectos de segundo orden, deben ser tenidos en cuenta si en algún instante de la vida útil de la estructura se desea evaluar con cierta precisión su capacidad portante, de cara a su posible rehabilitación o refuerzo.

El análisis no lineal, instantáneo y diferido, permite considerar de forma realista los fenómenos antes citados. Se han desarrollado numerosos modelos de análisis no lineal y diferido, aunque son muchos menos los modelos desarrollados para tener en cuenta, en estructuras de barras, la combinación de no linealidad, análisis diferido y construcción evolutiva. Los modelos más relevantes en este campo son los desarrollados por Ghali y Elbadry [1], Kang y Scordelis [2] y Cruz, Roca y Marí [3], que lo aplicaron a pórticos planos, y Abbas y Scordelis [4] y Marí [5], que lo aplicaron a pórticos espaciales. Sin embargo, estos modelos fueron desarrollados pensando en el análisis de estructuras de nueva construcción y no tanto en estructuras ya construidas, sometidas a procesos de degradación o deterioro o a posibles actuaciones de reparación o refuerzo. En este artículo se presenta un modelo de análisis estructural no lineal paso a paso en el tiempo en el que se simulan posibles cambios que pueden darse durante el proceso construc-

tivo o a lo largo de la vida útil de una estructura, incluyendo efectos del deterioro (debido a la agresividad ambiental, al incremento de las cargas u otras condiciones de uso), y posibles intervenciones para su reparación o refuerzo. Entre los cambios considerados se incluyen modificaciones en la geometría transversal y longitudinal, modificaciones en las vinculaciones entre elementos o en las condiciones de apoyo (construcción por fases), pérdida de recubrimiento o de sección de armadura (efectos del deterioro), saneado de zonas, restitución de geometría, inyección de fisuras (reparación) o encolado de chapa o de FRP, recrecido de hormigón y armaduras, disposición y eliminación de apeos o pretensado exterior (sistemas de refuerzo). El modelo permite evaluar la capacidad portante de la estructura antes y después de la intervención, obteniendo así la respuesta en servicio y en estado límite último y permitiendo establecer una comparación entre los diversos esquemas de intervención planteados.

Se analizan dos ejemplos que permiten mostrar las capacidades del modelo y su utilidad en casos prácticos. El primero muestra una comparación de los resultados del modelo con los obtenidos en una investigación experimental, en la cual una viga es prefisurada bajo varios ciclos de carga, posteriormente reforzada y finalmente cargada hasta rotura. El segundo es un caso teórico, consistente en una pasarela peatonal de hormigón armado de tres vanos, sometida a un proceso de deterioro y a un posterior refuerzo, evaluando la respuesta estructural con el paso del tiempo, así como los efectos de un refuerzo en la extensión de la vida útil de la estructura.

2. BREVE DESCRIPCIÓN DEL MODELO

2.1 Idealización de la geometría y de las propiedades de los materiales

El entramado tridimensional se idealiza mediante elementos viga de canto constante y sección arbitraria conectados a través de nodos. Se utiliza el elemento hermitiano de 6 grados de libertad por nodo (figura 1), más un grado de libertad adicional interno de deforma-

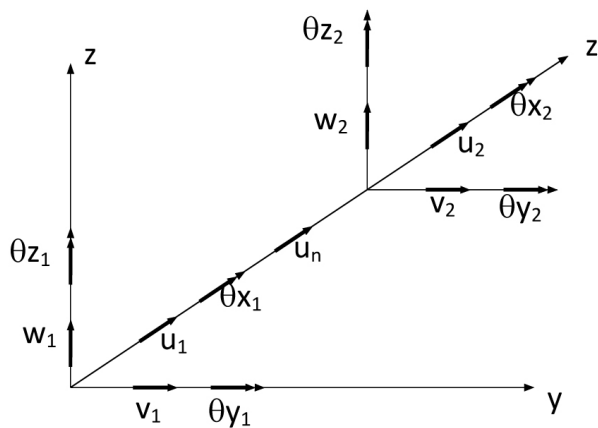


Figura 1. GDL en el elemento barra.

ción axial, que es eliminado por condensación estática. Este grado de libertad es esencial para reproducir correctamente el efecto del desplazamiento del eje neutro de la sección durante la construcción por fases o por efecto de la fisuración. Con estos grados de libertad es posible captar la respuesta estructural frente a solicitaciones de flexocompresión recta o esviada y torsión [6], [7].

La sección transversal está compuesta por trapecios, cada uno de los cuales puede estar compuesto por un hormigón diferente, fabricado y/o demolido en un instante diferente y con unas condiciones higrométricas diferentes. Cada trapecio se divide en fibras o filamentos de sección trapezoidal, de forma que la geometría de la sección de hormigón, queda definida por el área y posición de cada filamento. Existen también filamentos de acero, para representar las armaduras pasivas o, en estructuras mixtas, la chapa metálica (figura 2). Ello confiere al modelo la posibilidad de estudiar secciones de forma arbitraria así como los efectos de distribuciones arbitrarias de deformaciones por retracción, la construcción por fases y los procesos de deterioro, demolición o sustitución de partes de una sección.

Las propiedades de los materiales evolucionan en el tiempo (el hormigón envejece, pero también puede mermar en sus propiedades mecánicas por degradación). Por otra parte, la deformación total del hormigón se considera formada por la suma de las deformaciones no mecánicas (fluencia, retracción, envejecimiento, tem-

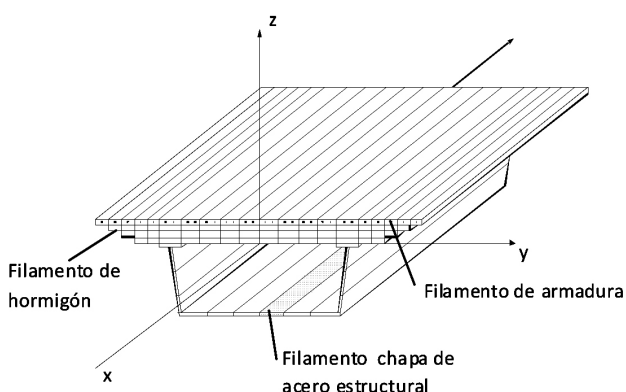


Figura 2. Sección discretizada en fibras.

peratura) y la deformación mecánica (instantánea tensional), de forma que la ecuación constitutiva relaciona la tensión con la deformación mecánica.

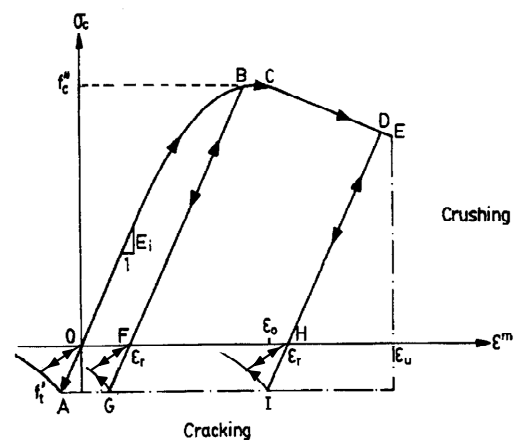
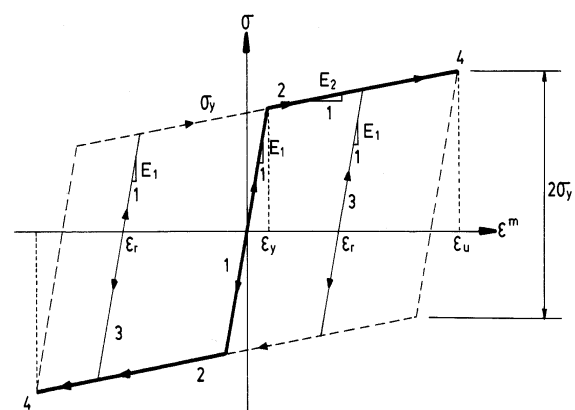
$$\varepsilon(t) = \varepsilon^m(t) + \varepsilon^{nm}(t) \quad (1)$$

$$\varepsilon^{nm}(t) = \varepsilon^c(t) + \varepsilon^s(t) + \varepsilon^a(t) + \varepsilon^T(t) \quad (2)$$

La curva tensión-deformación instantánea del hormigón en compresión es de tipo parabólico-lineal, con rama descendente, descarga y recarga. En tracción se considera una rama lineal hasta fisuración, comportamiento hiperbólico descendente post-fisuración para considerar la contribución del hormigón traccionado entre fisuras, y posibilidad de recarga tras el cierre de la fisura (figura 3). El acero se considera un material elasto-plástico con endurecimiento cinemático (figura 4), mientras que el diagrama del acero de pretensar se considera multilíneal con descarga.

La deformación debida a la fluencia $\varepsilon^c(t)$ se evalúa mediante el método general de análisis paso a paso en el tiempo, con una formulación integral dependiente de la edad, basada en los principios de viscoelasticidad lineal, que se resuelve incrementalmente.

$$\varepsilon^c(t) = \int_0^t c(\tau, t - \tau) \cdot \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (3)$$

Figura 3. Curva σ - ε del hormigón.Figura 4. Curva σ - ε del acero.

Gracias a la utilización de una función de fluencia derivada de un modelo reológico de cadena de Kelvin, el incremento de deformación de fluencia en un intervalo de tiempo, debida a toda la historia de tensiones, se obtiene mediante una expresión recurrente que requiere únicamente conocer una serie de variables del escalón de tiempo anterior, obviando la necesidad de almacenamiento de la historia tenso-deformacional de todas las fibras. Esta función de fluencia toma la forma de una serie de Dirichlet,

$$c(\tau, t - \tau) = \sum_{i=1}^m a_i(\tau) [1 - e^{-\lambda_i(t-\tau)}] \quad (4)$$

en la que los valores de m , λ_i y $a_i(\tau)$, y son coeficientes que puede determinarse mediante un ajuste por mínimos cuadrados, bien de resultados experimentales, bien de fórmulas propuestas por los Códigos Internacionales. En este trabajo se considera que se logra una aproximación suficiente utilizando tres términos ($m=3$) para la serie y adoptando $\lambda_i = 10^i$.

Los tendones de pretensado se consideran poligonales. Se consideran las pérdidas instantáneas por rozamiento, penetración de cuña y elásticas, si las hay. Al tesar los tendones, el equilibrio del tendón proporciona unas cargas equivalentes sobre la estructura que se suman a las cargas exteriores. La deformación de la estructura lleva consigo una deformación de los tendones y la correspondiente variación de carga de pretensado. A partir de la distinción entre los instantes de tesado, transferencia y adherencia y de incluir o no la rigidez de los tendones en la de la estructura, pueden diferenciarse los casos de armaduras pretesas y postesas. El pretensado exterior también está contemplado aunque no se hace un tratamiento específico del rozamiento localizado en los desviadores

Siguiendo la técnica estándar de elementos finitos, se obtienen la matriz de rigidez elástica, el vector de respuesta interna del elemento y el vector de cargas equivalentes procedentes de deformaciones no mecánicas ϵ^{mm} ,

$$K_e = \iiint_v B^T E B \cdot dv \quad (5)$$

$$R^i = \iiint_v B^T \sigma \cdot dV \quad (6)$$

$$R^{mm} = \iiint_v B^T \cdot E \cdot \epsilon^{mm} \cdot dv \quad (7)$$

donde E representa el módulo tangente de cada material, función de su estado tenso-deformacional (fisuración, plastificación o agotamiento) y B es la matriz que relaciona desplazamientos nodales y deformaciones en los puntos de Gauss y σ son las tensiones en cada fibra. El modelo permite también considerar los efectos de la no linealidad geométrica, actualizando las coordenadas de los nodos a medida que se deforma la estructura e

introduciendo la matriz de rigidez geométrica. Estos vectores y matrices se obtienen integrando numéricamente la contribución de cada uno de los filamentos, evaluando la función a integrar en las dos secciones de Gauss.

2.2. Estrategia para la solución del problema no lineal en el tiempo

A fin de captar el comportamiento no lineal durante construcción y en servicio de este tipo de estructuras, el dominio temporal se divide en intervalos y se realiza un proceso de avance paso a paso en el que los incrementos de desplazamientos y deformaciones se van acumulando sobre los obtenidos en escalones anteriores. Para ello se definen cuatro tipos de ciclos, cada uno de los cuales encierra al anterior:

- *Etapas constructivas*, que son operaciones que implican cualquier modificación del esquema estructural o sistema de cargas, como son la colocación o retirada de apeos o tirantes provisionales, el tesado de tendones, hormigonados sucesivos de la sección, etc. Ello se consigue permitiendo cambios en las condiciones de apoyo, en las vinculaciones entre elementos, colocación y retirada de elementos, armaduras o partes de sección, tesado o destesado de tirantes y tendones de pretensado. De esta manera pueden reproducirse los procesos de construcción más usuales y también posteriores modificaciones en la estructura a lo largo de su vida útil.
- *Pasos de tiempo*, que es cada uno de los subintervalos en que se divide el período de tiempo transcurrido entre etapas constructivas. En cada paso de tiempo se actualizan las propiedades de los materiales, la matriz de rigidez y el vector de cargas. Asimismo, mediante las ecuaciones (2) y (3) se evalúan los incrementos de deformaciones no mecánicas $\Delta \epsilon^{mm}$ que han tenido lugar durante el intervalo de tiempo de t_{n-1} a t_n y mediante la ecuación (5), el vector incremental de cargas equivalentes ΔR^{mm} en el instante t_n . Entonces, el incremento de carga ΔR_n a aplicar sobre la estructura en ese instante t_n , se obtiene añadiendo al vector incremental de cargas nodales exteriores ΔR_n^i , el vector de cargas desequilibradas R_{n-1}^u procedente del intervalo de tiempo anterior t_{n-1} y el vector incremental de cargas debido a deformaciones no mecánicas ΔR_n^{mm} .

$$\Delta R_n = \Delta R_n^i + \Delta R_n^{mm} + R_{n-1}^u \quad (8)$$

Escalones de carga o de desplazamiento controlado, que permiten introducir la carga gradualmente y trazar la respuesta estructural (curva $P-\delta$) en los rangos elástico, fisurado y de prerrotura. Los factores de carga pueden ser diferentes para acciones directas, pretensado y desplazamientos impuestos. Este sistema, unido a las etapas constructivas, permite introducir secuencias de carga

predeterminadas, como es el caso de peso propio inicial y sobrecarga después.

- *Iteraciones*, orientadas a satisfacer las condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas de los materiales. En cada iteración se introducen sobre la estructura unas cargas residuales o desequilibradas procedentes de los efectos no lineales, al comparar la sollicitación con la respuesta interna. Se establecen diversas estrategias de análisis no lineal orientadas a lograr la convergencia del proceso iterativo y disminuir el tiempo de cálculo y un criterio de convergencia basado en consideraciones energéticas.

Más detalles sobre las propiedades instantáneas y diferidas de los materiales, sobre la formulación del elemento finito y sobre la estrategia de análisis no lineal incorporada al modelo pueden encontrarse en Marí [7].

2.3. Consideración de los procesos de deterioro, reparación y refuerzo

La reparación y el refuerzo de una estructura son intervenciones en la misma que suelen implicar modificaciones en su geometría, en las cargas, en el comportamiento de los materiales o en las vinculaciones. El planteamiento paso a paso del modelo matemático desarrollado permite tener en cuenta estas intervenciones. Para ello se especifican algunos aspectos en la lectura de datos, como son:

- Cada trapecio de una sección transversal puede ser de un hormigón diferente, del cual se define el día en que se fabrica, el día en que se demuele y el día en que se repara inyectando las fisuras.
- Para cada armadura pasiva se define el día en que se coloca en las estructuras y el día que se demuele o retira.
- Cada tendón de pretensado puede tesar, destesar o retesar a lo largo del tiempo. Por tanto, en cada etapa constructiva se definen aquellos tendones que se tesan, retesan o destesan.

De cada elemento se especifica qué día se ensambla en la estructura y qué día se retira.

Las condiciones de apoyo, así como las vinculaciones entre elementos pueden cambiar en cada etapa constructiva.

La colocación de una nueva armadura, filamento de hormigón o barra estructural implica únicamente incorporar su rigidez a la estructura y activar algunos grados de libertad. La retirada o demolición de un elemento estructural requiere la introducción, como cargas, de los esfuerzos en extremos de la barra que se retira, y la desactivación de algunos grados de libertad. A partir de

estos principios, se pueden simular, entre otros los siguientes procesos de deterioro y de intervención:

- **Degradación de las propiedades de los materiales.** Puede abordarse de dos formas: modificando las ecuaciones constitutivas de los materiales afectados conforme se van deteriorando, o bien sin modificarlas pero introduciendo una deformación no mecánica, asociada a los cambios de rigidez, tal como se hace con el envejecimiento de estructuras sin degradación, pero con signo contrario. En el primer caso, los efectos de la degradación se manifiestan mediante la aparición de tensiones no equilibradas y, en el segundo, como deformaciones no mecánicas. En ambos casos, los esfuerzos asociados a estas tensiones y deformaciones no mecánicas deben ensamblarse equilibrando los nodos, e introducirse como cargas equivalentes sobre la estructura. El deterioro puede ser debido a la carbonatación o a reacciones químicas, que modifican el módulo de deformación y/o las resistencias a compresión y a tracción del hormigón.
- **Saneado de recubrimientos.** Suele implicar no solo una pérdida de sección de hormigón sino también de acero de las armaduras pasivas. Su simulación consiste en especificar que el hormigón del recubrimiento se elimina a una edad determinada. La pérdida de sección de armadura se simula eliminando la porción de área de acero eficaz correspondiente.
- **Inyección de fisuras.** Si un hormigón fisurado se repara con esta técnica se supone que vuelve a resistir tracciones. Por tanto se trata de una modificación de la ecuación constitutiva.
- **Recrecido con mortero y armaduras o mediante encolado de chapa metálica o laminado de FRP.** Puede simularse especificando que un conjunto de filamentos de hormigón y armaduras se colocan a una determinada edad. La chapa se considera una armadura más, de un acero de calidad distinta a las barras corrugadas. Si se trata de un laminado de fibra de carbono, lo único que varía son las propiedades mecánicas a introducir para ese material.
- **Pretensado exterior.** Los tendones se introducen y tensan en un instante determinado. El pretensado introduce un sistema de cargas autoequilibrado que puede cerrar fisuras y modificar el estado de tensiones, deformaciones y reacciones de la estructura.
- **Apeos, desapeos y movimientos impuestos.** Se simulan gracias a la posibilidad de modificar a lo largo del proceso paso a paso, las condiciones de vinculación de la estructura.

El modelo se ha verificado con resultados experimentales realizados por Valdés y Marí [8] y ha sido implementado en un programa de ordenador llamado CONS que puede utilizarse en ordenadores personales. El modelo está en permanente proceso de mejora, incorpo-

rándose en la actualidad un modelo ya desarrollado de análisis seccional con interacción entre esfuerzos normales y tangentes desarrollado por los autores [9], a fin de captar formas de rotura distintas a las de flexocompresión, que pudieran movilizarse por efecto de un refuerzo

3. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DEL MODELO. VIGAS ENSAYADAS POR SOUZA Y APPLETON

R.H. Souza y J. Appleton [10] llevaron a cabo un programa experimental sobre vigas de hormigón armado simplemente apoyadas, las cuales fueron previamente dañadas y posteriormente reforzadas y cargadas hasta rotura, con el objeto de conocer su comportamiento a flexión y la eficacia de diversos tipos de refuerzo. El daño previo se generó cargando las vigas hasta un nivel próximo a su capacidad resistente a flexión (y lejos de la capacidad a cortante), provocándoles una extensa fisuración por flexión. Se ensayaron 6 vigas, cuatro de las cuales fueron prefisuradas (FC1,FC2,FP1,FP2) y las otras dos no se dañaron, quedando como vigas de referencia, una para comparar con las dañadas (DF) y otra para comparar con las reforzadas (RF). En la tabla 1 se muestran las características de estas vigas. La edad que consta en esta tabla es la edad de carga. La ejecución del refuerzo se considera realizada a los 182 días.

El refuerzo consistió en colocar armadura longitudinal adicional, tras el pertinente proceso de saneado del recu-

brimiento y preparación de la superficie y en recrecer la sección en la zona traccionada, utilizando en tres vigas hormigón proyectado in situ (FCR) y en las otras tres mortero pre-mezclado (FPR).

Las vigas ensayadas tenían 2070 mm de longitud total y estaban biapoyadas con 1950 mm de luz entre ejes de apoyos. Tenían sección transversal en T, con una cabeza de compresión de 520 mm de anchura y 40 mm de profundidad, 80 mm de ancho de alma y 200 mm de canto total, existiendo un diafragma de 120 mm de ancho en apoyos.

El armado consiste en 6 barras de 6 mm de diámetro en la cabeza superior y en dos barras de 8 mm de diámetro situadas en el fondo del alma, existiendo armadura de cortante consistente en 18 cercos de 4,5 mm de diámetro separados 100 mm. El recubrimiento de las armaduras era de 15 mm. La cuantía de armadura longitudinal inicial era muy reducida, para simular un error de proyecto. Las características geométricas y de armado se muestran en la figuras 5 y 6, respectivamente

La prefisuración se provocó cargando las vigas con dos cargas puntuales iguales, situadas a tercios de la luz (a 650 mm de los ejes de apoyo), hasta un valor de la reacción en apoyos de unos 15 kN. Una vez descargadas las vigas, se eliminó la capa del recubrimiento, se dispusieron dos armaduras longitudinales de 8 mm iguales a las existentes, sujetas por unos cercos (no necesarios por cálculo) anclados superiormente en al alma como indica la figura 6, y se dispuso la capa de recrecido de mor-

Tabla 1. Características de las vigas ensayadas por Souza y Appleton [10]

Vigas		Edad (días)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_c (GPa)
Hormigón de base	FC1, FC2, FP1, FP2	115	40	3.8	35
	FC1R, FC1R, FP2, FP2R, RF	258	42	4,1	37
	DF	266	42	4.1	37
Mortero	FC1R, FC2R	76	54	6.7	27
H. Proyectado	FP1R, FP2R	76	40	3.9	28

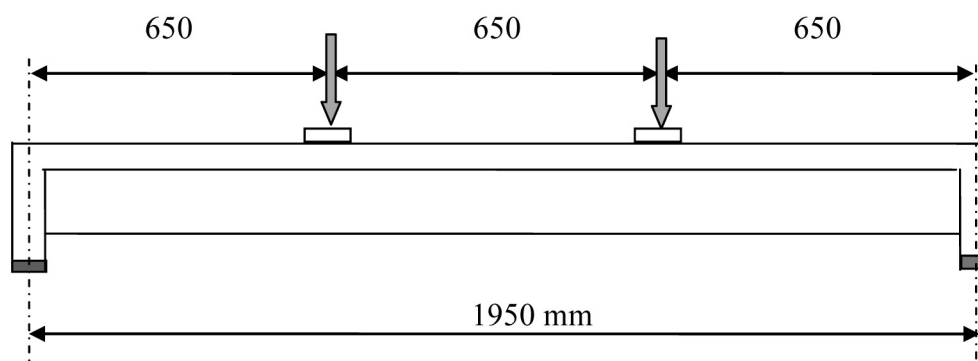


Figura 5. Geometría longitudinal y esquema de carga de las vigas.

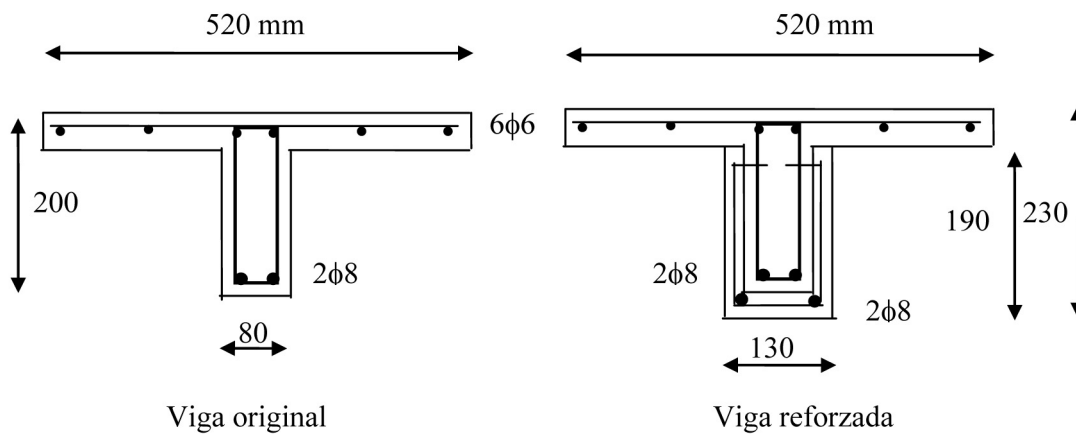


Figura 6. Sección transversal y armadura de la viga original y reforzada.

tero o de hormigón proyectado, hasta aumentar el canto hasta 230 mm y el ancho del alma hasta 130 mm. El recubrimiento de las armaduras de refuerzo fue también de 15 mm.

El hormigón de las vigas tenía un tamaño máximo de árido de 9,5 mm, dadas las dimensiones de los modelos ensayados. Las propiedades mecánicas del hormigón y materiales de refuerzo empleados fueron las que se citan a continuación para las edades de prefisuración y carga.

Hormigón: resistencia media a compresión $f_{cm}=40$ MPa, resistencia media a tracción $f_{ctm}=3.8$ MPa a tracción y módulo elástico $E_c=35$ GPa en el instante de aplicación de la carga de prefisuración (115 días). En el instante de ensayar las vigas reforzadas hasta rotura (258 días), estos valores eran $f_{cm}=42$ MPa, $f_{ctm}=4.1$ MPa y $E_c=37$ GPa. El mortero de refuerzo y el hormigón proyectado tenían una resistencia media a compresión de $f_{cm}=54$ MPa y de $f_{cm}=40$ MPa, respectivamente, a la edad de 76 días, instante en que se cargó la viga hasta rotura. Las armaduras longitudinales de 8 mm eran de acero de límite elástico $f_y=550$ MPa y resistencia a la rotura $f_s=600$ MPa.

El proceso de pre-fisuración se hizo cargando y descargando hasta un valor de la reacción de 10 kN durante ocho ciclos, y aumentando después la carga hasta 15 kN, lo que produjo la plastificación de la armadura y deformaciones residuales. Al final de los ciclos de pre-carga se había desarrollado una extensa fisuración, siendo el ancho medio de fisura de 0,20 mm. El proceso

de carga posterior al refuerzo se hizo también utilizando 5 ciclos de carga y descarga. En las figuras siguientes que muestran los resultados no se han representado los ciclos de carga y descarga, para mayor claridad y comprensión de las mismas.

La estructura se ha idealizado mediante 30 elementos finitos tipo barra de igual longitud, cuya sección transversal ha sido discretizada mediante 5 rectángulos para representar los distintos hormigones (con un total de 110 fibras de hormigón), y 3 filamentos equivalentes de acero para representar las armaduras. Cada uno de los hormigones y armaduras se coloca en un instante determinado, como indica la tabla 2 adjunta donde se muestra el calendario de actuaciones.

La figura 7 muestra la curva reacción-desplazamiento en centro de vano de la viga FP2 durante el proceso de precarga. La figura 8 muestra la curva reacción-desplazamiento de la viga FP2R resultante del proceso de sobrecarga hasta rotura una vez la pieza ha sido reforzada. Se observa una excelente correlación entre los resultados analíticos y experimentales. En el primer caso, viga sin reforzar, el resultado es fácilmente predecible por cualquier modelo de análisis no lineal. Sin embargo el segundo no lo es tanto, pues en la respuesta de la viga reforzada influye el grado de prefisuración inicial, lo cual requiere disponer de un modelo capaz de contemplar un daño inicial, como el que aquí se presenta. De hecho, en la misma figura 8 se muestra también la respuesta hipotética en caso de que no hubiera existi-

Tabla 2. Calendario de operaciones en los ensayos de Souza y Appleton

INSTANTE (días)	OPERACIÓN
t=0	Fabricación de las vigas
t =115	Pre-carga para fisuración vigas
t =182	Colocación del refuerzo (mortero y armadura adicional)
t = 258	Aplicación de carga incremental hasta rotura

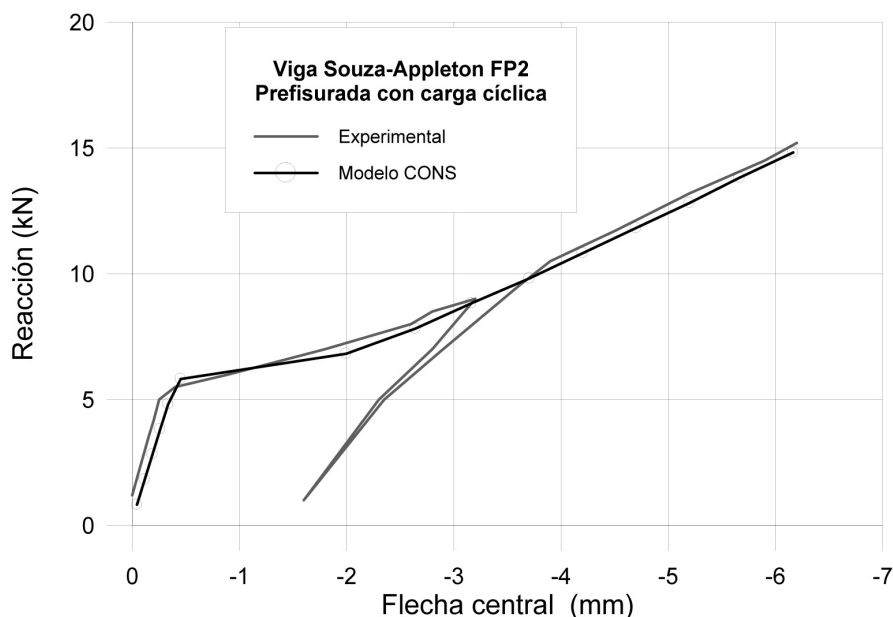


Figura 7. Curva carga-desplazamiento durante el proceso de precarga.

do prefisuración, lo cual se midió experimentalmente mediante una de las vigas de referencia, que no fue dañada. Se observa que la prefisuración de la viga inicial afecta únicamente a la respuesta en servicio de la viga reforzada: disminuye la rigidez en la fase inicial y suaviza la transición de la fase inicial a la fase en que el refuerzo está fisurado, pero apenas influye en la rama de prerrotura ni en el valor de la carga última.

Las figuras 9 y 10 muestran la relación momento-deformación en las armaduras longitudinales en la sección de centro de luz, obtenidas teórica y experimentalmente, para las armaduras iniciales (figura 9) y para las

armaduras de refuerzo (figura 10). Se observa, por una parte, la excelente aproximación del modelo analítico presentado con los resultados experimentales. Por otra se observa que ambas armaduras (inicial y de refuerzo) tienen deformaciones muy parecidas, siendo mayor la de refuerzo, por su mayor brazo.

La tabla 3 resume los resultados de las vigas reparadas con hormigón proyectado. Las flechas corresponden a un momento flector en la sección central de 12 kN-m., e incluyen el valor residual medido experimentalmente, producido en el proceso de precarga que llegó a plastificar las armaduras.

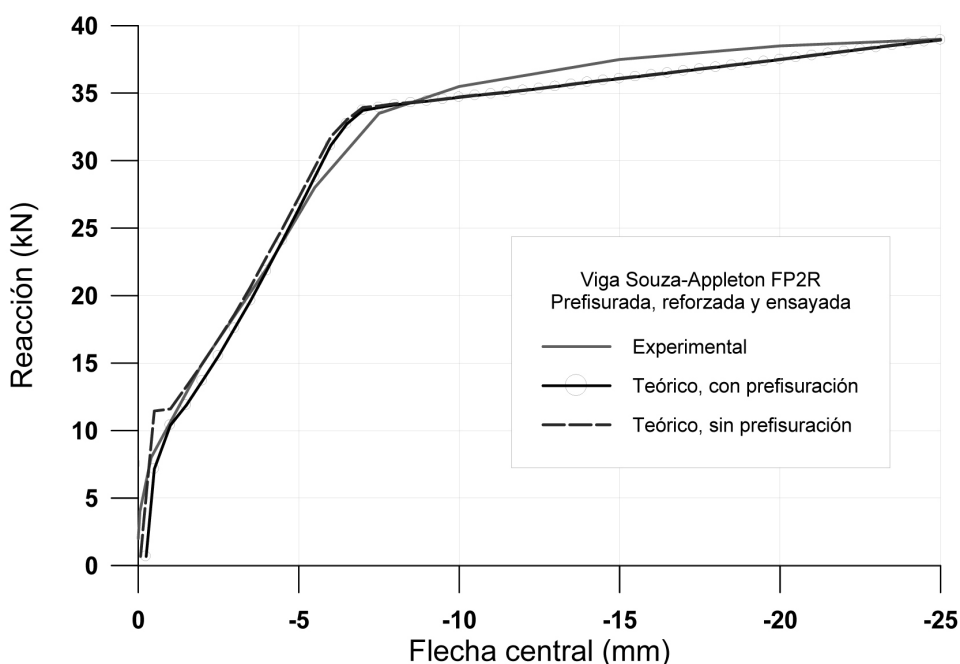


Figura 8. Curva Reacción-desplazamiento hasta rotura de la pieza reforzada.

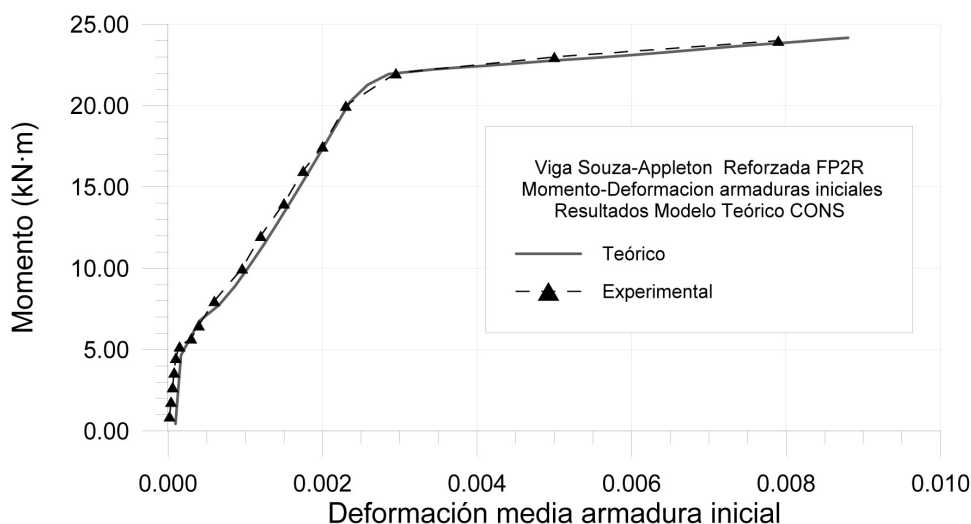


Figura 9. Relación momento - deformación ϵ_s en la armadura inicial en la sección central.

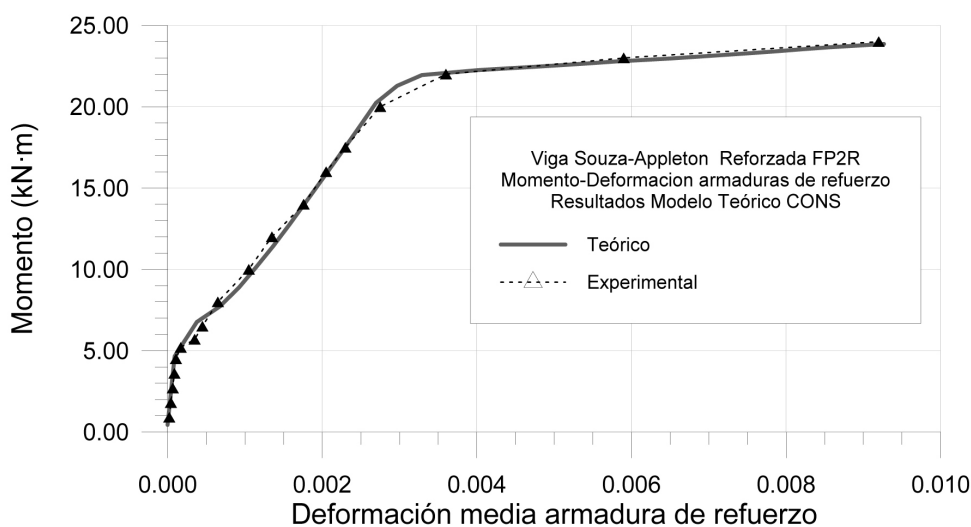


Figura 10. Relación momento - deformación ϵ_s en la armadura de refuerzo en la sección central.

Tabla 3. Resumen comparativo de resultados teóricos y experimentales

	Viga reparada		Viga de referencia	
	Experimental	Teórico	Experimental	Teórico
M_{fis} (kN·m)	4.6	4.8	6.9	7.5
Flecha (mm)	5.0	5.17	4.0	4,5
M_u (kN·m)	26.0	24.8	25.0	24.8

Los resultados del momento último teórico de los gráficos y tabla anteriores corresponden a una deformación de la armadura del 1%, cuando en realidad la deformación última de la armadura es mayor y por tanto también lo es su tensión de rotura. Sin embargo la curva tensión-deformación real del acero empleado no está disponible en la referencia [10].

4. EJEMPLO DE APLICACIÓN: EFECTOS ESTRUCTURALES DEL DETERIORO Y DE LA EJECUCIÓN DE UN REFUERZO EN UNA PASARELA PEATONAL DE HORMIGÓN ARMADO

Este ejemplo trata de ilustrar la capacidad del modelo descrito para reproducir los efectos del deterioro y de

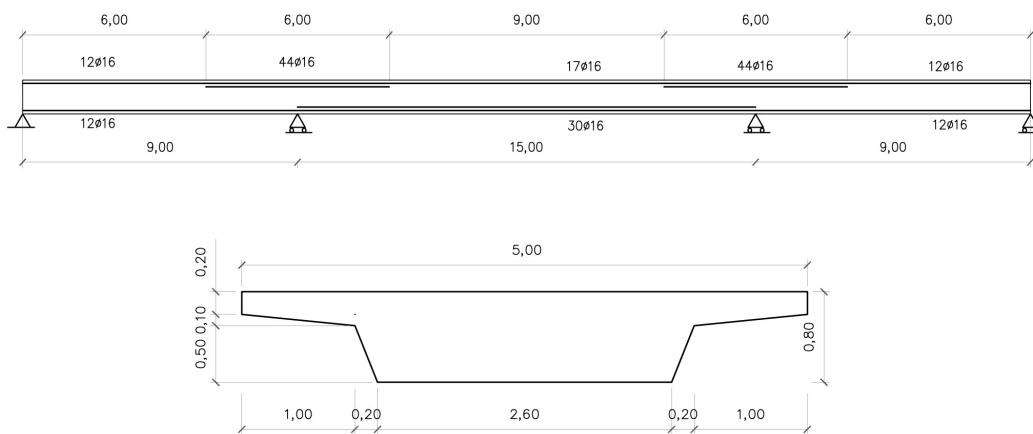


Figura 11. Alzado longitudinal y sección de la pasarela peatonal analizada.

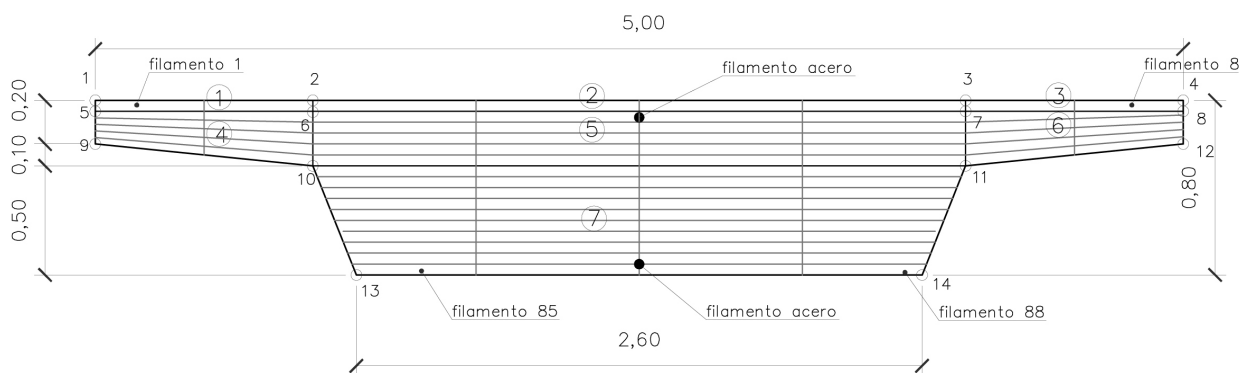


Figura 12. Discretización de la sección transversal de la pasarela.

posibles intervenciones de reparación o refuerzo en la respuesta en servicio y capacidad portante de estructuras.

Se trata de una pasarela peatonal de hormigón armado, cuyo esquema estructural es el de una viga continua de tres vanos (ver figura 11), afectada por corrosión de las armaduras en su cara superior debido al uso de sales fundentes, recubrimiento insuficiente (del orden de 25 mm) y ausencia de impermeabilización, que reduce

progresivamente las secciones de acero y del hormigón del recubrimiento (figura 13). Se considera que el tiempo transcurrido desde la construcción de la pasarela hasta que el ataque por cloruros afecta a la armadura es de 3 años, lo cual es muy rápido, pues se trata de un ejemplo académico para ilustrar el fenómeno.

El peso propio de la estructura es de 70 kN/m, las cargas muertas 20 kN/m y las sobrecargas de 30 kN/m. La resistencia característica del hormigón es 30 N/mm² y

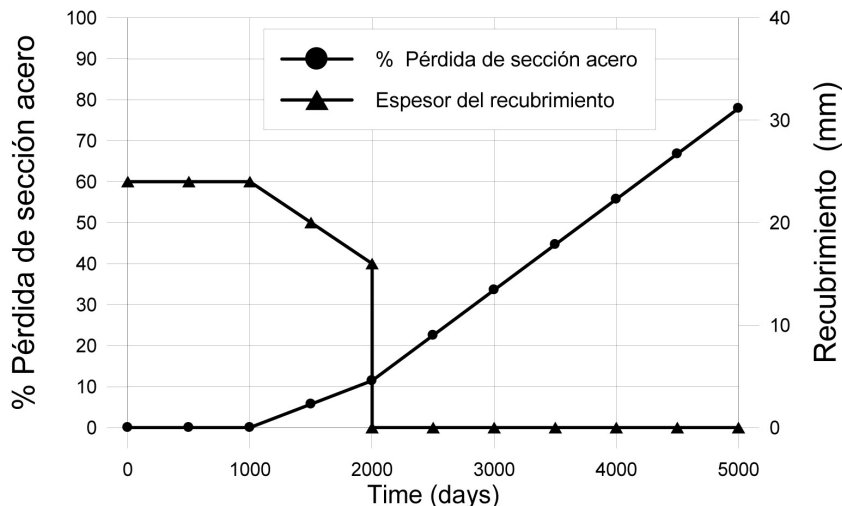


Figura 13. Pérdida de recubrimiento y de sección de armaduras por corrosión.

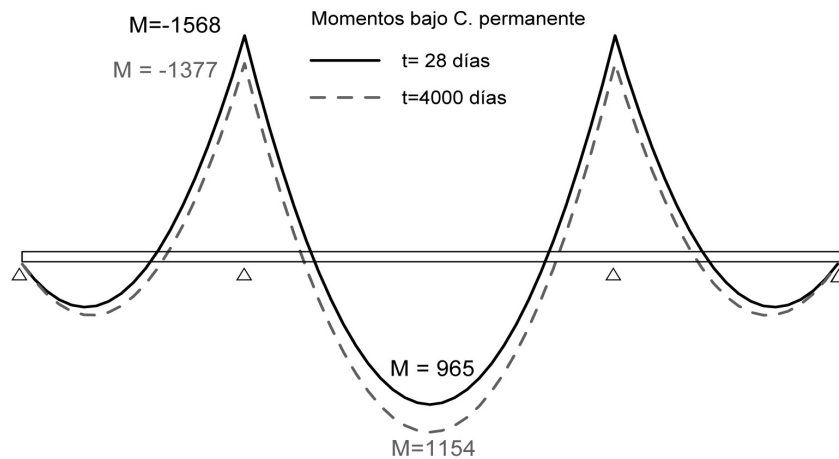


Figura 14. Evolución de las leyes de momentos flectores con el deterioro

Las armaduras son barras corrugadas de acero de 500 N/mm² de límite elástico. A la edad de 28 días, la estructura se somete a la totalidad de las cargas nominales (de forma que se prefisura) y después es descargada, quedando bajo la acción de las cargas permanentes ($G=90$ kN/m). Esta carga se mantiene constante en el tiempo, durante el cual tienen lugar los fenómenos de fluencia, retracción y los debidos al deterioro, además del envejecimiento del hormigón.

La estructura se ha analizado mediante 66 elementos tipo viga de 0,5m de longitud. La sección transversal se idealiza mediante trapecoides de hormigón divididos a su vez en filamentos, y filamentos de acero, para cada uno de los cuales se define el instante de desaparición (salto del recubrimiento), por efectos de la corrosión.

La figura 14 presenta las leyes de momentos flectores bajo cargas permanentes, al inicio de la vida útil y a los 4000 días bajo el supuesto de no intervenir para reparar

la estructura. Se observa claramente una redistribución de esfuerzos en sentido descendente, esto es, aumentando los positivos un 20% y disminuyendo los negativos un 12%, aproximadamente, fruto de la pérdida de rigidez del tablero sobre el apoyo.

Sin embargo, en la figura 15 se observa que las tensiones en las armaduras aumentan no solo en la sección de centro de vano, donde los momentos aumentan, sino también en la de apoyo, donde éstos disminuyen, como consecuencia de la reducción de área de armaduras resistente. Lógicamente, el ancho de fisura aumenta en vano y en apoyo con el proceso de deterioro, proporcionalmente a la tensión media de la armadura, como se observa en la figura 16, donde también se muestra el esquema de fisuración debido a la carga permanente y sobrecarga total a largo plazo.

Se ha realizado una serie de análisis incrementales hasta rotura a distintas edades, para determinar cómo

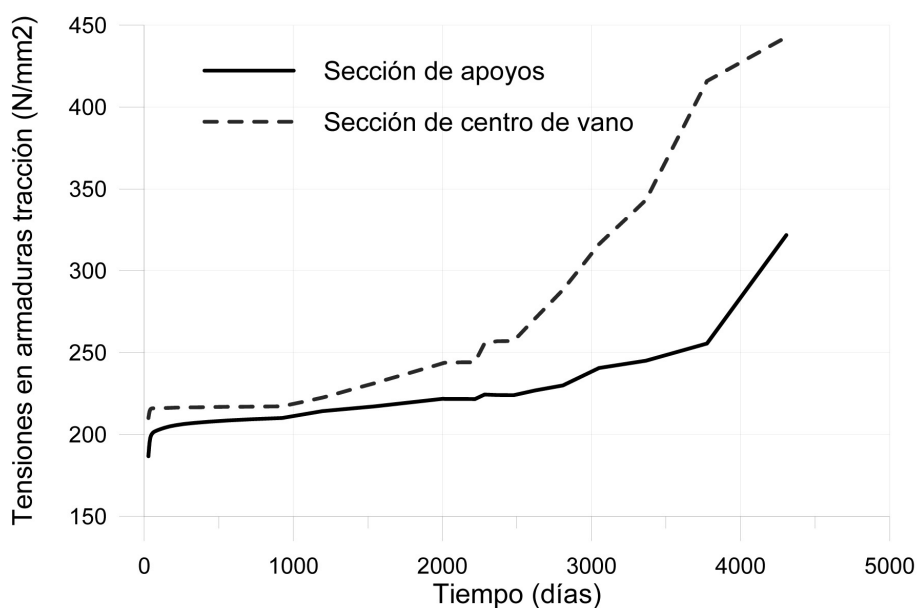


Figura 15. Evolución de la tensión en las armaduras.

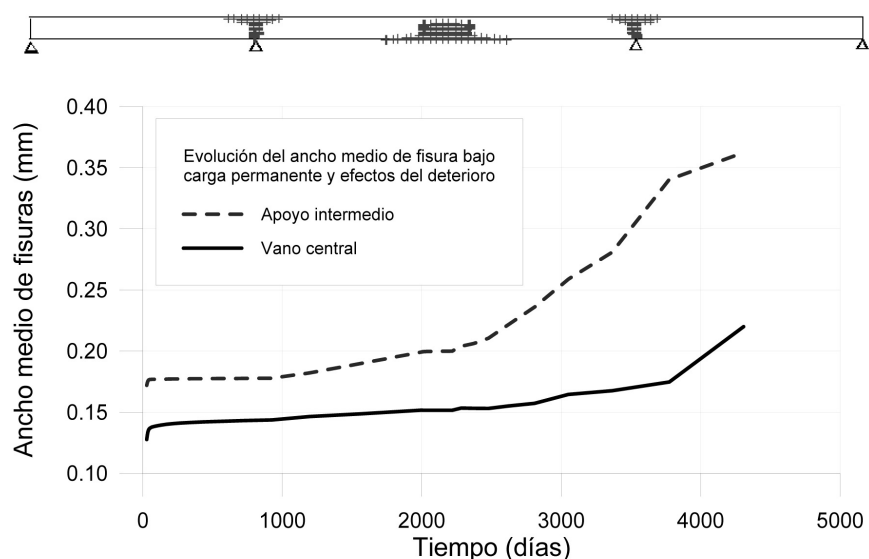


Figura 16. Evolución del ancho medio de fisura en las secciones críticas con el paso del tiempo.

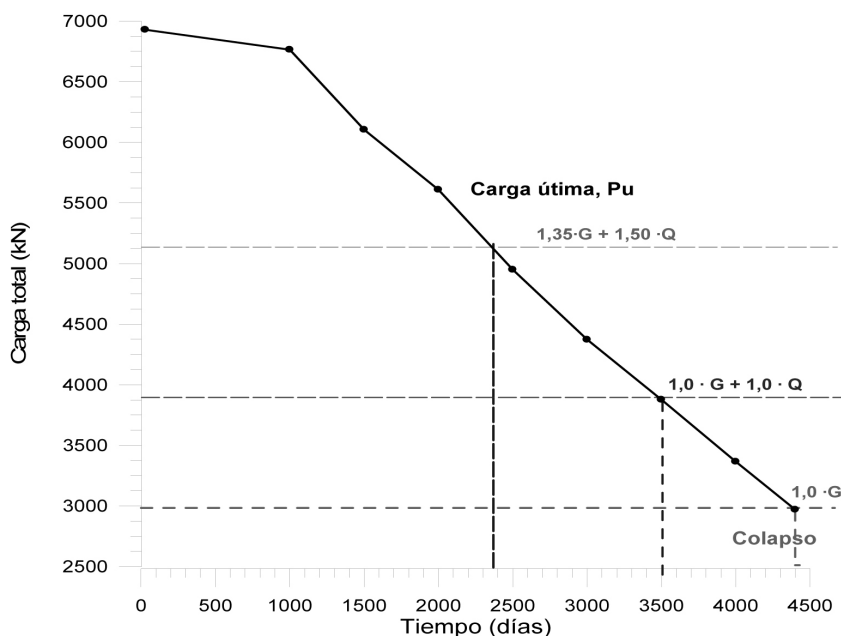


Figura 17. Evolución de la capacidad resistente con el deterioro.

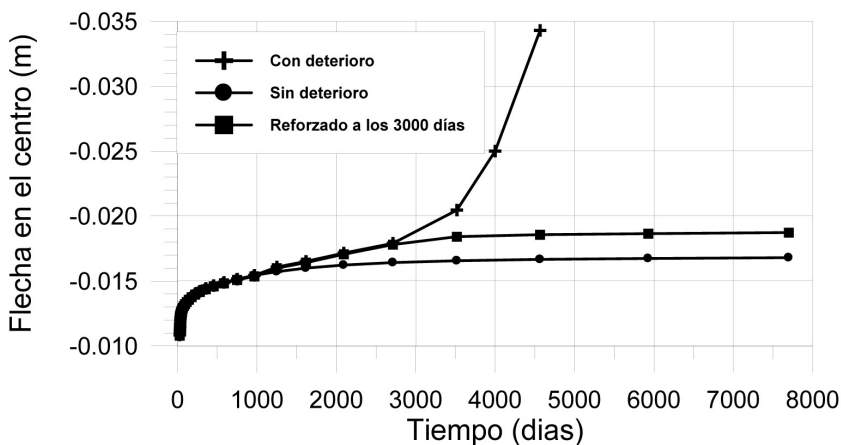


Figura 18. Evolución en el tiempo de la flecha en el centro del puente.

afecta el deterioro a la capacidad resistente a flexión de la estructura, lo cual se muestra en la figura 17. De acuerdo con estos resultados, la estructura es capaz de resistir la totalidad de las cargas hasta más de 2000 días, aunque a los 2000 días, el ancho de fisura se ha incrementado en la sección de apoyos hasta 0,35 mm. Entre 2300 y 3500 días la estructura resiste las cargas nominales, pero con un nivel de seguridad inferior al requerido por la normativa vigente. Entre 3500 y 4500 días, solo pueden ser resistidas las cargas permanentes y a partir de los 4500 días la estructura colapsa pues deja de poder resistir su propio peso.

Para evitar el colapso estructural, se decide reforzar la estructura, a los 3000 días, cuando todavía puede resistir la totalidad de las cargas con un coeficiente de seguridad próximo a la unidad. El refuerzo consiste en sustituir los 50 mm de hormigón superior degradado por una nueva capa de hormigón del mismo espesor, tras proceder a la restitución de la cuantía inicial de armadura, pero disponiendo un recubrimiento de 40 mm. Se apea el puente para resistir el peso del nuevo hormigón, eliminando el apeo al finalizar la reparación.

La figura 18 muestra la evolución de la flecha en centro del puente en tres casos: a) sin deterioro b), con deterioro pero sin intervención alguna y c) con deterioro y con la intervención descrita. Se observa que en caso de no intervenir, la flecha aumenta muy rápidamente a partir de los 3.500 días. Por otra parte, el efecto de la reparación, al sustituir hormigón y armaduras degradadas por materiales intactos, es aumentar la rigidez de la estructura respecto del caso de ausencia de deterioro.

5. CONCLUSIONES

Se ha presentado un modelo de cálculo estructural, para la evaluación de los efectos de los procesos de deterioro de los materiales y de las actuaciones para reparación y refuerzo, en la respuesta en servicio y la capacidad portante de estructuras de

hormigón. El modelo está basado en el análisis no lineal por los materiales y la geometría combinado con el análisis diferido paso a paso en el tiempo y con el análisis evolutivo, que permite considerar todos los posibles cambios que pueden acontecer a lo largo de la vida útil de una estructura.

Se ha presentado un ejemplo de verificación del modelo, comparando sus resultados con los procedentes de una serie de ensayos en laboratorio sobre vigas previamente cargadas y fisuradas y posteriormente reforzadas, habiéndose obtenido una gran coincidencia entre los resultados teóricos y los experimentales. Mediante otro ejemplo teórico, pero no menos realista, se ha mostrado la capacidad del modelo para evaluar los efectos del deterioro por corrosión de armaduras en la evolución de esfuerzos, tensiones, deformaciones, desplazamientos y fisuración a lo largo de la vida útil de la estructura, así como su capacidad portante a flexocompresión en cualquier instante de la misma. Por tanto, se considera una herramienta de gran utilidad para la evaluación de la eficacia de distintos sistemas de refuerzo o reparación, así como para la estimación de la vida útil de la estructura.

Los resultados obtenidos muestran que la utilización de modelos numéricos avanzados puede ayudar al proyectista a evaluar los efectos del deterioro; algunos de los cuales no son obvios a priori. Así se ha visto que la reducción de sección de armaduras por efecto de la corrosión, puede dar lugar a redistribuciones de esfuerzos en un determinado sentido y, sin embargo, dar lugar a incrementos de tensiones en las secciones donde estos esfuerzos disminuyen. Ello es debido a que el efecto de la reducción de sección de armadura en una sección es más importante en las tensiones que la reducción de rigidez, origen de las redistribuciones de esfuerzos. Igualmente, el modelo puede ser de gran ayuda para comparar la respuesta estructural de diversas soluciones de reparación en términos de comportamiento en servicio y en estado límite último.

El modelo presentado es totalmente mecánico, esto es, el proceso de deterioro se simula modificando la geometría, la sección de armaduras o las propiedades de los materiales con el tiempo, lo cual en la actualidad son datos de partida. Sin embargo, cabe esperar que en el futuro pueda acoplarse adecuadamente modelos de este tipo con modelos físico-químicos de degradación de los materiales.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo se ha desarrollado en el marco de los proyectos de investigación SEDUREC (Seguridad y

Durabilidad de Estructuras de Construcción), CSD2006-00060) y BIA2006-05614, financiados por el Ministerio de Educación y Ciencia de España.

REFERENCIAS

- [1] Ghali, A.; M. Elbadry, M. *User's Manual and Computer Program CPF : Cracked Plane Frames in Prestressed Concrete*. Dept. of Civil Engineering, University of Calgary, Research Report CE 85-2, (1985), Calgary (Alberta), Canada.
- [2] Kang, J.; Scordelis, A. "Non-linear Segmental Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Bridges". 3rd International Conference on Short and Medium Span Bridges. Toronto (Ontario), Canada, (1990), p. 229-240.
- [3] Cruz, P.; Marí, A.; Roca, P. "Nonlinear Time-Dependent Analysis of Segmentally Constructed Structures", *J. Structural Engineering ASCE*, Vol. 124, N° 3, (1998), p. 278-287.
- [4] Abbas, S.; Scordelis, A. C. *Nonlinear Geometric, Material and Time-Dependent Analysis of Segmentally Erected Three-Dimensional Cable Stayed Bridges*. Report UCB/SEMM-93/09, (1993), University of California, Berkeley (USA)
- [5] Marí, A. "Numerical Simulation of the Segmental Construction of Three Dimensional Concrete Frames", *Engineering Structures*, Vol. 22, (2000), p. 585-596.
- [6] Chan, E. C. *Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Reinforced Concrete Frames with Edge Beams*. Report UCB-SESM 82/8, University of California, Berkeley (USA), December 1982.
- [7] Marí, A. *Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Three Dimensional Reinforced and Prestressed Concrete Frames*, Report UCB-SESM 84-12, University of California, Berkeley (USA), June 1984.
- [8] Valdes, M.; Marí, A. "Long-term behaviour of continuous precast concrete girder bridge model", *J. of Bridge Eng., ASCE*, Vol. 5, N° 1, (2000), p. 22-31.
- [9] Bairán, J; Marí, A. "Multi-axial-coupled analysis of RC cross-sections subjected to combined forces", *Engineering Structures*, Vol.29, n° 8, (2007), p 1722-1738.
- [10] Souza, R.; Appleton, J. "Flexural behaviour of strengthened reinforced concrete beams", *Materials and Structures, RILEM*, Vol.30, (1997), p154-159.

Última monografía publicada

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA **15**

M

**Ejemplos de
aplicación de la
IAPF-07**

Grupo de trabajo 5/1
Puentes de Ferrocarril

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98
www.e-ache.com

Diseño a cortante de vigas de hormigón armado con armadura de acero y armadura externa de FRP mediante el mecanismo de bielas y tirantes y algoritmos genéticos

Reinforced concrete beams strengthened with FRP. Shear design using the strut-and-tie mechanism and genetic algorithms

Ricardo Perera Velamazán⁽¹⁾, Javier Vique García⁽²⁾, Angel Arteaga Iriarte⁽³⁾ y Ana de Diego Villalón⁽⁴⁾

Recibido | Received: 14-10-2008
Aceptado | Accepted: 25-07-2009

Resumen

El uso de materiales compuestos como método de refuerzo de estructuras de hormigón armado se está extendiendo cada vez más en los últimos años. De los tres tipos de refuerzo, refuerzo a flexión, confinamiento y refuerzo a cortante, considerados en las guías de diseño publicadas hasta ahora, el último no se ha desarrollado todavía lo suficiente y, por tanto, se requieren todavía muchos estudios numéricos y experimentales que permitan progresar en su conocimiento. En el estudio numérico llevado a cabo en este trabajo, se ha desarrollado un modelo, basado en el mecanismo de bielas y tirantes, de la capacidad a cortante de vigas de hormigón armado reforzadas externamente con armadura de FRP. A la contribución del hormigón, se le añade la contribución del tirante del mecanismo resistente óptimo de bielas y tirantes de la viga estudiada. Ésta última incluye las contribuciones de las armaduras interna y externa. El mecanismo resistente óptimo se obtiene mediante la resolución de un problema de optimización, resuelto usando algoritmos genéticos, que permite determinar la geometría óptima de la configuración de bielas y tirante. El modelo propuesto se ha evaluado estimando la capacidad a cortante de vigas reforzadas con FRP ensayadas experimentalmente. Asimismo, se ha llevado a cabo la comparación de las predicciones del modelo con aquéllas obtenidas directamente de algunas de las normativas de hormigón y guías de diseño de refuerzo con FRP publicadas.

Palabras clave: refuerzo a cortante, FRP, mecanismo de bielas y tirantes, algoritmos genéticos, diseño, hormigón.

Abstract

The use of composite materials to strengthen reinforced concrete structures has become increasingly popular in recent years. Three types of strengthening – bending, confinement and shear – have been addressed in the design guides published to date, although the third has been insufficiently developed. Further theoretical and experimental study is needed to obtain a fuller

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 89 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Minas, ETS de Ingenieros Industriales. Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales. Universidad Politécnica de Madrid (Madrid, España).

(2) Ingeniero Industrial, ETS de Ingenieros Industriales. Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales. Universidad Politécnica de Madrid (Madrid, España).

(3) Dr. Ingeniero de Caminos. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. CSIC (Madrid, España).

(4) Ingeniero de Caminos. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. CSIC (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: perera@etsii.upm.es

understanding of the mechanisms involved. In the theoretical study described in this paper, a strut and tie-based model was developed to determine the shear strength of reinforced concrete beams strengthened with fibre-reinforced polymer (FRP) bonded plates. The contribution made by the concrete is reinforced by the effect of the tie, i.e., account is taken of the contributions of both the internal and external reinforcement, corresponding to the optimal strut-and-tie resisting mechanism. The optimal strength mechanism is found by solving an optimization problem with genetic algorithms that define the optimal strut and tie geometry. The model proposed was validated by estimating the shear strength of experimentally tested FRP-strengthened beams. Model predictions were also compared to the predictions directly obtained by applying the methods set out in a number of concrete standards and design guides on FRP strengthening.

Keywords: shear strengthening, FRP, strut-and-tie mechanism, genetic algorithms, design, concrete.

1. INTRODUCCIÓN

La reparación y el reacondicionamiento de estructuras de hormigón armado con laminados de material compuesto están adquiriendo en los últimos años cada vez más auge. Mediante el pegado de laminados poliméricos armados con fibras (FRP - *fiber-reinforced polymers*) se pueden reparar estructuras de hormigón deterioradas y también reforzar estructuras no dañadas para aumentar su capacidad resistente [1]. Las principales ventajas de este tipo de sistemas de reparación en comparación con otros más tradicionales son su durabilidad, su alta relación resistencia/peso, su bajo coste de mantenimiento y, además, su facilidad de aplicación, lo que favorece su ejecución sin ocasionar demasiados trastornos e inconvenientes en el desarrollo de la vida diaria.

Hoy en día, una de las aplicaciones más frecuentes, aunque menos desarrollada, de este sistema es el refuerzo a cortante. A diferencia de otros métodos de reparación como el refuerzo a flexión y el confinamiento de pilares, el refuerzo a cortante con FRP se ha estudiado con menor profundidad tanto desde el punto de vista teórico como experimental. Este hecho se refleja perfectamente en las recomendaciones y guías de diseño editadas hasta la fecha [2-6] en las cuales el refuerzo a cortante con FRP se aborda de una forma muy breve lo que conlleva ciertas precauciones en su dimensionamiento y aplicación. Esta dificultad, sin duda, parece evidente considerando la complejidad inherente del mecanismo resistente a cortante de, simplemente, vigas de hormigón armado. El problema se agrava cuando se añade un refuerzo a cortante de FRP [7-16].

Por tanto, parece claro que una predicción fiable de la capacidad a cortante de vigas de hormigón reforzadas con FRP requerirá previamente conocer el mecanismo resistente a cortante de vigas de hormigón armado [17]. El modelo de celosía o de bielas y tirantes, introducido por Ritter [18] y desarrollado posteriormente por Morsch [19], constituye la base en la cual se basan muchas normativas [20-22] para predecir el fallo a cortante de vigas de hormigón armado. Aunque habitualmente se adoptan de forma simplificada ángulos de 45° para las bielas a compresión, valores diferentes también se contemplan en las normativas. En cualquier caso, parece evidente que extensiones de dicho modelo se podrían considerar para su aplicación al caso de vigas reforzadas a cortante con FRP. De hecho, Aprile y Benedetti [23] propusieron una extensión del modelo

de celosía variable a una viga de hormigón reforzada con FRP. Aplicando la teoría de compresión de Collins [24], determinaron un valor constante del ángulo de las bielas a compresión. Sin embargo, a pesar de su simplicidad conceptual, no hay una forma perfectamente establecida de determinar la configuración óptima geométrica del mecanismo de bielas y tirantes. El principal inconveniente reside en cómo llevar a cabo la transformación de un sistema continuo a un modelo de bielas y tirantes.

1.1. Objetivos

En este trabajo se ha implementado un procedimiento automático simple de determinación de la configuración óptima del modelo de bielas y tirantes particular de cualquier viga de hormigón reforzada a cortante con FRP. Mediante un procedimiento de minimización de la energía de deformación del modelo de bielas y tirantes, resuelto con algoritmos genéticos [25], se pretende determinar la celosía óptima representativa del mecanismo resistente de la viga reforzada estudiada. La configuración óptima de la celosía implica estimar el ángulo de todas sus bielas a compresión sin necesidad de que éstas sean paralelas lo cual resuelta más congruente físicamente.

El modelo propuesto se ha evaluado con valores experimentales de vigas de hormigón ensayadas con refuerzo a cortante. Se ha establecido también una comparativa con valores estimados utilizando expresiones propuestas en algunas de las guías de diseño editadas hasta la fecha a fin de contribuir a la investigación, actualmente en pleno desarrollo, del comportamiento de este tipo de refuerzo mediante el uso de nuevas tecnologías. Asimismo, se han llevado a cabo algunos estudios paramétricos a fin de comprender mejor la influencia real de algunos parámetros de la viga y del refuerzo sobre la resistencia a cortante y el rango de aplicación del método propuesto.

2. MODELO DE BIELAS Y TIRANTES EN VIGAS REFORZADAS A CORTANTE CON FRP

Los métodos habituales de refuerzo a cortante con FRP de vigas de hormigón armado incluyen el pegado del refuerzo en las caras laterales de la viga, el encamisado

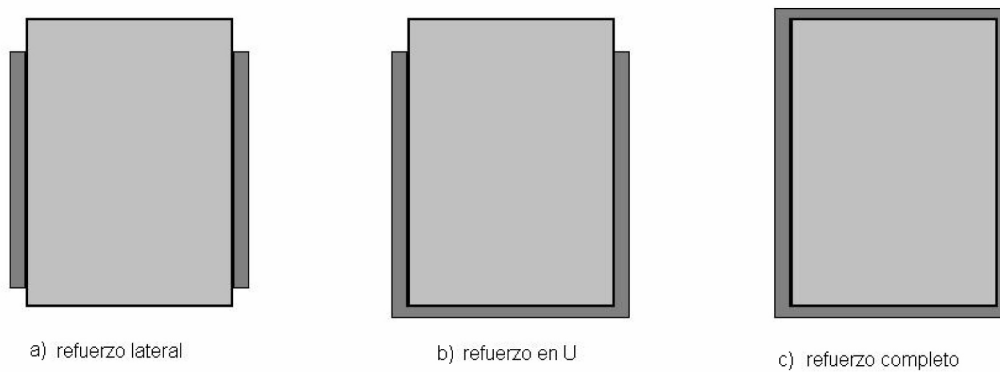


Figura 1. Configuraciones para el refuerzo a cortante.

en forma de U y el encamisado completo de la viga (W) (Figura 1). Se utilizan o bien laminados prefabricados rígidos (fibra + resina) que se adhieren posteriormente a la estructura, o bien hojas o tejidos flexibles de fibra que se aplican junto a la resina sobre la estructura formándose el material compuesto *in situ* al curar la resina. Asimismo, el refuerzo puede disponerse de manera continua, con tejido aplicado en toda la longitud de la viga o de forma discontinua, con láminas prefabricadas o bandas de tejido espaciadas. Además, las fibras pueden colocarse en dirección perpendicular al eje longitudinal de la viga o bien formando un cierto ángulo para que queden más o menos perpendiculares a las posibles fisuras de cortante. La combinación de todos estos factores da lugar a diversas configuraciones de refuerzo que influyen en el modo de fallo.

En todos los métodos de diseño práctico propuestos hasta la fecha [2-6], la resistencia a cortante de una viga reforzada, V_{Rd} , se calcula añadiendo a la contribución del hormigón, V_c , y los cercos de acero, V_s , la del refuerzo de FRP, V_f :

$$V_{Rd} = V_c + V_s + V_f \quad (1)$$

La resistencia a cortante del hormigón, V_c , depende de la acción de dovela de la armadura a tracción, de la resistencia a tracción del hormigón en la zona no fisurada y del efecto rasante; su valor se toma directamente de las

normativas existentes para hormigón armado. A este término se le añade la contribución debida a la armadura transversal, $V_s + V_f$. Este es el procedimiento que se sigue habitualmente en el conocido como método estándar en el cual se basan la EHE [22] y el ACI [21]. Sin embargo, en el Eurocódigo 2 [20], la contribución de hormigón sólo se considera para vigas sin armadura a cortante mientras que en el caso de que ésta exista el término V_c se desprecia y como contrapartida se asimilan inclinaciones para las bielas inferiores a 45° . Esta hipótesis resulta demasiado conservadora como se ha demostrado en algunos estudios llevados a cabo [26, 27].

La contribución de las armaduras a cortante interna, V_s , y externa, V_f , se evalúa mediante el uso de un modelo de bielas y tirantes que represente lo más fielmente posible el mecanismo resistente de la viga. Para ello, se considera inicialmente una sección de hormigón efectiva fisurada de dimensiones transversales b y z y longitud unitaria sometida a una fuerza cortante externa V (Figura 2). Los cercos de acero se consideran verticales mientras que para la armadura externa de FRP se admite que las fibras de refuerzo formen un ángulo $\alpha_f \leq 90^\circ$ con el eje de la viga. Para denominar la inclinación de las bielas de compresión se utiliza el ángulo θ . La tensión cortante en esta porción de hormigón fisurado se calcula como:

$$v = \frac{V}{bz} \quad (2)$$

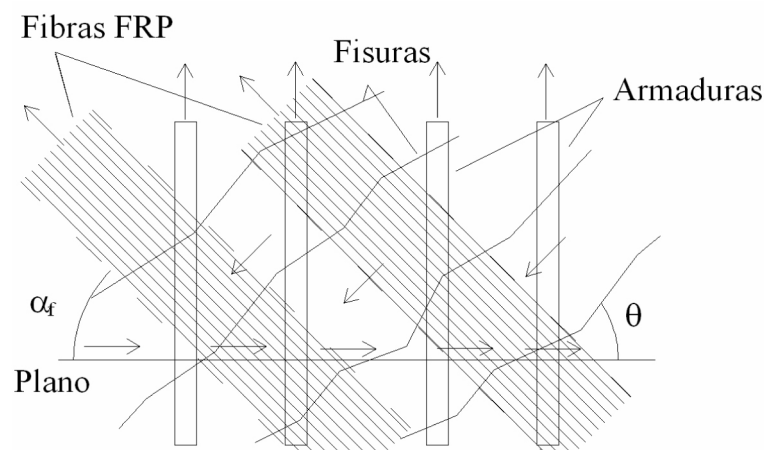


Figura 2. Representación del estado de tensiones para una sección de hormigón fisurada.

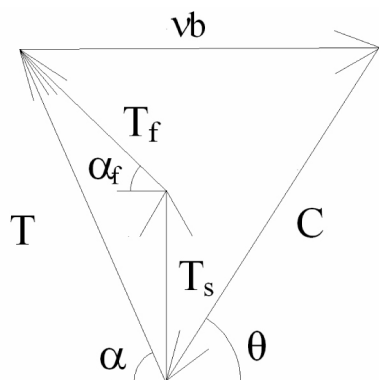


Figura 3. Equilibrio de fuerzas.

Si se impone la equivalencia entre la distribución de tensiones de la Figura 2 y su representación como celosía, se tienen las siguientes ecuaciones de equilibrio (Figura 3):

$$T_f \cos \alpha_f + C \cos \theta = vb \tag{3}$$

$$T_s + T_f \sin \alpha_f = C \sin \theta \tag{4}$$

siendo T_s y T_f los esfuerzos por unidad de longitud en los cercos de acero y en la armadura de FRP, respectivamente, T el esfuerzo resultante de ambos, C el esfuerzo por unidad de longitud en la biela y el cortante absorbido por la sección de hormigón.

De la Figura 3 se deduce que la evaluación de los ángulos α y θ resulta fundamental para determinar la configuración de bielas y tirantes. El procedimiento de cálculo de ι constituye el propósito esencial de este trabajo y se abordará con más detalle posteriormente. Respecto al ángulo α entre T y el eje de la viga, su valor no es conocido a priori a menos que la armadura externa sea vertical ya que para su determinación se requieren los valores de T_s y T_f que dependen del modo de fallo de la viga. Para evitar este problema, se ha supuesto inicialmente que el fallo se debe al colapso de la armadura de cortante, es decir, del tirante en el modelo. La adopción de esta hipótesis es perfectamente factible teniendo en cuenta que en la mayor parte de los ensayos experimentales llevados a cabo para este tipo de refuerzo el fallo se produjo por un despegue de la armadura externa. En cualquier caso, para garantizar la validez de esta hipótesis se deben siempre comprobar las bielas a compresión a posteriori.

Según la hipótesis adoptada los esfuerzos en el tirante se calculan como:

$$T_f = \epsilon_{fd} E_f \frac{A_f}{s_f} \tag{5}$$

$$T_s = f_y \frac{A_s}{s_s} \tag{6}$$

siendo E_p , A_f y s_f el módulo de elasticidad, la sección y el espaciamiento de la armadura de FRP, respectivamente,

f_y el límite elástico de los cercos de acero, A_s y s_s la sección y el espaciamiento de la armadura transversal interna, respectivamente, y ϵ_{fd} el valor de la deformación de cálculo efectiva del refuerzo de FRP. En las Ecs.(5) y (6) se ha supuesto que el fallo es posterior a la plastificación del acero.

Sustituyendo las Ecs.(5) y (6) en (3) y (4) se obtiene el valor del esfuerzo cortante V_{tie} que causa el fallo del tirante:

$$V_{tie} = z \left[\epsilon_{fd} E_f \frac{A_f}{s_f} \sin \alpha_f (\cot \alpha_f + \cot \theta) + f_y \frac{A_s}{s_s} \cot \theta \right] \tag{7}$$

y el valor del ángulo α (Fig. 3):

$$\alpha = \arctan \left(\frac{f_y \frac{A_s}{s_s} + \epsilon_{fd} E_f \frac{A_f}{s_f} \sin \alpha_f}{\epsilon_{fd} E_f \frac{A_f}{s_f} \cos \alpha_f} \right) \tag{8}$$

Para el fallo de las bielas se ha tomado una resistencia efectiva $v_y f_{cd}$ siendo $v_y=0.60$ y f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón a compresión. Por tanto, el esfuerzo de compresión resulta

$$C = f_2 b \sin \theta = 0.6 f_{cd} b \sin \theta \tag{9}$$

En este caso, sustituyendo las Ecs.(6) y (9) en (3) y (4), se obtiene el valor del esfuerzo cortante para el cual se produce el fallo en las bielas de compresión:

$$V_{strut} = 0.6 f_{cd} b z \sin^2 \theta (\cot \alpha_f + \cot \theta) - \frac{f_y A_s}{s_s} z \cot \alpha_f \tag{10}$$

Según el mecanismo de celosía resistente supuesto, la capacidad a cortante de la viga vendrá determinada bien por el fallo de la armadura de FRP (Ec.(7)) o bien por el fallo de una de las bielas (Ec.(10)). Como, según la Ec.(1), se ha añadido la contribución del hormigón a la del tirante, se tiene finalmente como esfuerzo cortante de cálculo efectivo:

$$V_{Rd} = \min(V_{strut}, V_{tie} + V_c) \tag{11}$$

En este trabajo no se ha considerado el fallo del cordón de compresión de la celosía ya que todas las probetas estudiadas fueron sobredimensionadas en ese sentido con el propósito de estudiar su comportamiento a cortante.

En la evaluación del esfuerzo cortante de cálculo efectivo (Ec.(11)) se necesita determinar el valor de la deformación de cálculo efectiva del refuerzo de FRP y la configuración óptima del modelo de bielas y tirantes, es decir, la inclinación de las bielas a compresión. Dependiendo de su configuración, el mecanismo de fallo del refuerzo a cortante se produce prematuramente por despegue del mismo desde las caras laterales de la viga de hormigón o por rotura a tracción del laminado de

material compuesto. En las guías de diseño editadas hasta la fecha se proponen expresiones para evaluar ϵ_{fi} . Sin embargo, aunque el ángulo θ tiene una influencia muy significativa en la capacidad a cortante de una viga, apenas se han hecho estudios para estimar su valor. En la práctica real, se suele adoptar de forma simplificada un valor para dicho ángulo, habitualmente 45° , lo cual se aleja bastante de la realidad física de la viga estudiada. En este trabajo se ha desarrollado un método simplificado de estimar de forma óptima el valor de θ que se presenta a continuación.

3. OPTIMIZACIÓN DEL MODELO DE BIELAS Y TIRANTES PARA VIGAS CON ARMADURA DE FRP

El problema de determinar la configuración óptima del modelo de bielas y tirantes para una viga de hormigón armado particular, con una configuración de refuerzo determinada, se ha planteado como un problema de minimización energética que permita determinar el ángulo de inclinación de las bielas de compresión. La resolución del problema de optimización se ha llevado a cabo utilizando las posibilidades que ofrecen los algoritmos genéticos (AGs) [25].

3.1. Planteamiento del problema de optimización

El planteamiento del problema de optimización requiere de la formulación de una función objetivo a minimizar y, cuando sea necesario, el cumplimiento de una serie de restricciones.

El modelo de bielas y tirantes óptimo para una viga de hormigón reforzada externamente con FRP se ha derivado a través del principio de mínima energía de deformación. Por tanto, la función objetivo a minimizar se plantea como

$$\text{minimizar } \sum F_i l_i \epsilon_i \quad (12)$$

siendo F_i el esfuerzo axial y l_i y ϵ_i la longitud y deformación axial de los elementos de la celosía, respectivamente. Para cada configuración, determinada por los ángulos de inclinación θ_i de las bielas, se tendrá un valor de la energía de deformación. Por tanto, estos ángulos constituyen las variables de diseño del procedimiento a determinar.

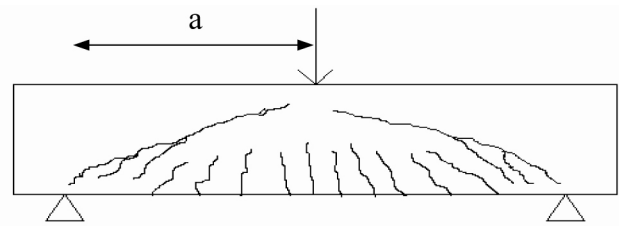


Figura 4. Trayectoria típica de fisuras.

Además, por consistencia con la realidad física del problema a resolver (Figura 4), se ha impuesto como restricción que los ángulos de las bielas aumenten de los apoyos extremos a la sección intermedia de la viga (Figura 5), es decir:

$$\theta_1 \leq \theta_2 \leq \theta_3 \leq \dots \leq \theta_M \quad (13)$$

siendo M el número de bielas. Por tanto, el número de restricciones g_i a añadir al problema de optimización será igual al número de bielas M menos uno.

$$g_i = \max[0; (\theta_i - \theta_{i+1})] \quad i = 1, \dots, M-1 \quad (14)$$

Aunque el trabajo presentado aquí se ha limitado al caso de cargas centradas, su aplicación a otro tipo de carga sería fácil de llevar a cabo con el razonamiento utilizado aquí.

3.2. Algoritmos genéticos

Los algoritmos genéticos son procedimientos de búsqueda iterativos basados en la teoría de evolución de Darwin. A diferencia de otros procedimientos de optimización más convencionales, los AGs son simples de implementar y no requieren de ningún conocimiento específico a priori del problema a resolver, ya sean derivadas o elección del punto inicial del algoritmo, para llevar a cabo la búsqueda.

La aplicación de este método se basa en una generación aleatoria inicial de una población de posibles soluciones del problema a resolver. La idea fundamental se basa en crear iterativamente nuevas poblaciones de individuos, cada vez mejores, a partir de las anteriores hasta que se satisfaga algún criterio de parada. Para llevar a cabo esto, cada individuo o cromosoma de la población se evalúa y compara con los otros individuos de la población mediante una función objetivo a minimizar. En la

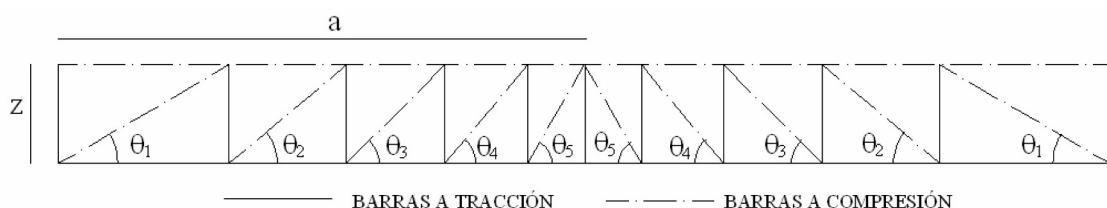


Figura 5. Configuración de celosía típica usada en este trabajo.

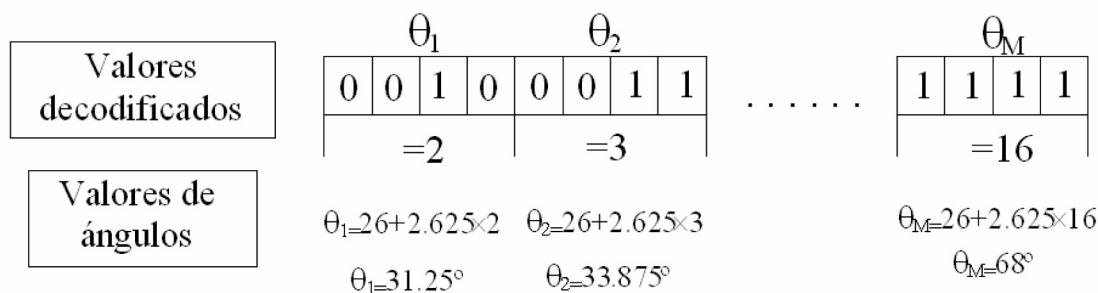


Figura 6. Cromosoma típico para la aplicación del algoritmo genético.

creación de nuevas poblaciones a partir de las anteriores se aplican algunos operadores genéticos de tal forma que los mejores individuos obtenidos hasta el momento tienen una probabilidad más alta de ser seleccionados para experimentar esas transformaciones.

La potencia de los AGs se basa fundamentalmente en los operadores genéticos. Los más habituales son el operador de cruce y el de mutación. El operador de cruce es un operador de reproducción que permite crear un nuevo individuo por combinación de partes de dos individuos seleccionados previamente. El operador mutación permite formar una copia ligeramente modificada de un individuo seleccionado por alterar alguno de sus genes. El objetivo de este operador es preservar la diversidad entre la población, lo cual es muy importante para garantizar el éxito del procedimiento. Otro operador que se utiliza a veces, el elitismo, permite crear una réplica del mejor individuo de una generación para la siguiente generación.

En la aplicación de AGs al problema a resolver se evaluarán diferentes configuraciones de biela y tirante generadas inicialmente de forma aleatoria y, posteriormente, aplicando los operadores de cruce y mutación, se generarán iterativamente nuevas configuraciones hasta alcanzar la configuración óptima que es aquella que minimiza la función objetivo elegida.

3.3. Codificación de las variables de diseño en el problema de bielas y tirantes

Los algoritmos genéticos trabajan habitualmente con variables de diseño discretas codificadas en forma bina-

ria. De esta forma, el problema se plantea como un problema de optimización discreta en el cual la variable de diseño sólo podría tomar un número finito de valores.

En el diseño con modelos de bielas y tirantes, el ángulo de compresión principal se acota entre ciertos límites. Aunque hay diferentes interpretaciones sobre el valor de estos límites, en el trabajo desarrollado aquí se han tomado los valores de 26° y 68° , es decir, valores de $\cot \theta=2$ y $\cot \theta=0.4$. Aunque esto es una simplificación, no supone ninguna limitación para el modelo propuesto que se podría extender fácilmente a rangos más amplios.

Ya que los algoritmos genéticos trabajan con variables codificadas, las variables de diseño del problema se deben de codificar para representar cada individuo o cromosoma de la población. Para ello, se usan cadenas binarias. Si se toman cadenas de longitud 4 bits, los ángulos de las bielas sólo podrían tomar 16 posibles valores (Figura 6). Al tomar como valores límite para los ángulos 26° y 68° , en la discretización de las variables de diseño sólo serían admisibles múltiplos de 2.625, es decir, 26° , 28.625° , 31.25° , etc. De esta forma, el cromosoma o individuo que representa una solución candidato del problema de diseño es una cadena binaria de $4 \times M$ bits, siendo M el máximo número posible de bielas. El valor de M dependerá del ángulo máximo de biela permitido, en nuestro caso 68° , de la distancia entre los puntos de momento nulo y momento máximo, a , y del brazo mecánico, z . Para determinar M se suponen todas las bielas diagonales orientadas con un ángulo de 68° . Por tanto, M será igual a $a/(z/\text{tg } 68^\circ)$ redondeado al entero superior.

En la implementación del algoritmo, cuando un individuo requiera, a causa de su configuración geométrica,

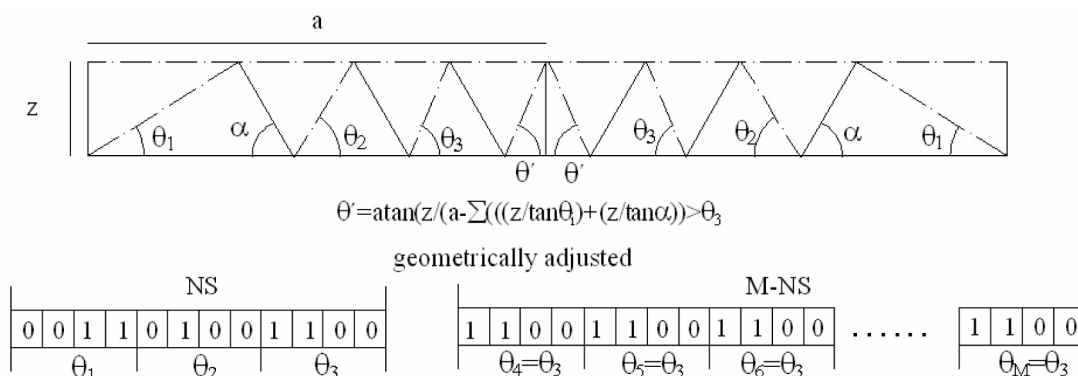


Figura 7. Aplicación de las restricciones geométricas en la configuración del cromosoma de los algoritmos genéticos.

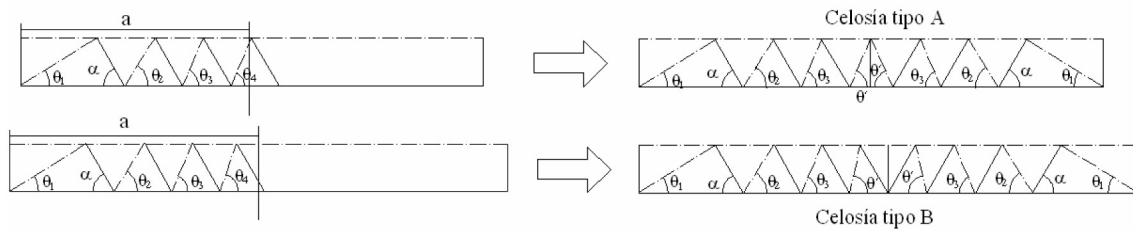


Figura 8. Posibles configuraciones del mecanismo de celosía cuando $\alpha < 90^\circ$

un número de bielas NS inferior a M , los valores de los ángulos de las $M-NS$ variables de diseño no usadas se igualan al valor del ángulo de la última biela usada (Figura 7). De esta forma, se trabaja siempre con individuos del mismo número de bits y se evitan los problemas que aparecerían al aplicar los operadores de cruce y mutación sobre individuos de distinta longitud.

Por otro lado, como las fibras del refuerzo de FRP pueden ser no verticales, resultan dos implementaciones diferentes a la hora de considerar el ángulo θ' de la última biela usada (Figura 8), dependiendo de dónde corte al mecanismo de bielas y tirantes la sección situada a una distancia del apoyo igual a la luz de cortante. En el caso que el corte se produzca sobre una biela, celosía de tipo A, el ángulo θ' se ajustaría directamente por geometría entre el último tirante y la sección de corte. Si, por el contrario, el corte se produce sobre un tirante, celosía de tipo B, el ángulo de la última biela θ' se determina por ajuste geométrico entre los dos últimos tirantes, orientados ambos según el ángulo α (Ec.(8)). Para ello, el tirante interceptado por la sección de corte se debería mover hasta la posición de dicha sección.

3.4. Introducción de restricciones

El procedimiento más habitual de imponer restricciones en un problema de optimización resuelto usando AGs se basa en la introducción de funciones de penalización [28] en la función objetivo a minimizar. Estas funciones se eligen de tal forma que su grado de penalización depende directamente del grado de violación de cada restricción.

En este trabajo, se ha adoptado el esquema de penalización propuesto por Gen y Chen [29] cuya forma es la siguiente:

$$F' = F \left[1 + \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m G_i \right] = F \cdot P \tag{15}$$

siendo F la función objetivo definida en la Ec.(12), F' = función objetivo penalizada, m = número total de restricciones y G_i = funciones adaptables de las restricciones g_i definidas como:

$$G_i = \left(\frac{\Delta b_i}{b_i(t)} \right)^k \tag{16}$$

en donde Δb_i evalúa el grado de violación de la restricción i y se define como:

$$\Delta b_i = \max[0, g_i - b_i(t)] \tag{17}$$

El umbral de penalización para la restricción i , $b_i(t)$, se hace progresivamente más restrictivo a medida que aumenta el número de generación t del algoritmo genético según la siguiente expresión:

$$b_i(t) = \frac{b_{i,0}}{1+t} \tag{18}$$

siendo $b_{i,0}$ el umbral de penalización para la restricción i en la primera generación.

El exponente k en la Ec.(16) es una constante que sirve para ajustar la severidad de la penalización. Habitualmente se toman valores iguales a 1 ó 2. Para los coeficientes $b_{i,0}$ se suelen tomar valores de 0.01.

3.5. Algoritmo

El algoritmo implementado en MATLAB para resolver el problema propuesto sigue el esquema siguiente:

- Suponiendo que el fallo se inicia en la armadura externa de FRP, evaluar el ángulo α usando la Ec.(8) tomando la deformación de cálculo efectiva ϵ_{fd} de la guía de diseño empleada.
- Determinar geoméricamente el máximo número posible M de bielas para la viga sometida a estudio a partir del valor del ángulo α y del máximo valor admisible del ángulo θ que es 68° según la siguiente expresión $M=a/((z/\text{tg } 68^\circ)+ (z/\text{tg } \alpha))$
- Generar una muestra aleatoria inicial de n individuos mediante codificación binaria. Para cada individuo se genera un vector de $4 \times M$ bits de longitud conteniendo ceros y unos.
- Conversión decimal de cada una de las M partes de las cadenas binarias con el objeto de determinar la configuración bielas-tirantes de cada individuo de la población.
- Para cada solución de diseño i , evaluar la función objetivo F_i (Ec.(12)), las restricciones g_i (Ec.(14)) y la función objetivo penalizada F'_i (Ec.(15)). La evaluación de F_i para cada individuo requiere calcular los

esfuerzos en las barras de la celosía por equilibrio y las correspondientes deformaciones ε_i usando las ecuaciones de comportamiento de una celosía elástica lineal. Para llevar a cabo esto, se considera que cada tirante i agrupa todos los cercos en la longitud $z \cot \theta_i$ y toda la armadura externa en la longitud $z(\cot \theta_i + \cot \alpha_i)$. Se ha supuesto una altura de $0.2d$ para el cordón superior, siendo d el canto útil.

- f. Normalizar la función a maximizar f_i para cada solución de diseño i mediante la siguiente expresión:

$$f_i = \frac{(1/F'_i)}{(1/F'_{\min})} \quad (19)$$

siendo F'_{\min} el valor mínimo de la función objetivo penalizada para toda la población.

- g. Aplicar los operadores de selección, cruce y mutación. El cruce se aplica sobre individuos seleccionados mediante la regla de la ruleta..
- h. Evaluar las funciones objetivo de los individuos descendientes de la generación anterior, que pasan a constituirse en la nueva población.
- i. Comprobar si el número máximo de generaciones prefijado se ha alcanzado. En caso negativo, volver al paso c) y proceder iterativamente.
- j. Una vez que se ha obtenido la configuración de bielas y tirantes óptima, determinar la capacidad a cortante aplicando la Ec.(11). Si la capacidad a cortante viniese limitada por el fallo de alguna de las bielas, habría que repetir el procedimiento suponiendo este modo de fallo al evaluar el valor de α .

4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON ENSAYOS EXPERIMENTALES

4.1. Datos experimentales

Para la evaluación de las predicciones obtenidas con el modelo propuesto se ha utilizado una base de datos recopilada por Liotta [30] constituida por los resultados de diferentes ensayos extraídos de diversas referencias bibliográficas. La base de datos agrupa un total de 43

vigas ensayadas cuyo fallo se produjo por despegue de la armadura externa. De ellas, 21 fueron reforzadas mediante un encamisado en forma de U y las 22 restantes lo fueron con un encamisado completo de la sección. Las propiedades geométricas y materiales de todas las probetas ensayadas se muestran en la Tabla del Apéndice A de acuerdo con la notación mostrada en la Figura 9. Las probetas ensayadas presentan una gran diversidad en cuanto a geometría y características mecánicas de los materiales implicados.

4.2. Guías de diseño

Tal como se comentó en el apartado 2, además del ángulo θ , uno de los aspectos esenciales a la hora de predecir la capacidad a cortante de una viga reforzada con FRP es el valor de la deformación de cálculo efectiva del FRP, ε_{fd} . De las guías de diseño publicadas hasta la fecha, se han tomado las cuatro siguientes para aplicar el valor de esta deformación en la Ec.(11) para cada una de las vigas de la tabla del Apéndice A: a) Informe técnico publicado por la Federación Internacional de Hormigón (FIB14) [2] b) Informe ACI 440.2R-02 publicado por el 'American Concrete Institute' (ACI440) [3] c) Informe técnico de la Sociedad del Hormigón del Reino Unido (TR55) [4]. Un resumen de cada una de estas propuestas se muestra en la Tabla 1.

Además, en congruencia con cada una de las recomendaciones de diseño utilizadas, la contribución del hormigón V_c en la Ec.(11) se ha calculado, según el caso, aplicando las siguientes normativas: a) EHE [22]; b) Eurocódigo 2 [20]; c) BS 8110 [30]; d) ACI 318 [21].

De esta manera, se han obtenido diversas predicciones del modelo propuesto combinando los valores de la deformación de cálculo efectiva, ε_{fd} dados por diferentes recomendaciones de diseño para el refuerzo externo (FRP), con las normativas para el cálculo de la contribución del hormigón, V_c calculándose con el procedimiento propuesto la configuración geométrica óptima del mecanismo de bielas y tirantes. Las diferentes predicciones proporcionadas por los modelos se han comparado con las 'predicciones teóricas' calculadas directamente de aplicar las normativas de hormigón y las guías de diseño de refuerzo con FRP. En la aplicación de

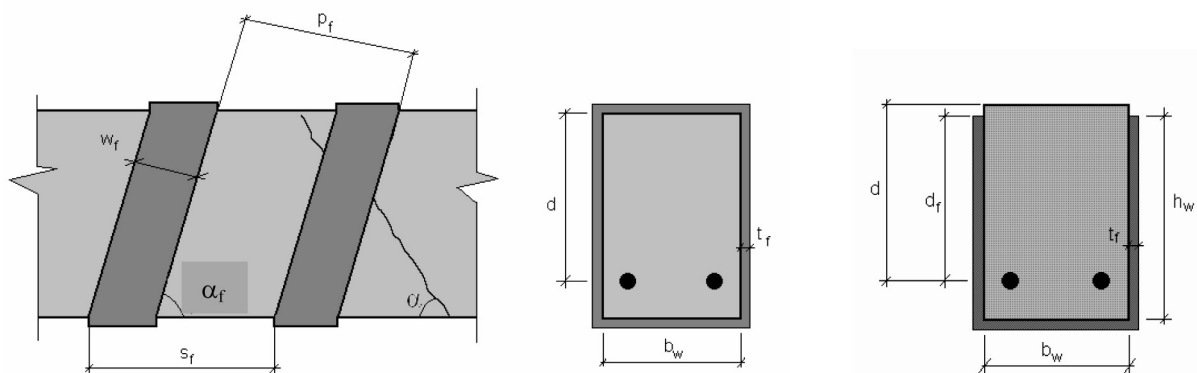


Figura 9. Notación usada para los parámetros de configuración del refuerzo.

Tabla 1. Estimación de la capacidad a cortante y de la deformación de cálculo efectiva con diferentes guías de diseño.

Guía de diseño	Expresión general	U	W	Continuo	Comentarios
				Discontinuo	
FIB14	$V_f = 0.9 \epsilon_{\mu} E_f \rho_f b_w d (\cot \theta + \cot \alpha_f) \sin \alpha_f$ $\epsilon_{\mu} = \epsilon_{R_s} \quad \epsilon_{R_s} = k \epsilon_{f,s}$	$\epsilon_{f,s} = \min \left\{ \begin{aligned} &0.65 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.56} \times 10^{-3} \\ &0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.30} \epsilon_{\mu} \end{aligned} \right.$	$\epsilon_{f,s} = 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.30} \epsilon_{\mu}$	$\rho_f = 2 t_f \sin \theta / b_w$ $\rho_f = 2 \left(\frac{t_f}{b_w} \right) \left(\frac{w_f}{s_f} \right)$	$k = 0.8$ $E_{j,III} G P_n$
TR55	$V_f = E_f \epsilon_{\mu} A_{fs} \left(\frac{d_f - \frac{n}{3} l_{f,max}}{s_f} \right) (\sin \alpha_f + \cos \alpha_f)$	$\epsilon_{\mu} = \min(\epsilon_{\mu,u} / 2, 0.64 \sqrt{\frac{f_{cm}}{E_{\mu} t_f}}, 0.004)$	$\epsilon_{\mu} = \min(\epsilon_{\mu,u} / 2, 0.64 \sqrt{\frac{f_{cm}}{E_{\mu} t_f}}, 0.004)$ $n = 0$	$w_f = \sin \alpha_f$ $s_f = 1$	$l_{f,max} = 0.7 \sqrt{\frac{E_f t_f}{f_{cm}}}$
ACI	$V_f = \frac{2 n t_f w_f E_f \epsilon_{\mu} (\cos \alpha_f + \sin \alpha_f) d_f}{s_f}$	$\epsilon_{\mu} = \kappa_s \epsilon_{\mu} \leq 0.004 \quad \kappa_s = \frac{k_1 k_2 L_c}{11900 \epsilon_{\mu}}$ $k_1 = \left(\frac{f_{cm}}{27} \right)^{2/3} \quad k_2 = \frac{d_f - L_c}{d_f}$ $L_c = \frac{23300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}}$	$\epsilon_{\mu} = 0.004$	$s_f = \frac{w_f}{\sin \beta}$	$V_s + V_f \leq 8 b_w d \sqrt{f_{cm}}$ $s_f^{max} = \frac{d_f}{4} + w_f$

la EHE, la BS 8110 y el ACI 318 se considera la contribución del hormigón V_c en la estimación de la capacidad ‘teórica’ a cortante y, además, se ha adoptado un mecanismo de bielas y tirantes con las bielas inclinadas un ángulo de 45°. Por el contrario, en las predicciones teóricas con el Eurocódigo 2, al no incluirse la contribución del hormigón, se ha considerado para la inclinación de las bielas un valor límite de $\cot \theta = 2.5$.

Sin embargo, aunque en la aplicación del Eurocódigo 2 no se considera la contribución del hormigón, V_c , para estimar la capacidad a cortante, en las predicciones llevadas a cabo en este trabajo con el modelo propuesto se ha añadido este término por considerar su aportación esencial para la interpretación correcta del mecanismo de resistencia a cortante de la viga de hormigón armado.

4.3. COMPARATIVA

En todos los estudios llevados a cabo, se han tomado los siguientes parámetros para la aplicación del algoritmo genético: a) Tamaño de población = 100; b)

Probabilidad de cruce = 0.6; c) Probabilidad de mutación = 0.03; d) Número máximo de generaciones = 50.

Además, considerando la naturaleza estocástica de los AGs, se han llevado a cabo 20 pasadas de ordenador independientes de cada probeta, a fin de disminuir la influencia de efectos aleatorios.

La comparación de las predicciones (V_{pred}) teóricas y las obtenidas con el modelo con los resultados experimentales, V_{exp} se muestra para cada probeta en la tabla del Apéndice B. En la Tabla 2 se muestra la comparación global para todas las vigas ensayadas usando el promedio μ , la desviación típica σ y el coeficiente de variación COV del índice V_{exp} / V_{pred} . Las siguientes seis combinaciones de normativas de hormigón y guías de diseño de FRP se han considerado: EHE+FIB14, EC2+FIB14, EC2+TR55, BS8110+TR55 y ACI318+ACI440. Todas las comparaciones se muestran también gráficamente en la Figura 10. Para mostrar mejor la correlación entre los resultados experimentales y las predicciones se ha representado también la línea diagonal correspondiente a la concordancia perfecta. Cuanto más cerca estén los puntos de esta línea mejores son las predicciones.

Tabla 2. Comparación de las predicciones de resistencia a cortante del modelo propuesto con predicciones ‘teóricas’ calculadas para la base de datos del Apéndice A.

V_{exp} / V_{pred}	FIB14				TR55				ACI440	
	EHE	EC2	Modelo+EHE	Modelo+EC2	EC2	BS8110	Modelo+EC2	Modelo+BS8110	ACI318	Modelo+ACI318
μ	0.99	1.05	0.95	0.88	1.39	1.34	0.99	1.08	1.49	1.43
σ	0.26	0.37	0.25	0.25	0.43	0.43	0.29	0.35	0.52	0.57
COV	25.72	35.67	26.27	27.99	30.75	32.13	29.36	32.82	35.08	39.96
Pendiente	1.08	0.99	1.29	1.41	0.68	0.83	1.06	1.01	0.81	0.95
Coefficiente de correlación, R	0.96	0.93	0.95	0.93	0.95	0.89	0.89	0.87	0.88	0.83

Tabla 3. Comparación de las predicciones de resistencia a cortante del modelo propuesto con predicciones 'teóricas' calculadas para vigas reforzadas en U y W de la base de datos del Apéndice A.

V_{exp}/V_{pred}	FIB14				TR55				ACI440	
	EHE	EC2	Modelo+EHE	Modelo+EC2	EC2	BS8110	Modelo+EC2	Modelo+BS8110	ACI318	Modelo+ACI318
μ	0.94	1.04	0.90	0.83	1.28	1.07	0.82	0.85	1.23	1.13
σ	0.33	0.47	0.31	0.31	0.51	0.34	0.28	0.31	0.48	0.50
COV	34.72	45.39	33.99	37.13	39.99	32.13	33.87	36.79	39.09	44.26

V_{exp}/V_{pred}	FIB14				TR55				ACI440	
	EHE	EC2	Modelo+EHE	Modelo+EC2	EC2	BS8110	Modelo+EC2	Modelo+BS8110	ACI318	Modelo+ACI318
μ	1.05	1.05	1.00	0.93	1.50	1.60	1.15	1.29	1.74	1.72
σ	0.15	0.26	0.17	0.16	0.30	0.33	0.20	0.24	0.44	0.49
COV	14.68	24.37	17.54	17.37	20.30	20.78	17.65	19.00	25.16	28.54

Las pendientes de las rectas de regresión lineal y los coeficientes de correlación lineal se muestran también en la Tabla 2. En la Tabla 3 se muestra la misma comparativa global que en la Tabla 2 pero considerando de forma separada los ensayos con refuerzo en U de aquellos con refuerzo en W.

De los resultados se pueden deducir las siguientes conclusiones con la salvedad de que, dado el elevado número de parámetros que afectan al proceso, es difícil establecer mecanismos de comportamiento perfectamente establecidos:

a) Cuando se aplica la EHE combinada con el FIB14 se ha comprobado que el coeficiente de seguridad parcial incluido implícitamente en la expresión de la contribución del hormigón tiene una influencia muy alta en las

predicciones. En todos los cálculos se ha utilizado la EHE recientemente aprobada según la cual el coeficiente 0.10 se sustituye por $0.15/\gamma$. Al tomarse en las predicciones $\gamma=1$ las estimaciones teóricas y las del modelo han salido superiores a los resultados experimentales. En el caso de utilizar la EHE antigua con el factor 0.10 o tomarse $\gamma=1.5$ en la nueva EHE la situación se invertiría produciéndose una mejor estimación de los resultados experimentales con las predicciones del modelo al ajustar éstas mejor la configuración geométrica del modelo de bielas y tirantes.

b) Cuando la contribución del hormigón en las predicciones del modelo se evalúa con el EC2 los valores obtenidos sobreestiman la capacidad de la viga dando lugar, por tanto, a estimaciones inseguras. La justificación a esto viene del hecho que el EC2 no considera con-

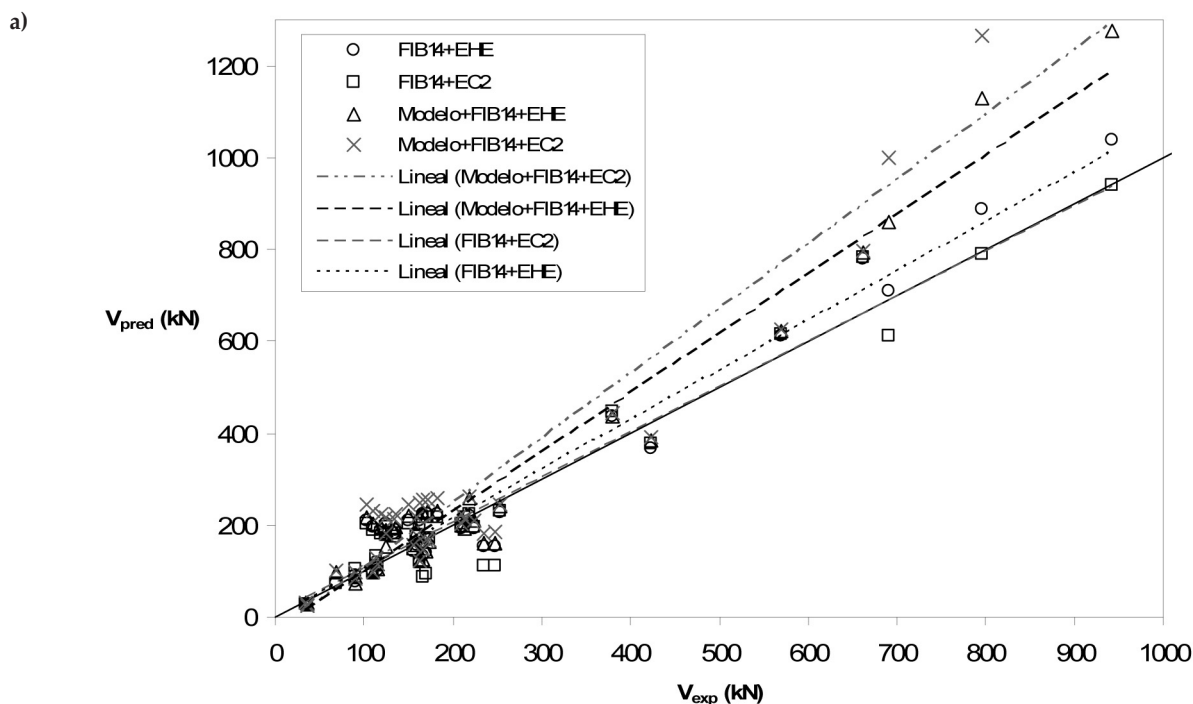


Figura 10 a. Comparación de las predicciones de resistencia a cortante con los resultados experimentales.

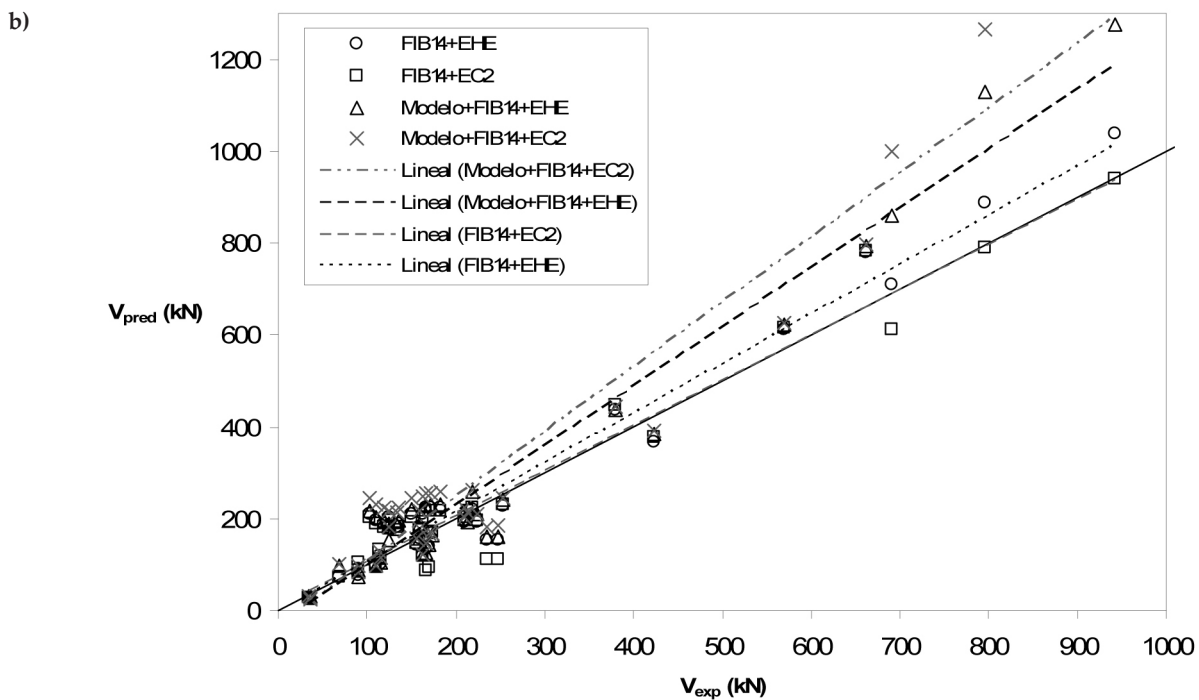


Figura 10 b. Comparación de las predicciones de resistencia a cortante con los resultados experimentales.

tribución del hormigón cuando existe armadura de cortante compensándose esto por tomar valores de inclinación de las bielas inferiores a 45° . De hecho, en las 'predicciones teóricas' de este trabajo se ha tomado el valor límite correspondiente a $\cot\theta=2.5$. Sin embargo, en la determinación de las inclinaciones de las bielas con el modelo propuesto los valores se ajustan más a la realidad física del mecanismo resistente de la viga lo cual requeriría incluir la capacidad acumulativa del hormigón. Al incluirse ésta mediante la expresión dada por el EC2 para hormigón sin armadura interna de cortante se puede producir una sobreestimación como así sucede. De hecho, en el valor de V_c tomado del EC2 interviene un coeficiente de 0.18 que coincide con el de la expresión dada por la EHE para vigas sin armadura de cortante pero que es mayor que el 0.15 empleado para vigas con armadura de cortante. De cualquier forma, al comparar las predicciones 'teóricas' de la FIB14+EC2 con la TR55+EC2 se obtiene que la FIB14 ajusta mejor la deformación de cálculo efectiva del FRP que la TR55

c) Las predicciones del modelo con la TR55 se aproximan mucho más a los ensayos que las de las normativas aunque, en este caso, conviene diferenciar entre refuerzo en U y W. Las predicciones del modelo para vigas reforzadas en U cuando la deformación de cálculo efectiva ϵ_{fd} se evalúa con la TR55 también producen una sobreestimación de la capacidad a cortante. Esto se debe a que en la TR55, a diferencia de otras guías de diseño (Tabla 1), se considera la configuración del refuerzo, no en la expresión de ϵ_{fd} , sino directamente en la evaluación de V_f mediante la introducción de un parámetro n que reduce el canto útil una magnitud variable en función de que el refuerzo sea en W, U o sólo en las caras laterales. Como en las predicciones del modelo se ha considerado directamente el valor de ϵ_{fd}

no se ha hecho, por tanto, ninguna distinción acerca del tipo de configuración asimilándose, por tanto, el valor por defecto de n que es 0 y que corresponde a un encausado completo de la sección. Esto resulta en una sobreestimación de la capacidad de las vigas reforzadas en U. Dicho fenómeno no aparecería para las vigas reforzadas en W. Esta sobreestimación, además, se agrava cuando V_c se calcula con el EC2 por lo comentado anteriormente.

d) El modelo también produce mejores predicciones cuando se emplea la normativa ACI. Sin embargo, en cualquier cálculo, la recomendación ACI440 da predicciones excesivamente conservadoras cuando el refuerzo es en W. Estos resultados son consecuencia de limitar ϵ_{fd} a 0.4% para la configuración en W. Parece, por tanto, que esta limitación resulta demasiado restrictiva y se debería reconsiderar en el futuro. En la TR55 también se incluye esta limitación de deformación junto con otras. Su inclusión en los cálculos también daría predicciones muy conservadoras. Sin embargo, tal como se afirma en la TR55 no existe una justificación racional clara para su uso el cual sólo sería adecuado en el caso de adoptar un diseño excesivamente cauteloso. Por ello, en las predicciones del modelo con la TR55 sólo se han mantenido los otros dos valores límite de ϵ_{fd} mostrados en la Tabla 1.

5. ESTUDIO PARAMÉTRICO

Teniendo en cuenta la diversidad de expresiones empíricas propuestas para evaluar la capacidad a cortante de una viga de hormigón reforzada externamente con FRP, en este trabajo se ha realizado un estudio paramétrico

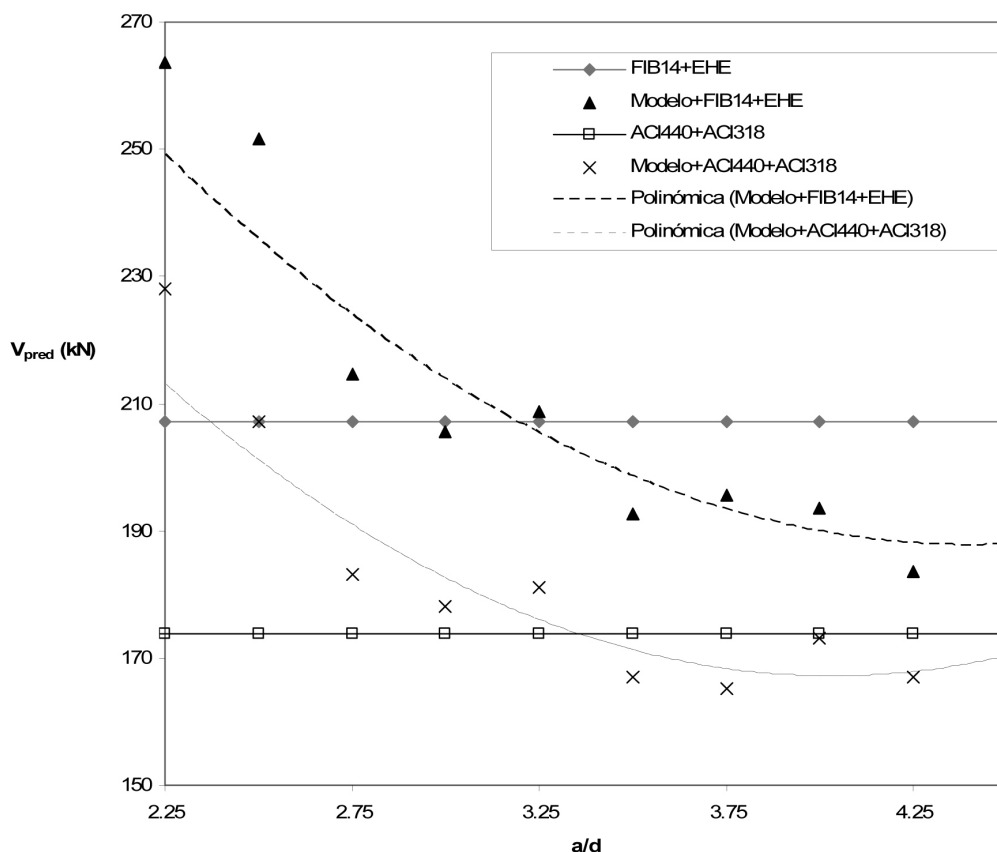


Figura 11. Predicciones de resistencia a cortante para a/d variable.

con el fin de comparar algunos rasgos característicos del modelo propuesto con las expresiones de las guías de diseño. Asimismo, mediante este estudio se podrán establecer adecuadamente los rangos de aplicación del procedimiento desarrollado.

5.1. Índice a/d

Aunque las normativas no lo reflejen, el índice a/d tiene una influencia notable en la estimación de la capacidad a cortante de una viga. Además, se suele aceptar que valores de a/d próximos a 2.5 dan la transición de vigas de canto elevado a vigas más esbeltas y, por lo tanto, delimitan el rango de aplicación de los modelos de bielas y tirantes [32]. Por ello, se ha llevado a cabo un estudio de la influencia de este índice para vigas reforzadas con armadura externa de FRP.

En la Figura 11 se muestra la comparación de los resultados predichos por el modelo con las predicciones teóricas para distintos valores de a/d . En la comparativa se han representado sólo, por simplicidad, los casos EHE+FIB14 y ACI318+ACI440, con los cuales se han obtenido las mejores predicciones de los resultados experimentales, y se ha considerado como referencia una viga reforzada en U. Aunque no representados en la Figura 11, los casos que emplean el Eurocódigo 2 para estimar V_c o la TR55 para estimar ε_{fd} producen una sobreestimación de la capacidad a cortante para cualquier valor a/d por las razones comentadas en el aparta-

do 4.3. Los resultados de la Figura 11 muestran que, para las predicciones del modelo, a medida que el índice a/d aumenta, la resistencia a cortante disminuye. Además, como ocurría para vigas sin armadura externa, hay un límite de a/d próximo a 3.25 para el cual el modelo pasa de sobreestimar a subestimar la capacidad a cortante cuando se compara con las predicciones de las normativas. Este límite delimitaría también el valor de a/d a partir del cual el modelo de bielas y tirantes deja de ser adecuado al ser la viga más esbelta. De cualquier forma cualquier generalización requeriría un estudio mucho más exhaustivo debido al elevado número de variables que influyen en el comportamiento de una viga con armaduras de cortante interna y externa.

5.2. Espesor de FRP (t_f)

El espesor de FRP tiene mucha influencia en la capacidad a cortante de la viga reforzada. En la Figura 12 se muestran las predicciones teóricas y del modelo para una viga reforzada en U con distintos espesores. Al igual que en el estudio anterior, sólo los casos EHE+FIB14 y ACI318+ACI440 se han considerado. La tendencia es similar para ambas predicciones aunque parece que el modelo da una importancia relativa a este parámetro ligeramente superior a la de las normativas.

En la misma Figura 12 se muestra también la influencia de este parámetro para dos valores distintos de a/d . La

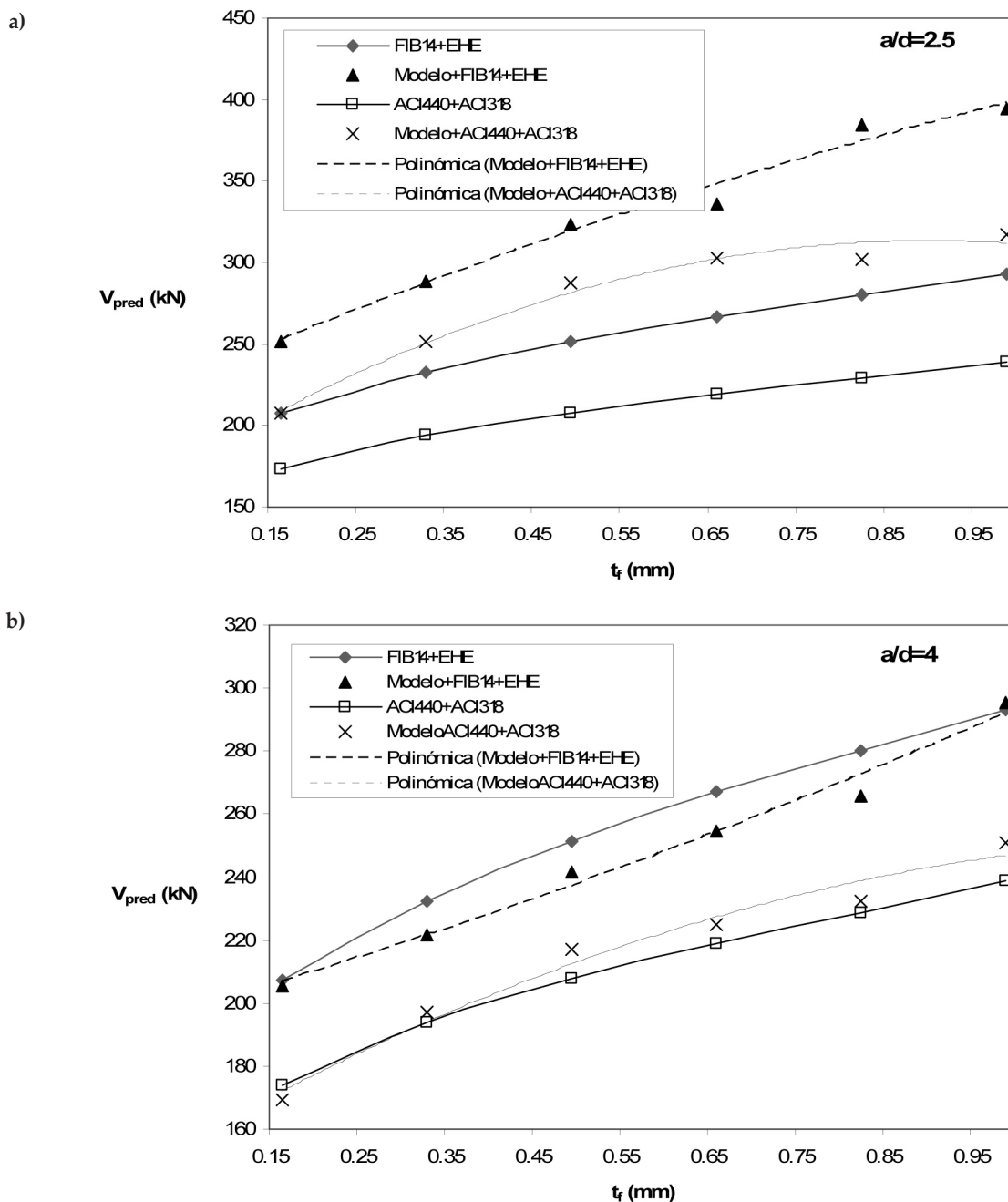


Figura 12. Predicciones de resistencia a cortante en función del espesor del refuerzo externo:
a) $a/d = 2,5$ b) $a/d = 4$

tendencia comentada en el párrafo previo se mantiene aunque para valores más altos de a/d las predicciones del modelo empiezan a ser menos conservadoras que las obtenidas con las normativas siguiendo la tendencia comentada en el apartado anterior.

5.3. Módulo de elasticidad de la armadura de FRP (E_f)

La Figura 13 muestra la influencia del módulo elástico del FRP en el modelo propuesto en comparación con las predicciones teóricas. Al igual que con el parámetro anterior, la tendencia de ambas predicciones es similar. Sin embargo, en este caso, no es posible afirmar que el

modelo otorgue una importancia relativa superior a este parámetro en comparación con las normativas.

En la misma figura se muestra también la influencia del parámetro a/d . Los mismos comentarios del apartado anterior serían válidos en este caso.

5.4. Ángulo de inclinación de las fibras de FRP (α_f)

Normalmente se supone que las fisuras de cortante siguen la dirección de las bielas de compresión y que se abren en dirección perpendicular. Por tanto, las fibras de la armadura de FRP adheridas sobre las fisuras sufrirán un esfuerzo como consecuencia de la abertura de

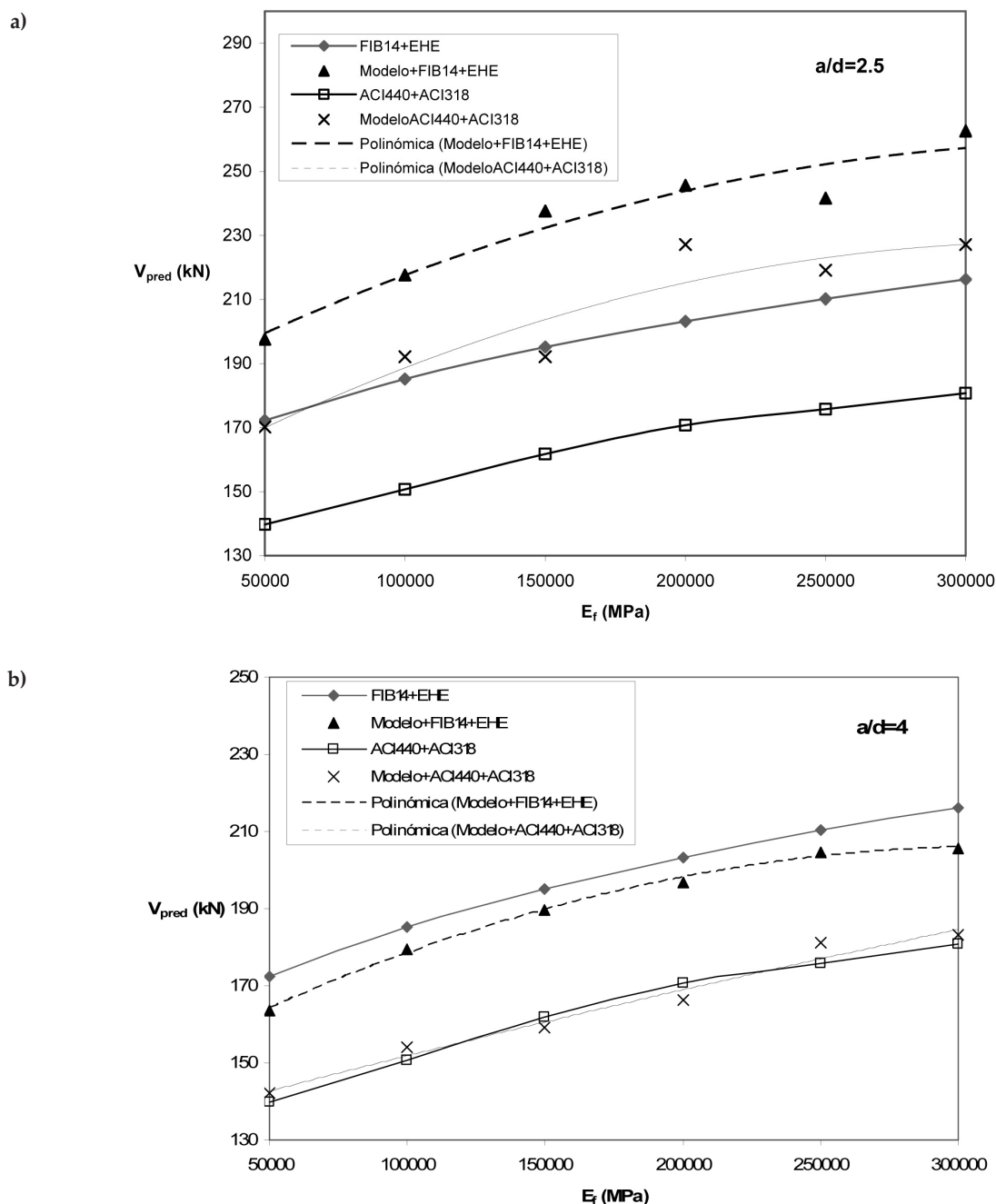


Figura 13. Predicciones de resistencia a cortante en función del módulo de elasticidad del refuerzo externo
a) $a/d = 2.5$ b) $a/d = 4$

éstas contribuyendo de esta forma a aumentar la capacidad a cortante de la viga. En este sentido, si la dirección de las fisuras se conociese de antemano, las fibras se podrían adherir en la dirección más efectiva. Sin embargo, desde el punto de vista de la ejecución del refuerzo, la forma más sencilla de colocar la armadura externa es perpendicular al eje de la viga.

En el estudio paramétrico llevado a cabo se han considerado ángulos de inclinación entre 30° y 90° y los resultados se muestran en la Figura 14. Cuando la deformación de cálculo efectiva del FRP se ha calculado con FIB14 o ACI440 las predicciones del modelo y las de las normativas siguen una tendencia similar alcanzándose el valor máximo cuando $\alpha_f = 45^\circ$. Aunque no repre-

sentada en la figura, las conclusiones con la FIB14 serían similares.

5.5. Altura de refuerzo externo (d_f)

En la Figura 15 se muestra la influencia del parámetro d_f en las predicciones teóricas y del modelo. Las predicciones obtenidas con el modelo mantienen con ligeras variaciones la misma tendencia que las predicciones 'teóricas' correspondientes ya que el efecto de este parámetro se introduce mediante las expresiones de la deformación de cálculo efectiva del FRP mostradas en la Tabla 1, las cuales se aplican tanto en las predicciones 'teóricas' como en las del modelo.

6. CONCLUSIONES

Se ha propuesto un nuevo método de estimación de la capacidad a cortante de vigas de hormigón armado reforzadas con armadura interna de acero y armadura externa de FRP. Mediante un procedimiento automático y fácil de implementar basado en los algoritmos genéticos se puede estimar la configuración bielas y tirantes óptima de una viga reforzada y, por tanto, su capacidad resistente. Además, a diferencia de otros procedimientos, en el modelo desarrollado se permiten configuraciones óptimas de la celosía en las cuales los ángulos de todas las bielas a compresión varían con el propósito de representar más adecuadamente la realidad física del problema estudiado.

La validez del método propuesto y su rango de validez

se ha estudiado por comparación con las predicciones de otras normativas de proyecto y de resultados experimentales. Asimismo, para estimar la deformación de cálculo efectiva del FRP se han utilizado diferentes guías de diseño. Considerando el elevado número de variables implicadas en el proceso y las limitaciones implícitas en algunas normativas y guías de diseño se ha confirmado la validez del procedimiento propuesto en comparación con las estimaciones llevadas a cabo con las normativas y guías de diseño publicadas hasta la fecha. Sin embargo, dada la complejidad del problema estudiado, sería interesante para el futuro profundizar todavía más en el método y en su interrelación con algunas de las guías de diseño existentes por su aplicación a una base de datos experimental más extensa. Esto permitiría su utilización futura como herramienta de ajuste de cara a establecer una normativa sobre este tipo de refuerzo.

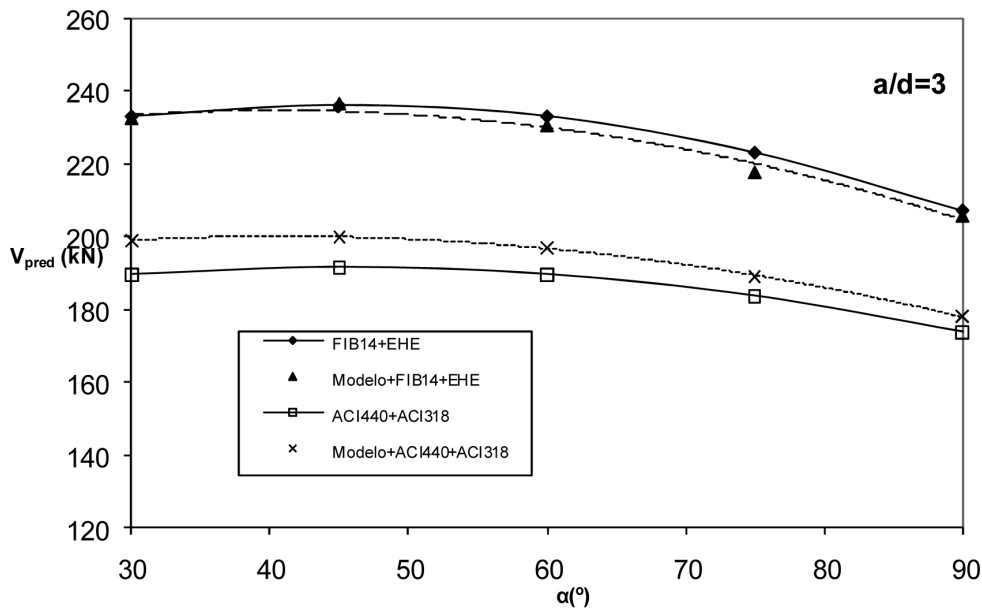


Figura 14. Predicciones de resistencia a cortante en función del ángulo de las fibras del refuerzo externo.

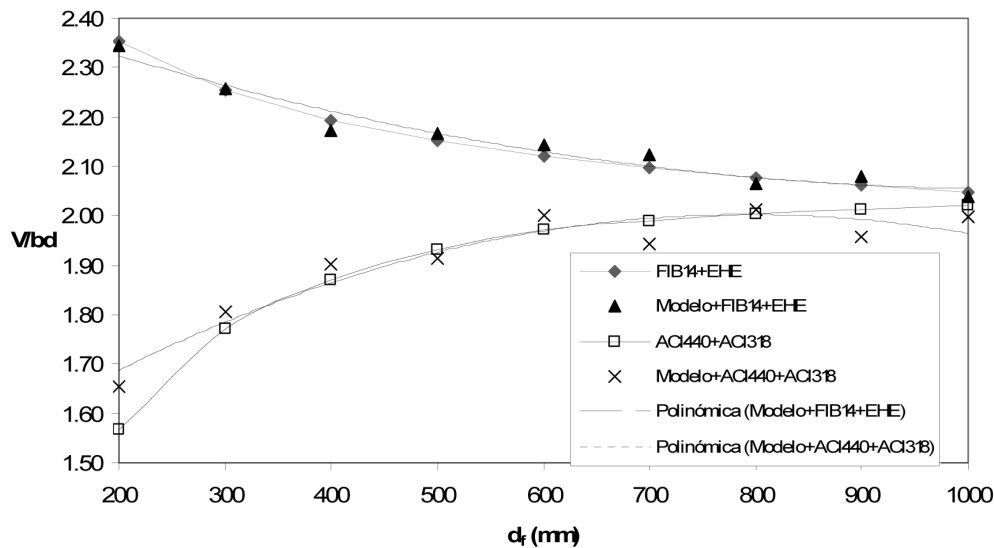


Figura 15. Predicciones de resistencia a cortante en función de la altura del refuerzo externo.

APÉNDICE A. Características mecánicas y geométricas de las vigas y de sus correspondientes refuerzos.

Author	Index	Tie	b_w (mm)	d (mm)	c (mm)	f_{cm} (MPa)	ρ_l (%)	f_{yl} (MPa)	ρ_w (MPa)	f_{yw} (MPa)	A_w/s (mm)	a/d	type of load	E_f (MPa)	t_f (mm)	w_f (mm)	s_f (mm)	α_f (°)	V_{exp} (kN)
Monti [33]	US60	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.402	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	150	346	60	111
	USVA	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	150	400	45	120
	USV+	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	150	400	45	135
	US45+	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	150	424	45	126
	UF90	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	150	300	90	125
	US45++	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	50	150	45	134
	WS45++	W	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	50	150	45	159
	US45+ "A"	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	150	225	45	167
	US45++ "B"	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	150	225	45	172
	US45++ "C"	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	150	225	45	183
	US45++ "F"	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	150	300	45	150
	US45++ "E"	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	150	300	45	163
US45+ "D"	U	250	420	30	11.21	1.2	400	0.4	400	0.25	3.33	0.5	390000	0.22	150	300	45	104	
Khalifa y Nanni [13]	BT2	U	150	371	34	35	2.23	470	0	350	0	2.88	0.5	228000	0.165	167	167	90	156
	BT4	U	150	371	34	35	2.21	470	0	350	0	2.88	0.5	228000	0.165	50	125	90	162
Kamiharako [34]	2	W	250	400	100	32.6	2.28	521	0	500	0	2.25	0.5	224000	0.11	40	100	90	209
	3	W	250	400	100	32.6	2.28	521	0	500	0	2.25	0.5	90000	0.169	40	100	90	219
Umezu [35]	AS1	W	150	272	28	43	1.08	1720	0	420	0	2.94	0.5	73000	0.044	200	200	90	91
	AS2	W	150	272	28	43	1.08	1720	0	420	0	2.94	0.5	73000	0.044	100	200	90	90
	AS3	W	150	272	28	44.8	1.08	1720	0	420	0	2.94	0.5	73000	0.088	200	200	90	114
	CS1	W	300	257	43	40.5	1.09	1720	0	420	0	2.96	0.5	244000	0.111	200	200	90	214
	CS2	W	300	257	43	40.5	1.09	1720	0	420	0	3.15	0.5	244000	0.111	100	200	90	159
	CS3	W	150	257	43	44.8	1.09	1720	0	420	0	3.15	0.5	244000	0.111	100	200	90	116
	AB1	W	150	253	47	41.9	2.19	1070	0	420	0	3.2	0.5	73000	0.044	200	200	90	110
	AB2	W	300	253	47	45.6	2.19	1070	0	420	0	3.2	0.5	73000	0.044	200	200	90	173
	AB4	W	300	253	47	41.9	2.19	1070	0	420	0	3.2	0.5	73000	0.088	200	200	90	224
	AB5	W	300	253	47	42.7	2.19	1070	0	420	0	3.2	0.5	73000	0.144	200	200	90	254
	AB8	W	600	253	47	43.5	2.19	1070	0	420	0	3.2	0.5	73000	0.144	200	200	90	424
	AB9	W	450	399	51	39.9	2.24	1040	0	420	0	3.01	0.5	73000	0.14	200	200	90	379
AB10	W	550	499	51	39.9	2.05	1040	0	420	0	3.01	0.5	73000	0.14	200	200	90	569	
AB11	W	550	499	51	40.6	2.05	1040	0	420	0	3.01	0.5	73000	0.288	200	200	90	662	
Funakawa [36]	S2	W	600	510	90	30	3.68	1038	0.47	340	0.83	2.5	0.5	240000	0.167	200	200	90	691
	S3	W	600	510	90	30	3.68	1038	0.47	340	0.83	2.5	0.5	240000	0.334	200	200	90	795
	S4	W	600	510	90	30	3.68	1038	0.47	340	0.83	2.5	0.5	240000	0.501	200	200	90	942
Taerwe [37]	BS2	U	200	395	55	35.1	2.39	559	0.39	559	0.14	3.16	0.5	240000	0.11	100	400	90	248
	BS5	U	200	395	55	36.8	2.39	559	0.39	559	0.14	3.16	0.5	240000	0.11	50	400	90	170
	BS6	U	200	395	55	35.8	2.39	559	0.39	559	0.14	3.16	0.5	240000	0.11	50	600	90	167
	BS7	W	200	395	55	34.7	2.39	559	0.39	559	0.14	3.16	0.5	240000	0.11	50	200	90	236
Norris [38]	E	U	125	170	30	36	1.89	420	0.95	420	0.283	2.41	0.5	34000	1	200	200	90	68
Chajes [8]	A	U	60	153	37	46	2.05	500	0	530	0	2.68	0.5	11000	1	200	200	90	34
	E	U	60	153	37	46	2.05	500	0	530	0	2.68	0.5	14000	0.46	200	200	90	35
	G	U	60	153	37	46	2.05	500	0	530	0	2.68	0.5	21000	0.58	200	200	90	37

APÉNDICE B. Predicciones de la capacidad a cortante de las vigas ensayadas experimentalmente.

Autor	Referencia	FIB14						CNR200				TR55					ACI440				
		V_f	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$	V_{model}	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$	V_f	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$	V_{model}	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$	V_f	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$	V_{model}	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$	V_f	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$	V_{model}	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$
Monti [33]	US60	94	0.57	0.59	140	0.61	0.48	40	0.82	71	0.69	33	0.87	0.70	106	0.57	0.57	36	0.81	90	0.75
	USVA	88	0.64	0.66	132	0.69	0.54	57	0.79	69	0.75	30	0.97	0.77	104	0.62	0.62	32	0.90	89	0.81
	USV+	88	0.72	0.74	133	0.77	0.61	57	0.89	69	0.85	30	1.09	0.87	102	0.70	0.71	32	1.01	89	0.91
	US45+	84	0.68	0.70	126	0.75	0.58	54	0.84	68	0.79	28	1.02	0.82	99	0.66	0.67	31	0.96	86	0.87
	UF90	103	0.61	0.63	90	0.95	0.69	24	1.06	65	0.81	56	0.83	0.69	100	0.66	0.66	31	0.95	82	0.89
	US45++	81	0.73	0.76	122	0.81	0.63	54	0.90	71	0.83	26	1.10	0.88	94	0.73	0.73	29	1.03	83	0.94
	WS45++	81	0.87	0.90	127	0.94	0.73	78	0.92	80	0.93	39	1.19	0.97	95	0.86	0.87	87	0.84	169	0.70
	US45+ "A"	121	0.75	0.77	165	0.81	0.65	100	0.86	91	0.92	53	1.13	0.94	157	0.68	0.68	58	1.06	125	0.91
	US45++ "B"	121	0.77	0.80	166	0.83	0.67	100	0.88	94	0.93	53	1.17	0.97	152	0.71	0.72	58	1.09	128	0.92
	US45++ "C"	121	0.82	0.85	168	0.87	0.71	100	0.94	95	0.99	53	1.24	1.03	151	0.76	0.76	58	1.16	122	1.01
	US45++ "F"	107	0.72	0.75	156	0.76	0.61	75	0.88	81	0.88	40	1.12	0.91	128	0.69	0.69	43	1.04	100	0.95
	US45++ "E"	107	0.79	0.81	158	0.82	0.66	75	0.96	79	0.97	40	1.22	0.99	122	0.77	0.78	43	1.14	106	0.99
	US45+ "D"	107	0.50	0.51	155	0.53	0.42	75	0.61	79	0.61	40	0.77	0.63	120	0.49	0.50	43	0.72	103	0.64
Khalifa y Nanni [13]	BT2	73	1.08	1.06	84	1.18	0.99	87	0.97	97	0.91	103	0.88	0.92	142	0.72	0.75	112	0.94	116	0.91
	BT4	49	1.34	1.32	50	1.66	1.31	39	1.44	39	1.43	41	1.40	1.52	57	1.24	1.32	45	1.63	49	1.56
Kamiharako [34]	2	72	1.07	1.04	93	1.19	0.94	44	1.21	55	1.13	34	1.28	1.41	62	1.09	1.19	34	1.61	39	1.56
	3	96	0.99	0.97	134	1.01	0.83	43	1.27	59	1.16	19	1.47	1.64	51	1.21	1.33	19	1.91	25	1.82
Umezu [35]	AS1	43	0.99	0.88	39	1.27	0.92	23	1.10	21	1.12	7	1.36	1.84	27	1.05	1.31	7	1.77	6	1.80
	AS2	27	1.19	1.03	24	1.58	1.07	12	1.25	11	1.26	3	1.41	1.95	13	1.23	1.61	3	1.87	3	1.88
	AS3	71	0.95	0.87	70	1.11	0.87	39	1.14	41	1.12	14	1.52	2.02	46	1.07	1.29	14	1.92	12	1.98
	CS1	103	1.10	0.99	101	1.32	1.00	63	1.21	65	1.20	56	1.27	1.56	87	1.07	1.27	56	1.56	50	1.62
	CS2	63	1.02	0.90	64	1.27	0.90	33	1.09	32	1.10	28	1.13	1.45	44	1.01	1.26	28	1.45	25	1.49
	CS3	52	1.16	1.05	56	1.32	1.01	40	1.18	44	1.13	28	1.34	1.69	47	1.10	1.32	28	1.64	27	1.66
	AB1	40	1.14	1.12	41	1.40	1.11	25	1.32	26	1.31	7	1.70	1.91	28	1.28	1.39	7	2.32	6	2.34
	AB2	50	1.04	1.02	49	1.37	1.03	21	1.23	21	1.23	7	1.37	1.59	27	1.18	1.34	7	1.88	6	1.89
Umezu [35]	AB3	80	1.08	1.06	85	1.30	1.04	34	1.39	38	1.35	13	1.61	1.82	48	1.27	1.39	13	2.20	13	2.20
	AB4	80	1.16	1.14	95	1.32	1.06	34	1.49	40	1.43	13	1.73	1.95	46	1.38	1.51	13	2.36	14	2.34
	AB5	113	1.12	1.10	127	1.25	1.04	49	1.53	55	1.48	21	1.83	2.06	56	1.47	1.61	21	2.44	21	2.45
	AB8	140	1.15	1.13	156	1.37	1.08	43	1.52	49	1.49	21	1.65	1.88	59	1.44	1.61	21	2.25	21	2.26
	AB9	199	0.87	0.85	198	1.06	0.85	73	1.18	75	1.18	34	1.35	1.51	86	1.14	1.25	34	1.70	31	1.72
	AB10	264	0.93	0.93	275	1.12	0.91	88	1.30	91	1.29	42	1.45	1.56	104	1.25	1.34	42	1.72	38	1.74
	AB11	431	0.85	0.85	443	0.98	0.83	152	1.31	161	1.29	84	1.52	1.63	152	1.31	1.40	84	1.76	80	1.78
Funakawa [36]	S2	286	0.98	1.13	569	0.90	0.69	141	1.49	380	0.85	164	1.42	1.03	474	0.76	0.79	164	1.18	408	1.01
	S3	465	0.90	1.01	836	0.77	0.63	232	1.43	504	0.85	284	1.31	1.00	569	0.80	0.82	327	1.06	601	0.90
	S4	617	0.91	1.00	984	0.80	0.67	306	1.50	646	0.88	347	1.40	1.10	659	0.87	0.89	491	1.03	829	0.85
Taerwe [37]	BS2	42	1.62	2.23	78	1.85	1.34	21	2.73	53	1.55	20	2.77	1.84	64	1.45	1.57	21	1.91	56	1.85
	BS5	26	1.23	1.78	60	1.46	1.01	11	2.11	42	1.13	10	2.14	1.35	47	1.10	1.20	10	1.40	44	1.37
	BS6	19	1.27	1.87	40	1.73	1.13	7	2.17	37	1.15	7	2.19	1.37	43	1.11	1.21	7	1.43	39	1.41
	BS7	42	1.54	2.11	77	1.78	1.29	27	2.44	57	1.44	21	2.60	1.74	64	1.38	1.50	21	1.82	51	1.83
Norris [38]	E	29	0.92	0.91	69	0.78	0.67	35	0.85	77	0.62	39	0.80	0.81	115	0.46	0.47	44	0.80	86	0.63
Chajes [8]	A	12	1.23	1.27	16	1.29	1.11	22	0.93	25	0.86	12	1.26	1.32	33	0.72	0.74	13	1.46	16	1.30
	E	9	1.39	1.45	11	1.63	1.36	17	1.10	20	1.01	7	1.58	1.68	13	1.26	1.33	2	2.86	2	2.86
	G	12	1.34	1.39	14	1.50	1.27	23	0.97	33	0.77	14	1.29	1.36	16	1.19	1.25	15	1.46	18	1.30
Media (μ)			0.99	1.05		0.95	0.88		1.24		1.06		1.39	1.34		0.99	1.08		1.49		1.43
Desviación típica (σ)			0.26	0.37		0.25	0.25		0.44		0.25		0.43	0.43		0.29	0.35		0.52		0.57
Coefficiente de variación (COV)			25.72	35.67		26.27	27.99		35.43		23.60		30.75	32.13		29.36	32.82		35.08		39.96

Agradecimientos

Este trabajo se enmarca dentro de los Proyectos de Investigación BIA2007-67790, subvencionado por el Ministerio de Educación y Ciencia, y 80010/A04 subvencionado por el Ministerio de Fomento.

REFERENCIAS

- [1] Bank, LC (2006). Composites for construction: Structural design with FRP materials, John Wiley and Sons.
- [2] FIB bulletin 14 (2001). Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures. Task group 9.3. FRP reinforcement for concrete structures. Lausanne, Switzerland.
- [3] ACI 440.2R-02 (2002). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Reported by ACI Committee 440. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- [4] Concrete Society Technical Report 55 (2000). Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials. The Concrete Society, Crowthorne.
- [5] CNR-DT200/2004. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Italian National Research Council, Rome, Italy.
- [6] Design Manual No.4 (2001). Strengthening reinforced concrete structures with externally-bonded fibre reinforced polymers. Isis Canada, The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures.
- [7] Al-Sulaimani, GJ.; Sharif, AM.; Basunbul, IA.; Baluch, MH. y Ghaleb, BN (1994). Shear repair for reinforced concrete by fibreglass plate bonding. *ACI Struct J*, 91(3): 458-464.
- [8] Chajes, MJ.; Januszka, TF.; Mertz, DR.; Thomson, TA. y Finch, WW (1995). Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics. *ACI Struct J*, 92(3): 295-303.
- [9] Triantafillou, TC (1998). Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites. *ACI Struct J*, 95(2): 107-115.
- [10] Triantafillou, TC (1998). Composites: a new possibility for the shear strengthening of concrete, masonry and wood. *Compos Sci Technol*, 58 (8): 1285-1295.
- [11] Khalifa, A.; Gold, WJ.; Nanni, A. y Aziz, A. (1998). Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members. *J Compos Constr*, 2(4): 195-203.
- [12] Triantafillou, TC. y Antonopoulos, CP. (2000). Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP. *J Compos Constr*, 4(4): 198-205.
- [13] Khalifa, A. y Nanni, A. (2000). Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites. *Cement Concrete Compos*, 22: 165-174.
- [14] Täljsten, B. y Elfgren, L. (2000). Strengthening concrete beams for shear using CFRP-materials: evaluation of different application methods. *Compos Part B-Eng*, 31(2): 87-96.
- [15] Täljsten, B. (2003). Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets. *Constr Build Mater*, 17: 15-26.
- [16] Chen, JF.; Teng, JG.; Smith, ST. y Lam L (2001). FRP strengthened RC structures. John Wiley & Sons.
- [17] ACI-ASCE Committee 445 (1998). Recent approaches to shear design of structural concrete. *J Struct Engng ASCE*, 124(12): 1375-417.
- [18] Ritter, W. (1899). Die bauweise hennebique. *Schweizerische Bauzeitung*, 33(7): 59-61.
- [19] Mörsch, E (1909). Concrete-steel construction. McGraw-Hill, New York (English translation by EP Goodrich).
- [20] European Committee for Standardization (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings.
- [21] American Concrete Institute (2005). ACI Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI 318-05.
- [22] EHE. Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento 2008.
- [23] Aprile, A. y Benedetti A. Coupled flexural-shear design of R/C beams strengthened with FRP. Composites: Part B 2004; 35: 1-25.
- [24] Collins, MP. (1978). Towards a rational theory for R/C members in shear. *Proc Struct Div ASCE*, 104(4): 649-66.
- [25] Goldberg, D. (1989). Genetic algorithms in search, optimization and machine learning. Reading, Massachusetts: Addison-Wesley.
- [26] Cladera, A. y Marí, AR. (2004). Shear design procedure for reinforced normal and high-strength concrete beams using artificial neural networks. Part II: beams with stirrups. *Engineering Structures*, 26: 927-936.
- [27] Cladera A. y Marí, A. Shear Strength In the New Eurocode 2. A Step Forward? Structural Concrete, Federation Internationale du Bèton (FIB) 2007; 8: 57-66.
- [28] Coello, CA. (2002). Theoretical and numerical constraint-handling techniques used with evolutionary algorithms: a survey of the state of the art. *Computer*

Methods in Applied Mechanics and Engineering, 191: 1245-87.

[29] Gen, M. y Cheng, R. (1996). A survey of penalty techniques in genetic algorithms. Proceedings of the Sixth International Symposium on Robotics and Manufacturing, Montpellier, France.

[30] Liotta, MA. (2007). FRP strengthening in shear: tests and design equations. Università degli Studi "La Sapienza", Roma, Tesis Doctoral.

[31] BS 8110 (1997). Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction. British Standard.

[32] Kani, MW.; Huggins, MW. y Wittkopp, RR. (1979). Kani on Shear in Reinforced Concrete. Department of Civil Engineering, University of Toronto Press, Toronto.

[33] Monti, G. y Liotta, MA. (2007). Test and design equations for FRP-strengthening in shear. *Constr Build Mater*, 21.:799-809

[34] Kamiharako, A.; Maruyama, K.; Takada, K. y Shimomura, T. Evaluation of shear contribution of FRP sheets attached to concrete beams. Proceedings of the

III International Symposium Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan 1997: 467-474.

[35] Umezu, K.; Fujita, M.; Nakai, H. y Tamaki, K. Shear behavior of RC beams with aramid fiber sheet. Proceedings of the *III International Symposium Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Japan 1997: 491-498.

[36] Funakawa, I.; Shimono, K.; Watanabe, T.; Asada, S. y Ushijima, S. Experimental study on shear strengthening with continuous fiber reinforcement sheets and methyl methacrylate resin. Proceedings of the *III International Symposium Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Japan 1997: 475-482.

[37] Tearwe, L.; Khalil, H. y Matthys, S. Behavior of RC beams strengthened in shear by external CFRP sheets. Proceedings of the *III International Symposium Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Japan 1997: 483-490.

[38] Norris, T.; Saadatmanesh, H. y Ehsani, MR. (1997). Shear and flexural strengthening of RC beams with carbon fiber sheets. *J Struct Eng*, 123(7): 903-911.

TESIS
DOCTORALES

T

Diseño óptimo de forma y armado de láminas de hormigón

Autor:
Antonio Tomás Espín
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Director:
Pascual Martí Montrull
Doctor Ingeniero Industrial
Universidad Politécnica de Cartagena
Escuela Técnica Superior de Ingeniería Industrial

Patrocinador:



DEPARTAMENTO DE
ESTRUCTURAS Y CONSTRUCCIÓN
Universidad Politécnica de Cartagena

Últimas tesis publicadas

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98
www.e-ache.com

TESIS
DOCTORALES

T

Puentes en Arco Tipo Network Network Arch Bridges

Autor:
Frank Schanack
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Directores:
Julián Díaz del Valle
Marcos J. Pantaleón Prieto
Doctores Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Cantabria

Patrocinador:

API XXI

L'Assut de l'Or Bridge (Serrería bridge), Valencia, Spain*

Luis Viñuela⁽¹⁾ and José Martínez Salcedo⁽¹⁾

Received: 29-09--2009

Accepted: 11-11-2009

Summary

This article describes the design and construction of a bridge which, while it was under construction was known as Serrería Bridge and now goes by the name *Pont de l'Assut de l'Or*. Authored by Santiago de Calatrava, it forms part of Valencia's City of Art and Science. True to custom, in this work Calatrava weds originality of architectural design with structural singularity. The bridge consists in a single cable-stayed span with no back spans and a leaning, curvilinear pylon, stayed from the top.

Its chief members include:

- An orthotropic steel plate deck spanning a distance of 160 m and varying in width from a minimum of 35,5 to a maximum of 39,2 metres at the intersection with the pylon.
- A leaning, curvilinear steel section pylon-tower, 125 metres high.
- A total of 29 cables to stay the centre of the deck.
- Four back stays running from the top of the pylon to a concrete counterweight integrated in one of the approaches.

Functionally, this bridge carries two carriageways with three lanes of traffic each, plus one tram lane and a pedestrian/bicycle lane along the centre of the deck.

The deck and pylon are mutually fixed and at the same time joined to the base, a huge steel, pier-like member fixed at the foundations.

The deck rests on the north abutment on one side and extends 20 metres beyond its intersection with the pylon to the south abutment on the other. While it splits into two independent box girders to accommodate the pylon, this small part of the bridge is structurally irrelevant.

From the pylon to the north abutment on the opposite side, the deck section consists in a tapered single-cell box girder with a constant depth. Both the girder and the cantilevers projecting on each side are made of orthotropic steel plate. Box-girder dimensions decline slightly from the pylon to the abutment, with the depth running from 3,3 to 2,9 m, the bottom width from 8,4 to 4,8 m and the top width from 9,4 to 5,8 m. The variations in the top and bottom width are the result of the division of the girder as it nears the pylon to avoid forfeiting useful width at the intersection. Two large steel members, one on each side, cantilever a constant 14,2 m off the central girder.

The pylon consists in a curvilinear polygonal steel box section with variable depth and width. It is steeply inclined from the intersection with the deck, where it is angled at 40°, to the top, where it is vertical and from where it is stayed. The section dimensions decline with pylon height. Since its curve is adapted to the funicular arch of the loads on the deck stays and back stays, the entire pylon bears all the permanent loads essentially by compression, with very small moments.

The leaning pylon is stayed to a concrete counterweight. The four back stays are actually two pairs of large tubular structures, with the members of each pair spaced at 1,9 metres. While the pairs run parallel in an elevation view of the bridge, for reasons of aerodynamics, viewed longitudinally they fan out slightly, from 2 m at the top to 6 m at the foundations. The distance between their anchorage at the top of the pylon and the anchorage in the concrete counterweight is 115 metres. Each of these four back stays consists in 85 0,6"Ø prestressed strands (BBR-PTE HiAm Cona system), cased in a 36-mm thick S460 NL steel tube, 508 mm in diameter. This arrangement not only ensures strength, but affords the stiffness needed to minimize their elastic elongation, thereby reducing any elongation-induced moments that may appear on the pylon and deck.

* The full Spanish and English language versions of this article are published in this issue at pages 7-28.

(1) FCC Construcción, S.A. (Madrid, Spain)

Corresponding author: jmartinez@fcc.es

Translation: Margaret Clark

Viaduct over Nalón River, a composite steel-concrete road bridge with a 110-m span*

Francisco Millanes Mato⁽¹⁾⁽²⁾, Miguel Ortega Cornejo⁽²⁾ and Javier Pascual Santos⁽¹⁾

Received: 04-12-2008

Accepted: 30-04-2009

Summary

The bridge over the Nalón River designed by IDEAM formed part of the works to separate the carriageway on road AS-17 between Avilés and Puerto de Tarna, in the Riaño-Sama section of the road, in Asturias.

It consists in two parallel bridges, one for each carriageway, whose central spans cross the Nalón River obliquely and for that reason are staggered longitudinally by seven metres. The combined effect of their 45° skew, the absence of an intermediate pier and the width of the bed at the crossing demanded central spans 110 m long. The symmetrical side spans measure 27,5 m each.

Given the structure's very low vertical alignment, with side spans built on land at a lower elevation than the natural terrain, the structural solution sought to minimize the deck depth. This was achieved with a variable depth section in which the side spans and one stretch of the central span consist in a pre-stressed concrete box girder, while in the rest of the central span the section is a composite "strict box" girder.

IDEAM has developed a number of variations of its "strict box" solution. Their use in recent projects has confirmed the advantages of the simplicity of construction and structural reaction afforded by this approach, and the concomitant reduction in steel ratios and unit costs with respect to alternative arrangements.

In the 91,20 mid-most metres of the 110-m central span, the section consists in a composite dual girder "strict box". The 18 m between the embedment of the composite girders in the concrete box and the "strict box" consist in a double composite twin beam with a bottom concrete slab. The 50 centre-most metres of the bridge comprise two composite beams connected to the upper slab, that work independently to create an open box able to accommodate distortion. The bottom consists in precast slabs that remain unconnected to allow access to the inside of the girder for inspection and similar purposes.

The total depth at the middle of the central span is 2,75 m, for a slenderness ratio of 1/40. In the area where the steel section is restrained by the concrete box the total depth is 4,25 m. With a depth in the concrete section over the pier of 5,50 m, the slenderness ratio over the supports is 1/20.

The steel box is stiffened horizontally by H-shapes spaced at 5,375-m intervals, while the vertical stiffeners in the webs are spaced at 1,79-m intervals. With this typology, the steel structure can be reduced to a minimum, i.e., two stiffened beams, horizontal H-shapes in the frames and a lattice at the top to withstand wind action during assembly.

With the imbalance of the span lengths imposed by the Nalón riverbed, i.e., with the side spans measuring just 25 % of the central span, the self weight alone of the bridge generates heaving at the abutments. This was solved by setting the box into a cutaway in the abutments, giving rise to an inverted halved joint, together with inverted supports working under compression.

The article contains a detailed description of the various stages of construction, in which the deck was shored with two provision- al uprights until the side spans and the central twin steel beams were prestressed.

The use of prestressing, which pre-compresses the partial steel section in the negative moment areas over the piers, necessitated the design of special areas in the anchorage. The paper describes the design details of these prestressing anchorage areas in the steel sections.

* 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 29-42.

(1) Universidad Politécnica de Madrid. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, Spain)

(2) IDEAM, S.A. (Madrid, Spain)

Corresponding author: miguel.ortega@ideam.es

Translation: Margaret Clark

Two foot bridges at Sant Sadurní d'Anoia*

Piero Facchini⁽¹⁾

Received: 24-09-2008

Accepted: 12-05-2009

Summary

The article describes two steel footbridges built at Sant Sadurní d'Anoia in the Spanish province of Barcelona. The design for both "Gat Cendrer" and "La Triola" was commissioned from Ingeniería de Puentes y Autopistas, S.A. (INPASA), by the Institut Català del Sòl. These two bridges connect urban developments separated by a road with heavy traffic in an area with scant visibility.

The structures for the two are similar and consist in continuous lintels spanning road BV-2244 and access ramps along the embankment side of the road itself. The effective width is two metres and the pavement consists in wooden planks. The maximum grade is 8 % to facilitate access for people with limited mobility. Pedestrians are protected by two steel railings with uprights spaced at 1,50 m and positioned to coincide with the transverse beams.

From an elevation view, the bridge decks form an arc on a circle with a 150-m radius. Their maximum span is on the order of 27 m. The section comprises two main box girders one metre deep, connected by IPE 180 shapes. The predominant characteristic of the bridge girders is the curvature on the outer webs, to which they owe their distinctive appearance.

The approach ramps consist in longitudinal UPN 260 channels, likewise connected by IPE 180 shapes. All structural members are made of S355 steel.

The decks rest on circular, reinforced concrete single shaft piers with neoprene pads under the straight sections. In the piers supporting the sections with turns in direction, however, the capitals are made of reinforced concrete and restrained at both the shaft and the steel structure ends. The foundations for all the piers consist in 850-mm diameter, cast-in-place piles.

On the excavation side of the road the abutments are lintels that rest on a pile similar to the members under the piers, while on the opposite side they have shallow foundations. The supports are neoprene-Teflon pads.

One of the most characteristic aspects of the design is the use of shop-built box girders for the sections spanning road BV-2244.

In light of the difficulties encountered in connection with welding the horizontal and transverse diaphragms, these elements were installed in the shop. The process consisted essentially in the following:

- 1.- Welding the vertical diaphragms to two longitudinal steps in the vertical web.
- 2.- Welding the vertical diaphragms to the curved web of the box.
- 3.- Welding the horizontal diaphragms to the vertical diaphragms and the vertical and curved webs.
- 4.- Welding to close the vertical web of the box girder.
- 5.- Longitudinally connecting the respective sections of beam to the two webs of the box girder via perimetric welding.

The design called for prefabrication of finished sections up to 12 m long, which included applying the anti-corrosion treatment and paint and laying the wood pavement, for subsequent site assembly with cranes and provisional supports.

The resulting slender, open structures, well suited to the client's architectural and town planning design, meet all requirements defined by the Institut Català del Sòl.

* 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 43-49.

(1) Ingeniería de Puentes y Autopistas, S.A. (INPASA) (Barcelona, Spain)

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: piero.facchini@inpasabcn.com

Evaluation of structural effects of deterioration, repair and retrofit by means of evolutionary non-linear analytical models*

Antonio Marí Bernat⁽¹⁾ and Jesús Miguel Bairán García⁽¹⁾

Received: 07-01-2009

Accepted: 06-05-2009

Summary

The deterioration to which structures are subject can affect their durability, functionality and safety. Tools able to quantify their structural response at any given time are requisite to estimating their service life. This information can then be used to evaluate the need for possible intervention and, as appropriate, the effectiveness of such action. This paper addresses the impact of material damage on structural behaviour. To this end, a non-linear, time-dependent analytical tool was used to study the response of concrete structures to environmental actions. The theoretical basis of this tool, based on a model previously developed by the authors, is briefly but fully described in the paper. The model covers the deferred effects of concrete shrinkage, creep and ageing, and steel relaxation. Applicable to spatial frames idealized by means of bar elements, the model discretizes the cross-section into fibres to be able to reproduce arbitrarily defined geometries as well as heterogeneous sections comprising different materials.

At the same time, it accommodates the evolutionary construction of structural members and changes in the support scheme, along with any other change in materials, geometry or loads during the service life of the structure. This feature is exploited to simulate deterioration by likening such changes to bearing section loss, for which evolution can be expressed in terms of a formula. Moreover, strengthening is understood to be a direct extension of evolutionary construction, in which new steel, composite or new concrete fibres are added or new forces are introduced by sealing cracks or pretensioning.

The model was validated by reproducing the test results for a pre-cracked, simply supported beam subsequently subjected to increasing cyclic loading. After strengthening the area under tensile stress with additional concrete and longitudinal and transverse rebar, the member was tested to failure. The numerical model satisfactorily reproduced all the stages of the test, including behaviour after repair, ultimate flexural capacity of the strengthened member and the stress-strain states of the old and new rebar.

Model calibration was followed by a theoretical study of the effects of chloride attack due to the use of de-icing salts on a continuous reinforced concrete footbridge with three spans. The aim was to ascertain the beneficial effects of possible repair and strengthening on the service and bearing capacity of the structure. Chloride attack was defined to translate into a gradual loss of the upper concrete cover (simulated as the destruction of concrete fibres over time), while corrosion of the upper reinforcing steel was regarded to consist in the progressive destruction of such reinforcement, beginning with the deterioration of the concrete cover and intensifying with its detachment.

Progressive deterioration was observed to lead to a redistribution of forces over time, due to both non-linear behaviour and changes in the deferred response of the materials involved. Moments were found to decline by about 12 % at the supports (due to the section loss in the tensile reinforcement) and to rise by around 20 % at the mid-point of the centre span. After 4 000 days, in the absence of intervention, the stress on the rebar grew by around 90 % at the supports and 100 % at the centre of the span. As a result, cracks were found to widen from 0,17 mm to over 0,35 mm under these conditions. Similarly, the safety of the structure was compromised and observed to be lower than required by the current Codes of Practice, after 2 400 days; it continued to decline gradually due to decay, finally collapsing under its own weight after 4 400 days. In light of the foregoing findings, structural repair was simulated after 3 000 days, replacing 50 mm of the upper concrete cover and restoring the reinforcement ratio. The model assessed the effectiveness of the intervention for service behaviour and flexural strength and found the results to be satisfactory in both respects.

In summary, the article introduces a model able to quantify the flexural response in reinforced and prestressed concrete structures subjected to mechanical or environmental decay, with and without intervention. The findings showed that it is a useful decision-making tool for assessing the service life and safety of existing structures.

* 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 51-63.

(1) Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, Spain).

Corresponding author: antonio.mari@upc.edu

Translation: Margaret Clark

Reinforced concrete beams strengthened with FRP. Shear design using the strut-and-tie mechanism and genetic algorithms*

Ricardo Perera Velamazán⁽¹⁾, Javier Vique García⁽¹⁾, Angel Arteaga Iriarte⁽²⁾ and Ana De Diego Villalón⁽²⁾

Received: 14-10-2008

Accepted: 25-07-2009

Summary

The deterioration of concrete structures is currently a big problem. Furthermore, many concrete structures designed with codes no longer in effect do not satisfy the design criteria required by the current design codes and therefore should be upgraded. Strengthening methods have been used widely since environmental and economic factors preclude replacing all such structures. A repair and strengthening method that has gained acceptance in recent years is fibre-reinforced polymer (FRPs) plate bonding. Carbon fibre-reinforced polymers (CFRP) have a high strength and stiffness-to-weight ratio, and show excellent fatigue behaviour and corrosion resistance. Moreover, FRP plates may be prefabricated or constructed on site in a wet lay-up process.

One of the major applications of FRP composites for strengthening reinforced concrete (RC) members today is their use as additional web reinforcement to increase the shear capacity of the members. However, shear strengthening with externally bonded FRP laminates has not been addressed to the same extent as the methods for flexural strengthening.

This is highlighted in the design guidelines proposed to date, in which flexural strengthening design is well understood, although some aspects related to anchorage and end peeling failures remain open. However, the understanding of the failure mechanism of RC structures strengthened in shear with FRP is a complex subject about which more theoretical as well as experimental studies are needed. This is not surprising taking into account that even the strength mechanisms for simple RC beams are not clear and uniform design rules still do not exist. For this reason, design rules for FRP shear strengthening are treated very cursorily in the code proposals and it is therefore appropriate at present to adopt a cautious design procedure.

The accurate prediction of the shear capacity of RC strengthened with FRP requires a previous understanding of RC shear mechanics. Truss models, also known as strut-and-tie models, for predicting the shear capacity of reinforced concrete beams are widely accepted and, in fact, are used as the basis for many codes such as Eurocode 2 and the ACI code. These models represent real stress fields discretely. The definition of the geometry of the strut-and-tie model is especially important for the correct determination of the shear capacity of an RC beam. Often, a crack angle of 45° or other constant angle is assumed, which is a simplification of physical reality.

In any event, the principal characteristics of this kind of models might be extended to the case of beams with externally bonded FRP reinforcements. However, in spite of its conceptual simplicity there is no clear guide to define the geometry of the strut-and-tie model. The primary complexity is how to transform a continuous structural domain to a strut-and-tie model.

This paper is concerned with the development of a simple automatic procedure for determining the optimal configuration of the strut-and-tie mechanism of an FRP shear strengthened RC beam. The procedure is set out as an optimization problem based on the minimization of the total strain energy solved by using genetic algorithms. Unlike traditional gradient-based optimization methods, genetic algorithms use multiple points to find the solution rather than a single point. Starting from the initial random generation of possible strut-and-tie model configurations for the reinforced beam studied, new populations of possible configurations are generated iteratively using typical genetic operators to improve the best individuals of the previous populations by applying the principle of minimum strain energy. The algorithm progresses with successive generations to reach an optimum solution for the problem studied, which corresponds to the optimal strut-and-tie configuration. Unlike conventional truss approaches, in the optimal configuration, compressive struts need not be parallel, which represents the physical reality of the flow of forces more consistently.

The proposed model is validated against experimental data collected from the existing literature. Furthermore, a comparison with the predictions of some design proposals is performed. Similarly, parametric studies have been conducted to study the influence of different parameters on shear strength and establish the applicability of the proposed method.

* 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 65-83.

(1) ETS de Ingenieros Industriales. Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales. Universidad Politécnica de Madrid (Madrid, Spain).

(2) Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. CSIC (Madrid, Spain)

Corresponding author: perera@etsii.upm.es

Translation: Authors

G - 1

Geotecnia

Recomendaciones
para el Proyecto,
Construcción y Control
de Anclajes al Terreno



3ª Edición corregida

RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE ANCLAJES AL TERRENO

- CAPÍTULO 1. Introducción
- CAPÍTULO 2. Definición de los anclajes al terreno
- CAPÍTULO 3. Bases de cálculo
y criterios de predimensionamiento
- CAPÍTULO 4. Materiales
de los componentes
de los anclajes
- CAPÍTULO 5. Construcción
de los anclajes
- CAPÍTULO 6. Ensayos y Pruebas
de los anclajes
- CAPÍTULO 7. Plan de Mantenimiento, Inspección y control
- CAPÍTULO 8. Medición y Abono
- CAPÍTULO 9. Bibliografía

ANEJOS

- ANEJO 1. Fichas técnicas

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 130 Págs.

Precios:

- Para miembros o Colegiados 13,00 €
- Precio venta al público 16,25 €



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Tel. 91 308 19 88. Ext. 272/298 www.ciccp.es

ACHE
SECRETARÍA DE ACHE
Tel. 91 336 66 98
www.e-ache.com

Asamblea Extraordinaria de ACHE



Vista general de la Asamblea.



El Sr. Viartola Laborda, Presidente,
y la Sra. Lucas Serrano, Secretaria General.

El pasado 4 de noviembre se celebró en la Sala Verde de la Escuela de Caminos de Madrid la Asamblea Extraordinaria en la que se aprobaron los nuevos Estatutos de ACHE.

Tal y como expuso el Sr. Viartola Laborda, Presidente de nuestra Asociación, los Estatutos originales han sido un documento de referencia todos estos años y mantienen plenamente su vigencia de fondo, pero requerían una revisión y una actualización.

Para esta labor se creó, en el seno del Consejo, de ACHE un Grupo de Trabajo *ad hoc*, formado por D. Manuel Burón Maestro, D. Santiago Pérez-Fadón Martínez y nuestro anterior Presidente D. José María de Villar Luengo, al que se unió D. Enrique González Valle como primer Presidente de ACHE. Después de muchas reuniones y varios borradores se presentó al Consejo la propuesta que, tras una serie de debates, se aprobó el 24 de junio de 2009.

El Presidente señaló que los nuevos Estatutos mantienen como principio básico el compromiso de ACHE con el desarrollo del hormigón estructural, pero reconociendo estatutariamente su ámbito de actuación en las estructuras en general.

Como ya se decía en los Estatutos originales, para la modificación de los mismos, es necesaria la aprobación de la Asamblea de socios, por lo que el Presidente procedió a abrir la votación. El resultado arrojó una aprobación masiva de los nuevos Estatutos, pues se recogieron 94 votos a favor y ninguno en contra.

A continuación, el Profesor Jiri Strasky impartió una interesantísima conferencia sobre los puentes y pasarelas proyectados en su oficina durante los últimos años. La elegancia y simplicidad de las propuestas de este Ingeniero checo, siempre fiel a su estilo, fueron un estupendo broche final para una Jornada tan importante para nuestra Asociación.

Conchita Lucas Serrano
Secretaria General de ACHE



Paso superior de autovía proyectado por Strasky, Husty and Partner.

Hormigón Infraligero. Aplicación a muros portantes hormigonados en obra con superficies vistas y de buen aislamiento térmico*

Infra-lightweight concrete applied to cast-in-situ structural elements with fair-faced surfaces and good thermal insulation

Mike Schlaich⁽¹⁾ y Mohamed El Zareef⁽²⁾

Recibido | Received: 08-02-2008

Aceptado | Accepted: 03-11-2009

Resumen

El hormigón visto no sólo tiene cualidades visuales. Las estructuras monolíticas de hormigón son también especialmente duraderas y el hecho de que no requieran ser enlucidas o revestidas, supone una reducción en su coste y hace los edificios ecológicamente sostenibles, ya que son más fáciles de reciclar. Sin embargo, debido a la alta conductividad térmica del hormigón, el hormigón visto sin aislamiento provoca gastos de calefacción prohibitivos en países fríos. El hormigón infraligero, con una densidad aparente menor que 800 kg/m³ y unas propiedades térmicas más favorables, promete superar este problema manteniendo las ventajas del hormigón visto.

En la Universidad Técnica de Berlín ha sido desarrollado dicho hormigón infraligero y, para probar su utilidad práctica, con él ha sido construida una vivienda unifamiliar, de hormigonado in-situ, usando barras de fibra de vidrio a modo de armadura. Este artículo describe esta nueva mezcla de hormigón y sus propiedades. En él se explican tanto las implicaciones estructurales a la hora de trabajar con hormigón infraligero, así como el diseño y la construcción de la vivienda.

Palabras clave: Hormigón infraligero, hormigón visto, aislamiento térmico, hormigonado en obra, armadura de fibra de vidrio.

Abstract

Fair-faced concrete does not only possess high visual qualities. Monolithic concrete structures are also particularly durable, and the fact that no plastering or cladding is required leads to cost savings and makes buildings more sustainable and easier to recycle. However, due to the high thermal conductivity of normal concrete, fair-faced concrete without insulation causes prohibitive heating costs in cold countries. Infra-lightweight concrete with a dry bulk density of less than 800 kg/m³ and the corresponding advantageous thermal properties promises to overcome this problem while maintaining the advantages.

At the Technical University in Berlin such infra-lightweight concrete was developed and to prove its practicality a cast-in-situ single family house was built with it using glass fiber bars as reinforcement. This paper describes this new concrete mix and its properties. It elaborates on the structural implications when working with infra-lightweight concrete. Design and construction of the house will also be presented.

Keywords: Infra-lightweight concrete, fair-faced concrete, thermal insulation, cast in situ, glass fiber reinforcement.

* Traducción del artículo "Infrleichtbeton", publicado en *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 103, Issue 3, p. 175-182, revisado y aumentado.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Prof. Catedrático. Universidad Técnica de Berlín, Alemania. Directivo. Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Berlín (Alemania).

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Doctorando. Instituto de Ingeniería Estructural. Universidad Técnica de Berlín (Alemania).

Persona de contacto / Corresponding author: m.schlaich@sbp.de

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras monolíticas de hormigón visto no sólo tienen un alto potencial arquitectónico sino también una gran durabilidad. Puesto que no necesitan ser enlucidas o revestidas, su coste es inferior y su reciclaje más sencillo.

Lamentablemente, la conductividad térmica del hormigón convencional (HC) es tan elevada que en países fríos como Alemania los edificios construidos con hormigón visto han desaparecido prácticamente. Desde la crisis del petróleo de los años setenta del siglo pasado se ha hecho necesario construir muros o estructuras exteriores de doble capa de hormigón, costosas y complicadas, con aislamiento interior de difícil inspección. O bien, se opta por limitar el uso del hormigón solamente en un lado del muro y utilizar aislamiento térmico convencional en el otro.

Este motivo es el que ha empujado desde hace algún tiempo a ingenieros y arquitectos a intentar elaborar hormigón con una conductividad térmica menor. Ya en la década de los ochenta del siglo pasado se experimentó un "hormigón espumoso" aislante con una densidad seca por debajo de los 1000 kg/m³, como parte de un proyecto financiado por el Ministerio Alemán de Investigación y Tecnología (BMFT). El aligeramiento del hormigón se consiguió gracias a espumas proteínicas prefabricadas [1]. Este proyecto fue, sin embargo, abandonado ya que el único edificio prototipo construido con dicho hormigón y elementos prefabricados mostraba una fisuración inaceptable debida a las grandes deformaciones provocadas por la retracción.

La fabricación de hormigón ligero con arcilla expandida ya se ha dado a conocer anteriormente. Recientemente, en Suiza y Alemania, se han construido edificios monolíticos con hormigón ligero visto aislante, para los que se usaron hormigones de densidades entre los 1000 y los 1500 kg/m³ [2-4]. Digno de mención es un edificio residencial en Chur, Suiza, en el que el arquitecto Patrick Gartmann utilizó arcillas expandidas y vidrio celular como áridos ligeros, para obtener un hormigón aislante con una conductividad térmica de $\lambda = 0.32$ W/mK y una resistencia a compresión de LC 8 / 9. El Catedrático Christian Thienel [5] de la "Universität der Bundeswehr" de Múnich ha desarrollado mezclas de hormigón más ligeras usando sólo arcilla expandida como árido, para la construcción de barcos. Inspirados en el edificio suizo y basándose en las investigaciones llevadas a cabo en Múnich, los departamentos de "Diseño conceptual y estructural" y "Materiales de la construcción e investigación", ambos pertenecientes al Instituto de Ingeniería Estructural de la Universidad Técnica de Berlín, comenzaron a desarrollar conjuntamente un hormigón infraligero de menor densidad y mejor aislamiento térmico que otros productos disponibles en el mercado [6].

¿De dónde procede el término hormigón infraligero (HIL)? La normativa alemana DIN 1045-1 clasifica el hormigón en ligero, convencional y pesado en función de su densidad. El hormigón ligero se define como un hormigón de densidad seca comprendida entre 800 – 2000 kg/m³. Así pues hemos definido aquellos hormigones ligeros de densidad seca inferior al límite de los 800 kg/m³ como Hormigón Infraligero, añadiendo la partícula latina "infra" que significa "por debajo de". Aunque más que el peso reducido del hormigón, son sus idóneas propiedades térmicas, resultado del alto contenido en burbujas de aire, las que centrarán nuestro interés.

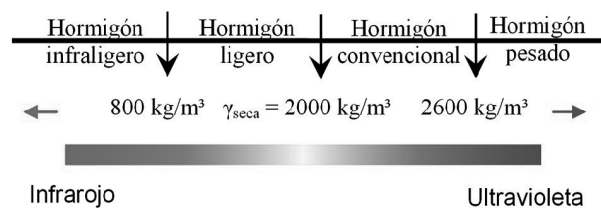


Figura 1. Clasificación del hormigón según la normativa alemana en analogía con el espectro de la luz.

La mezcla de hormigón desarrollada en la Universidad Técnica (TU) de Berlín consta solamente de agua, cemento, arcilla expandida como árido aligerante y un agente ocluser de aire. La resistencia a compresión de ésta es parecida a la de un hormigón ligero LC 8/9 lo cual la hace apta para ciertas aplicaciones estructurales como muros portantes en edificación. En el laboratorio de hormigón de la TU de Berlín se consiguió satisfactoriamente el objetivo propuesto más importante, que es la obtención de mezclas que proporcionen superficies cerradas de hormigón visto con una densidad seca γ_{seca} inferior a 800 kg/m³ y una conductividad térmica $\lambda_{seca,10}$ inferior a 0.2 W/mK.

En Berlín, ha sido construida una vivienda unifamiliar con muros exteriores de Hormigón Infraligero, que demuestra la utilidad práctica de este material. Fue un reto interesante adaptar los detalles estructurales y de aislamiento típicos usados para hormigón convencional a las propiedades de este nuevo material. Para reducir las inevitables fisuras provocadas por la retracción, se han utilizado barras de fibra de vidrio que reducen el problema de la corrosión y además disminuyen el número de puentes térmicos. La experiencia obtenida ha demostrado que se pueden construir edificios de hormigón visto de buen aislamiento térmico con hormigón infraligero y que este material tiene, por tanto, el potencial de jugar un papel importante en el futuro de la construcción de hormigón.

En este artículo se describirán las propiedades del hormigón infraligero, así como la experiencia obtenida con este material. Los aspectos referidos al diseño



Figura 2. Vivienda unifamiliar con muros exteriores de hormigón infraligero.

estructural y teórico del hormigón infraligero se discutirán en la última sección.

2. PROCESO DE FABRICACIÓN

Desarrollar una nueva mezcla de hormigón es todo un desafío. Debido al entusiasmo inicial, al principio se utilizaron demasiados aditivos que provocaron una fuerte segregación en los primeros ensayos (Fig. 3, imágenes de la izquierda). Esto se debió, principalmente, a las grandes cantidades de plastificante juntamente con el agente oclisor de aire. La reducción a un número clave de componentes iniciales permitió conseguir una mezcla estable. Las diferentes cantidades de los componentes de dicha mezcla y la granulometría de los áridos utilizados se muestran en la Tabla 1. En la muestra obtenida siguiendo este patrón (Figura 3, imagen de la derecha) se puede apreciar la distribución equitativa de las partículas de arcilla expandida.

El objetivo de aligerar el peso del hormigón para mejorar las propiedades de aislamiento térmico del

Tabla 1. Componentes para un 1 m³ de mezcla de hormigón (con áridos)

	Peso	Volumen
	[kg]	[L]
Cemento CEM III-A 32.5	330	108
Liapor ¹ arena fina 0/2 ²	200	158
Liapor 1/4	25	30
Liapor 2/9	170	315
Agua	165	165
Agente oclisor de aire	2.0	2.0

¹ Marca registrada y tipo de arcilla expandida.

² Granulometría del árido (Menor/mayor tamaño de los granos).

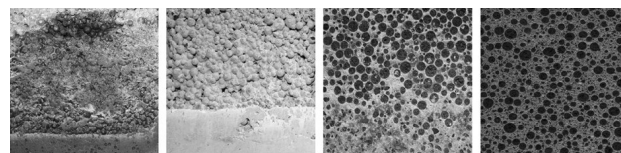


Figura 3. Muestras de mezclas de hormigón 10 x 10 x 10 cm.

mismo se alcanzó tomando ciertas medidas poco habituales en la práctica, ya que reducen la resistencia del material. Sin embargo, y a pesar de dicha reducción, la resistencia a compresión del hormigón infraligero se mantiene por encima de la resistencia de las obras de fábrica, lo que hace que dicho hormigón sea apto para aplicaciones estructurales. La mezcla final de hormigón infraligero se obtuvo cometiendo los “errores” que se describen a continuación:

- Áridos ligeros, tales como arcillas expandidas o vidrio celular, que elevan la cantidad de poros pero no la resistencia del hormigón.
- Grandes cantidades de agente oclisor de aire, que dejó de ser añadido en el momento en que la superficie del hormigón presentaba demasiados poros. En este caso se ha utilizado un aireante normalizado por la EN 934-2:T5, de densidad 1,02 g/cm³; una solución acuosa de una compleja mezcla de sales ácidas que contiene un catalizador para una más rápida y completa hidratación del cemento.
- Alto contenido en agua. Ésta no reacciona en su totalidad con el cemento sino que se evapora gradualmente, reduciendo así la densidad seca del hormigón. De esta manera se obtiene también un mayor valor del asiento en el cono de Abrams, una mayor fluidez del hormigón y, por tanto, una reducción de los poros en la superficie.
- Bajo contenido en cemento, lo que no sólo reduce la densidad aparente del hormigón, sino que además disminuye la temperatura durante el fraguado, limitando por tanto la retracción inicial del hormigón. Un bajo contenido en cemento conlleva también un ahorro de energía primaria.

3. PROPIEDADES MATERIALES Y FÍSICAS

En la mezcla se utilizó cemento tipo CEM III-A 32.5, con el objetivo de reducir la retracción inicial. El cemento tipo CEM I proporciona al hormigón unas buenas propiedades de aislamiento térmico pero también elevó la temperatura de fraguado hasta los 90°C. Además, con el cemento tipo CEM III se obtienen superficies de color gris claro menos propensas a calentarse en verano, lo cual disminuye la aparición de fisuras. Otros cementos, como el cemento

blanco o con adición de caliza, permitirían obtener hormigones aún más claros; no obstante, sería necesario determinar la temperatura de fraguado resultante de estas mezclas.

La Figura 4 muestra como el hormigón infraligero alcanza una resistencia a compresión media a 28 días de 7 N/mm², llegando a los 8 N/mm² pasados 56 días.

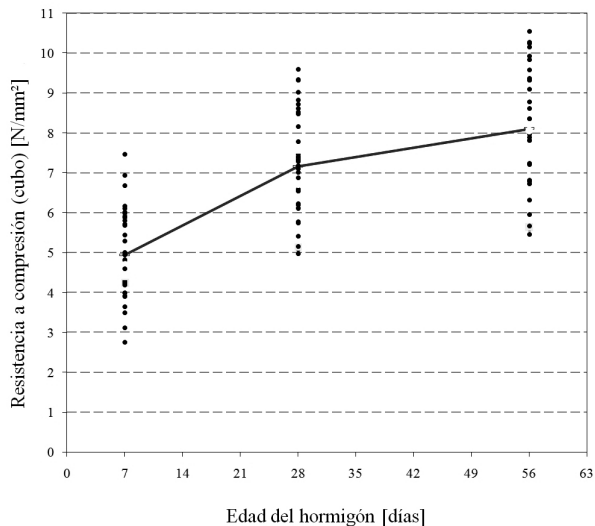


Figura 4. Resistencia a compresión del hormigón infraligero en función de la edad de la mezcla.

La dispersión experimental resultante es debida a la variación del factor agua/cemento en la mezcla con la que los ensayos fueron realizados en obra.

El módulo de elasticidad del hormigón infraligero se sitúa entorno a los $E_c = 4000$ N/mm², comparable a los típicos valores bajos de los hormigones ligeros (véase la normativa DIN 1045-1, Tablas 9-10). El valor de la resistencia a flexotracción determinado experimentalmente es de $f_{ct,fl} = 0.95$ N/mm². En el ensayo de tracción indirecta (ensayo brasileño) se obtuvo un valor de $f_{ci} = 0.55$ N/mm² (según la normativa DIN 1045-1, Tablas 9 y 10, este valor debería ser $f_{ci} = 0.66$ N/mm²). Los resultados obtenidos en los diferentes ensayos se recogen en la Tabla 2.

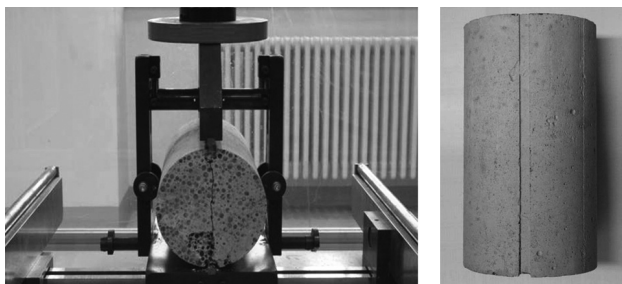


Figura 5. Ensayo de tracción indirecta (ensayo brasileño).

En el ensayo de adherencia se utilizaron dos tipos de armaduras, una de barras de fibra de vidrio y otra de barras de acero, las dos de diámetro $d = 12$ mm, para

Tabla 2. Propiedades del hormigón infraligero

Resistencia a compresión (cubo), $f_{ck,cubo}$	7.00	N/mm ²
Resistencia a flexotracción, $f_{ct,fl}$	0.95	N/mm ²
Resistencia a tracción indirecta, f_{ci}	0.55	N/mm ²
Resistencia a tracción indirecta calculada, f_{ictm} (DIN 1045-1)	0.66	N/mm ²
Módulo de elasticidad, E_{lc}	4000	N/mm ²
Conductividad térmica, $\lambda_{seca,10}$	0.181	W/(mK)
Coefficiente de transferencia de calor, U ($t_{muro} = 50$ cm)	0.341	W/(m ² K)
Densidad húmeda	1.000	g/cm ³
Densidad sec	0.760	g/cm ³

determinar la resistencia al deslizamiento entre la armadura y el hormigón.



Figura 6. Ensayo de adherencia.

Dicho ensayo proporcionó un valor máximo de la resistencia al deslizamiento de 0.87 N/mm² para un deslizamiento relativo de 0.703 mm en hormigón infraligero con barras corrugadas de fibra de vidrio. Con una armadura convencional de barras de acero, el valor de la adherencia se incrementó hasta los 1.04 N/mm² para un deslizamiento de 0.169 mm. En ambos casos el fallo se produjo en las secciones donde se encuentran los resaltes o corrugas de la armadura, es decir, en aquellas zonas del hormigón en las que los esfuerzos de compresión son más elevados. La cantidad de corrugas en las barras de acero

es, más o menos, un 25% superior que la de las barras de fibra de vidrio, de ahí el mayor valor de adherencia para un deslizamiento menor entre la armadura de acero y el hormigón.

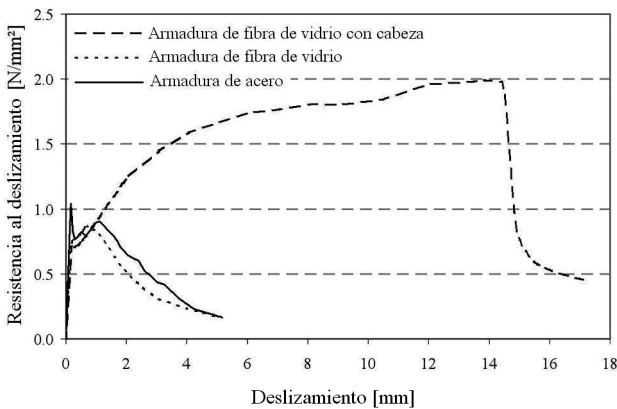


Figura 7. Gráfico comparativo de la resistencia al deslizamiento del hormigón.

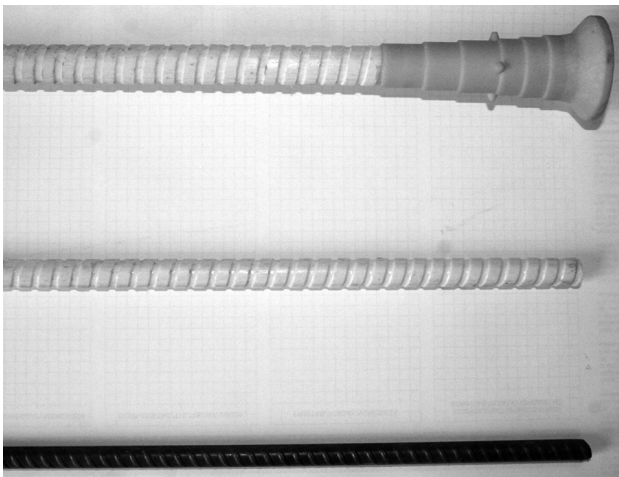


Figura 8. Tipos de armadura. De arriba a bajo, armadura de fibra de fibra de vidrio con y sin cabeza y armadura convencional de acero.

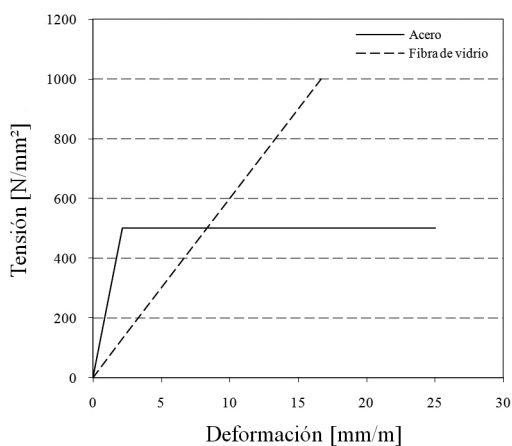


Figura 9. Gráfico comparativo del módulo de elasticidad.

En uno de los ensayos realizados para los estudiantes en la TU de Berlín con una viga de hormigón infraligero sometida a una carga puntual en su punto

medio, el fallo de la misma se produjo de manera inusual. Las barras de fibra de vidrio superiores, situadas en la zona de compresión, no fueron capaces de soportar la resistencia al deslizamiento requerida y fueron simplemente empujadas hacia afuera. En este caso el fallo se produjo a la altura de los apoyos, allí donde terminaba la armadura de compresión (véase parte superior izquierda de la Figura 10).



Figura 10. Ensayo con una viga de hormigón infraligero.

Cabe destacar especialmente los valores relativamente altos de retracción y fluencia y el reducido valor del módulo de elasticidad, que deberán ser considerados durante el dimensionamiento. Los ensayos iniciales muestran un valor de la retracción total de 0.9 mm/m. Sin embargo, el 70% de este valor se alcanza en las tres primeras semanas (Figura 11). Transcurrido este periodo el hormigón infraligero se comporta como un hormigón convencional. La influencia de las dimensiones y la humedad de la muestra de hormigón sobre la retracción tiene que ser estudiada más profundamente.

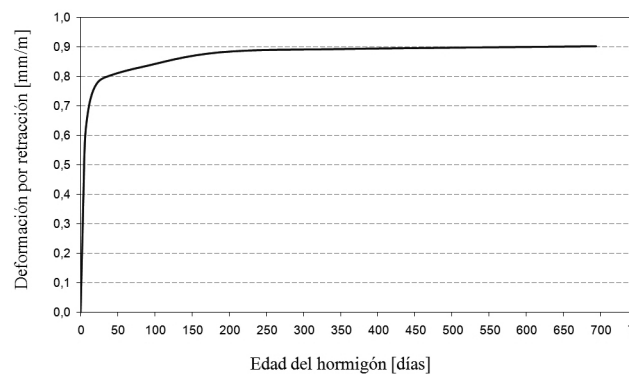


Figura 11. Retracción del hormigón infraligero.

Los ensayos de fluencia iniciales muestran también que el considerable aumento de la deformación inicial decrece de manera significativa a partir de aproximadamente 50 días. Las curvas de la Figura 12 corresponden a cargas uniformemente repartidas

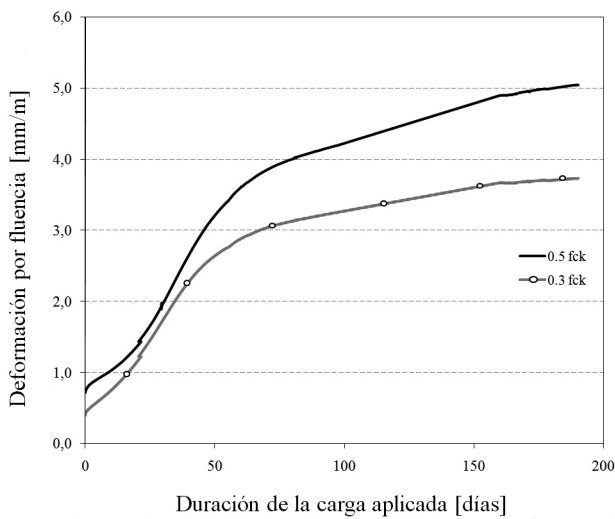


Figura 12. Fluencia del hormigón infraligero.

con valores del 30% y del 50% de la resistencia a compresión característica del hormigón. Las cargas fueron aplicadas transcurridos los primeros 28 días.

Los resultados del ensayo de conductividad térmica levantaron una gran expectación. El ensayo de resistencia a la transferencia de calor se realizó con probetas de 50 x 50 x 5 cm en el laboratorio de la Agencia de Ensayos de los Materiales (MPA) en Berlín, obteniendo como resultado un valor de conductividad térmica de $\lambda_{seca,10} = 0.181 \text{ W/mK}$. Como se puede observar en la Figura 13, la conductividad térmica depende, en cierta medida, de la temperatura de las muestras.

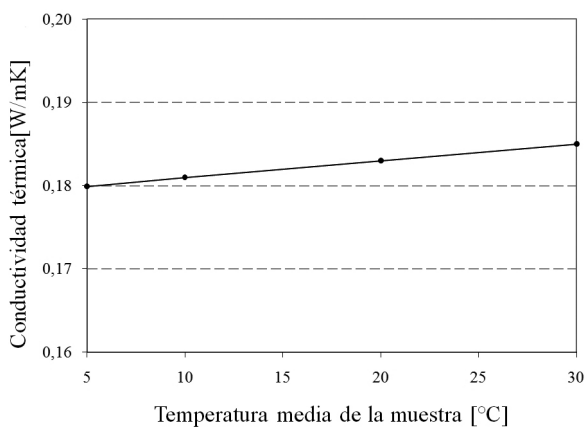


Figura 13. Conductividad térmica del hormigón infraligero.

El coeficiente de transferencia de calor (valor teórico de U en muestras totalmente secas) para muros con un espesor de $S = 0.5 \text{ m}$, se puede calcular como:

$$U = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_i} + \frac{S}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_a}} = 0.341 \quad \text{W/m}^2\text{K} \quad (1)$$

Donde $1/\alpha_i = 0.13 \text{ W/m}^2\text{K}$ y $1/\alpha_a = 0.04 \text{ W/m}^2\text{K}$, son los valores de resistencia térmica interior y exterior, respectivamente, según la normativa DIN 4108 parte 4.

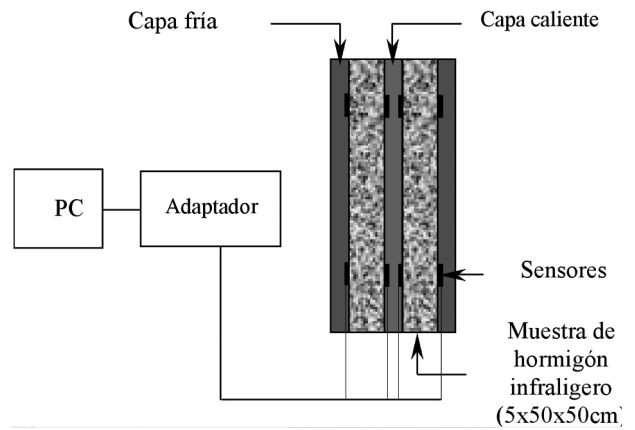


Figura 14. Modelo del ensayo de transferencia de calor.

Se ha realizado también un ensayo de permeabilidad del hormigón. Este ensayo ha sido llevado a cabo según la normativa alemana DIN EN 12390-8, aplicando a la muestra agua a una presión de 5 bar (véase Fig. 15). La estructura interior del hormigón quedó destrozada y las probetas completamente mojadas.



Figura 15. Ensayo de permeabilidad.

Mejores resultados se han logrado en el ensayo de heladicidad (Fig. 16), que consiste en someter la probeta a ciclos sucesivos de congelación y descongelación, obteniendo una pérdida de material inferior a 350 gr/m^2 , siendo el valor máximo permitido según la normativa alemana DIN EN 12390-9 para hormi-



Figura 16. Ensayo de heladicidad.

gón ligero 500 gr/m^2 , y un porcentaje de absorción capilar de $8,3\%$. En este caso, el alto contenido en burbujas de aire del hormigón infraligero resultó beneficioso, por lo que no será de esperar daños superficiales o desprendimientos durante los inviernos más fríos.

4. ELABORACIÓN Y CONSTRUCCIÓN

No es fácil reproducir en obra los resultados obtenidos en laboratorio, sin embargo, la mezcla de hormigón infraligero resultó ser sorprendentemente estable. En obra se añadieron pequeñas cantidades de agua a la mezcla, ya que se obtuvieron valores ligeramente inferiores a los deseados en el ensayo de escurrimiento¹ (véase Fig. 17).



Figura 17. Ensayo de escurrimiento.

Una de las tareas más difíciles es conseguir un acabado de calidad en la superficie. Se experimentó con diferentes tipos de encofrado y desencofrante. Para la vivienda descrita en este artículo se utilizaron losas de encofrados simples, nuevas y sin ningún tipo de desencofrante para cada tongada. Es recomendable, tal y como se hizo en este caso, construir un muro de prueba para analizar la influencia de las condiciones climáticas en obra y evaluar los tiempos de transporte idóneos de la mezcla. Dada la dificultad que supone bombear hormigón ligero, se utilizó una cuba de hormigón unida a una tubería, de manera que la mezcla fluyera por su propio peso con una altura de caída reducida (véase Fig. 18).

Los muros exteriores, con un espesor de 50 cm , fueron hormigonados de piso en piso en capas de unos 50 cm . Se utilizó un vibrador de hormigón convencional situado a distancias de cinco veces su diáme-

¹ En Alemania, el valor del ensayo de escurrimiento corresponde al diámetro (en este caso, de unos aprox. 600 mm) de la masa de hormigón obtenida tras rellenar un molde troncocónico con hormigón fresco sobre una placa de metal, levantar dicho molde y dejar fluir el hormigón sobre la placa.



Figura 18. Hormigonado con cuba y tubería.

tro. No se identificaron tiempos de vibrado o posiciones del vibrador óptimos, permaneciendo sorprendentemente, tanto la estabilidad de la mezcla como la calidad del acabado en la superficie, independientes de dichos parámetros. Sin embargo, sí que se pudo observar que una vibración prolongada provocaba la segregación de la mezcla. Para eliminar el posible material segregado, se hormigonaron unos pocos centímetros más de los requeridos, que fueron eliminados tras el vibrado.

Las operaciones de desencofrado se llevaron a cabo transcurridos al menos 7 días. El curado del hormigón se realizó recubriendo los muros con láminas de plástico. Todas las operaciones de hormigonado se llevaron a cabo en el invierno moderado de $2006/2007$, lo que redujo las temperaturas de hidratación sin llevar a alcanzar, excepto en casos muy puntuales, temperaturas bajo cero.

Con el objetivo de reducir la cantidad de poros en superficie, se escogió un hormigón con una relación agua/cemento = $0,5$ y un valor del ensayo de escurrimiento de unos 60 cm . Naturalmente, el hormigón semilíquido obtenido con dichos parámetros resultó fácilmente compactable. A pesar de ello, en esta primera aplicación del hormigón infraligero en obra, se obtuvieron superficies con zonas muy porosas. Además, el cemento se quedó pegado a los encofrados, lo que provocó, en ciertas secciones, una superficie rugosa. Todas las zonas rugosas y porosas fueron tratadas posteriormente con un mortero ligero a base de cemento tipo CEM III-A con vidrio celular a modo de material aislante, y después selladas con un agente hidrófobo a base de silano. Con este tratamiento tan sencillo se consiguió una superficie de hormigón visualmente interesante a la vez que pulida.

5. DETALLES ESTRUCTURALES

Los elevados valores de fluencia y retracción del hormigón infraligero requieren un diseño estructural con el mayor número posible de grados de libertad y

el empleo adecuado del armado para reducir la fisuración. Mientras que las probetas de hormigón en masa en laboratorio mostraron al poco tiempo pocas pero importantes fisuras provocadas por la retracción, en los muros de la vivienda, armados con barras de fibra de vidrio (en el interior y en el exterior, de diámetro $d = 8$ mm y con una separación de $a = 15$ cm, horizontales y verticales), se consiguió una distribución uniforme de la fisuración. Además, el ancho máximo de estas fisuras no superó los 0.1 mm y fueron fácilmente rellenadas con el agente resistente al agua a base de hidruro de silicio, aplicado en las superficies exteriores. Cuando llueve no es posible apreciar dichas fisuras.



Figura 19. Apertura de fisura máxima pasado un año.

A la hora de analizar las deformaciones relativas de la estructura ha de tenerse en cuenta el bajo módulo de elasticidad del hormigón infraligero juntamente con los elevados valores de fluencia y retracción. Unos muros exteriores “blandos” de hormigón infraligero se acortarán seguramente mucho más que un núcleo “duro” del edificio de hormigón convencional. Debido a la reducida resistencia del material, los muros han de ser considerados como muros de albañilería, en lo que

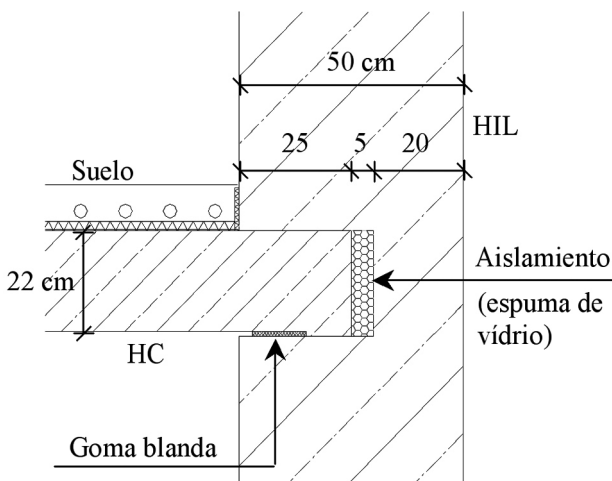


Figura 20. Conexión de la losa de forjado al muro de hormigón infraligero con barras de fibra de vidrio verticales.

conciene a los detalles constructivos. Por lo tanto, en un muro de hormigón infraligero no se puede empujar una cubierta o forjado de hormigón convencional. De ahí que los diferentes detalles estructurales de la vivienda fueran adaptados y diseñados conforme a las propiedades de hormigón.

La conexión forjado-muro de la Figura 20 muestra la necesidad de añadir un aislamiento adicional, ya que la losa de forjado reduce el ancho del muro aislante. Por ello, se colocaron paneles aislantes de vidrio celular en el borde de la losa de forjado, así como en la fachada de travesaños y parteluces, con la intención de reducir los puentes térmicos (Fig. 21).

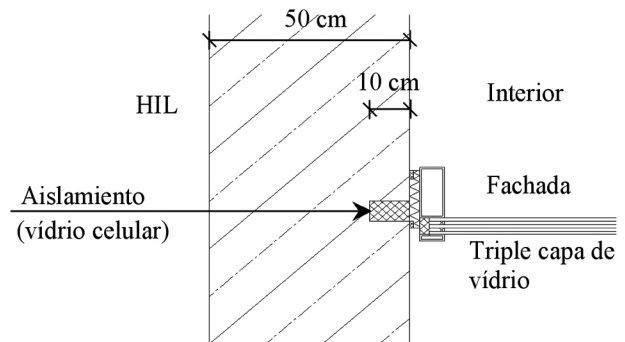


Figura 21. Unión muro-fachada (sección transversal en planta).

Por razones de tiempo, y al contrario de lo que se muestra en la Figura 25, se construyó una losa de hormigón convencional (C20/C25) con aislamiento en la parte superior para la cubierta. Sólo el voladizo de la parte delantera de la cubierta, con un ático superior, está construido con hormigón infraligero y conectado mediante estribos de acero a la losa de cubierta. Por debajo del mismo cuelgan las persianas exteriores que sirven de protección contra el sol y la luz.

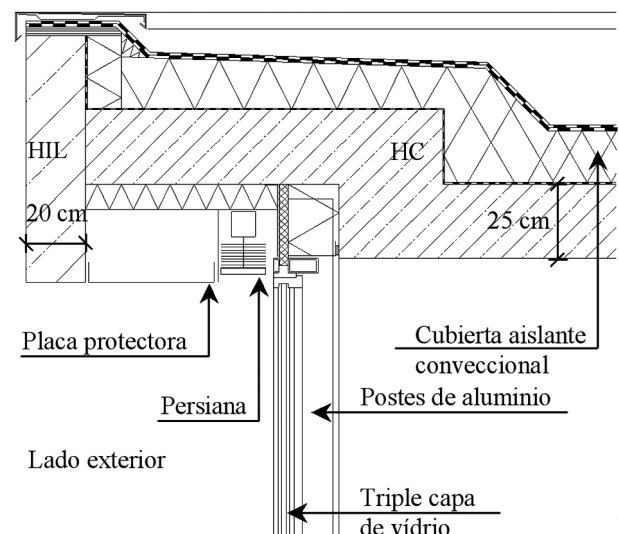


Figura 22. Conexión cubierta-voladizo.

Las pequeñas ventanas de los baños en la fachada norte han sido encajadas en huecos en los muros de hormigón infraligero, que, junto con paneles de madera interiores, proporcionan un aislamiento adecuado.

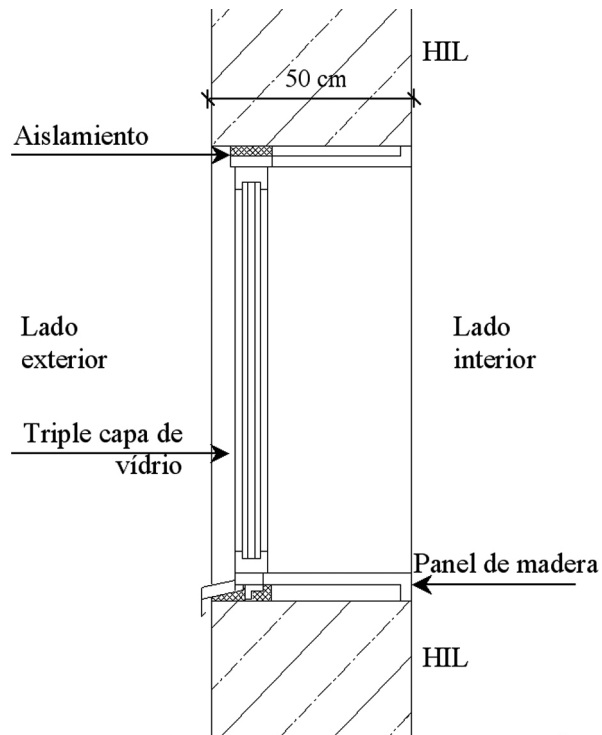


Figura 23. Ventana de la fachada norte.

6. PERSPECTIVAS

La resistencia del hormigón infraligero no es suficiente para su aplicación en losas de forjado o de cubierta estructurales. Un posible prototipo de vivienda de bajo consumo energético podría ser el que se muestra en la Figura 25: hormigón infraligero para los muros exteriores junto con hormigón ligero con cualidades aislantes adecuadas para la losa de cubierta y hormigón convencional, con gran capacidad de almacenaje de calor, para los forjados y muros interiores.



Figura 24. Fachada norte en construcción.

Hormigón Infraligero. Aplicación a muros portantes hormigonados...

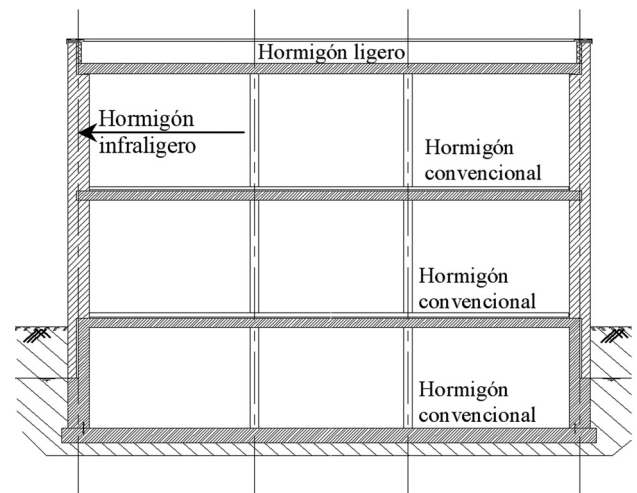


Figura 25. Prototipo de vivienda con hormigón visto con muros de hormigón infraligero.

Obviamente, después de tan sólo dos años de investigaciones con hormigón infraligero, todavía quedan muchas preguntas por responder. Algunos aspectos como las peculiaridades estructurales, la durabilidad y el comportamiento a largo plazo, así como las cuestiones referentes al armado del hormigón infraligero, están siendo desarrollados en el Instituto de Ingeniería Estructural de la TU de Berlín, en el marco



Figura 26. Vivienda terminada, fachada sur.



Figura 27. Vivienda terminada con persianas.

de una tesis doctoral. El objetivo de dicho estudio es también investigar la máxima resistencia que puede alcanzar el hormigón infraligero, sin perder sus propiedades de aislamiento térmico. Por otra parte, también se está investigando hasta que punto se puede reducir el valor de λ del hormigón ligero convencional, para su aplicación en losas de cubierta cargadas. Las investigaciones realizadas han permitido descubrir los límites del hormigón infraligero, pero también el gran potencial de este material para su aplicación en edificación como hormigón visto.

REFERENCIAS

- [1] WIDMAN, H. Y ENOEKL, V. *Schaumbeton-Baustoffeigenschaften. Herstellung*, BFT. Heft 6, 1991.
- [2] FAUST, T. *Leichtbeton im konstruktiven Ingenieurbau*. Berlin: Ernst & Sohn, 2003.
- [3] FILIPAJ, P. *Architektonisches Potential von Dämmbeton*. Zurich: VDF, 2006.
- [4] BAUS, U. *Sichtbeton. Konstruktion, Architektur, Detail*. München: DVA, 2007.
- [5] THIENEL, K.C. Y PECK, M. "Die Renaissance leichter Betone in der Architektur". *DETAIL*. 2007, Heft 5, S. 522 – 534.

[6] SCHLAICH, M., HILLEMEIER, B. Y SCHUBERT, K. "Infraleichtbeton – Potenzial für den Sichtbetonbau". *Proceedings 51. BetonTage*, Ulm, Germany, 2007.

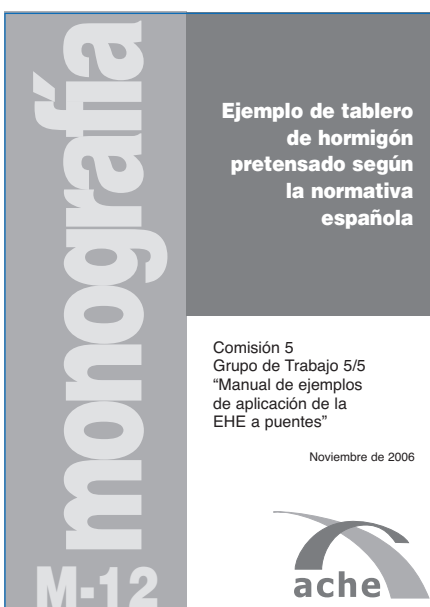
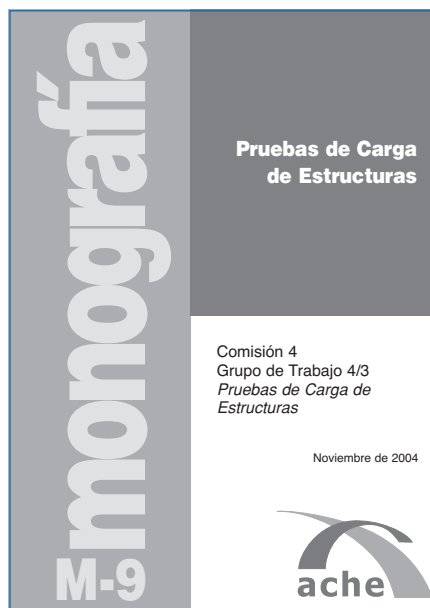
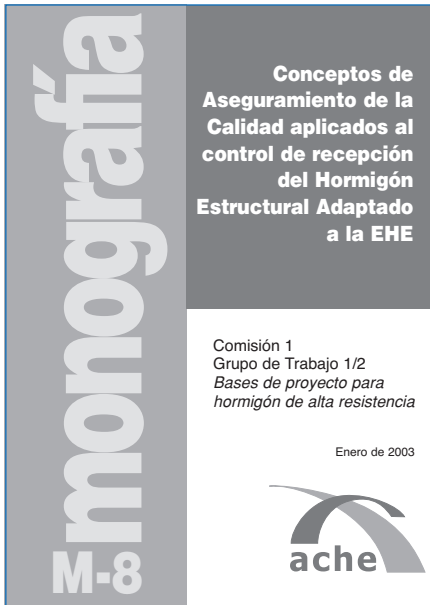
RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Mezcla para hormigón infraligero:

Los autores con Paul Osselmann y Karsten Schubert (TU Berlin) y Maik Dostmann (Liapor).

Estructura:

- **Arquitecto:** Clemens Bonnen, Amanda Schlaich, Berlín
- **Ingeniero estructural:** Mike Schlaich, Lars Werner, Berlín
- **Empresa constructora:** Kasimir Bau, Berlín
- **Fábrica de hormigón:** Lichtner Beton, Berlín
- **Armadura de fibra de vidrio:** Schöck, Baden Baden
- **Ingeniero de control:** Hartmut Kalleja, Berlín





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, Freehand (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 figu-

ras 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 imprimen 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 imprimirlo 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 prolija 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 imprenta, 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.

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre y apellidos:.....
Razón social:..... NIF/CIF:.....
Dirección..... C.P.:..... Localidad.....
Provincia..... País/Estado..... Teléfono..... Fax:.....
E-mail..... Fecha de solicitud:/...../.....
Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

- desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de: Solicita más información sobre la modalidad de Miembro:
- Estudiante (1º y 2º ciclo y menores de 30 años)..... (20 €)
 - Menor de 30 años..... (41 €)
 - Personal..... (85 €)
 - Colectivo..... (210 €)
 - Protector (365 €)
 - Patrocinador (730 €)

I.V.A. incluido

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada a continuación

Titular de la cuenta:

Entidad: Oficina DC Núm.

Firma

(sello de la entidad para personas jurídicas)



SUSCRIPCIÓN* Y PEDIDOS

DATOS DEL PETICIONARIO:

Nombre y apellidos:.....
Razón social:..... NIF/CIF:.....
Dirección..... C.P.:..... Localidad.....
Provincia..... País/Estado..... Teléfono..... Fax:.....
E-mail..... Fecha de solicitud:/...../.....
Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

Suscripción anual (4 números): 73 € + IVA

Números sueltos: 21 € + IVA

Domiciliación bancaria:

Titular de la cuenta:

Entidad: Oficina DC Núm.

PEDIDOS: Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras.
Avda. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel. 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

* La figura del suscriptor está principalmente dirigida a Bibliotecas, Universidades y otras Instituciones que, deseando recibir la revista *Hormigón y Acero*, sin embargo no se ajustan a las distintas categorías de miembros de ACHE.



HA últimos números publicados



ACHE

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

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 7 | **Pont de l'Assut de l'Or (Puente de Serrería), Valencia**
L'Assut de l'Or Bridge (Serrería bridge), Valencia, Spain
 Luis Viñuela y José Martínez Salcedo
- 29 | **El viaducto sobre el Río Nalón, un puente mixto de carretera con un vano principal de 110 m de luz**
Viaduct over Nalón River, a composite steel-concrete road bridge with a 110-m span
 Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo y Javier Pascual Santos
- 43 | **Dos pasarelas metálicas en Sant Sadurní d'Anoia**
Two foot bridges at Sant Sadurní d'Anoia
 Piero Facchini

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

- 51 | **Evaluación de los efectos estructurales del deterioro, reparación y refuerzo, mediante análisis no lineal evolutivo**
Evaluation of structural effects of deterioration, repair and retrofit by means of evolutionary non-linear analytical models
 Antonio Marí Bernat y Jesús Miguel Bairán García
- 65 | **Diseño a cortante de vigas de hormigón armado con armadura de acero y armadura externa de FRP mediante el mecanismo de bielas y tirantes y algoritmos genéticos**
Reinforced concrete beams strengthened with FRP. Shear design using the strut-and-tie mechanism and genetic algorithms
 Ricardo Perera Velamazán, Javier Vique García, Ángel Arteaga Iriarte y Ana de Diego Villalón

SUMMARIES

- 85 | **L'Assut de l'Or Bridge (Serrería bridge), Valencia, Spain**
 Luis Viñuela y José Martínez Salcedo
- 86 | **Viaduct over Nalón River, a composite steel-concrete road bridge with a 110-m span**
 Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo y Javier Pascual Santos
- 87 | **Two foot bridges at Sant Sadurní d'Anoia**
 Piero Facchini
- 88 | **Evaluation of structural effects of deterioration, repair and retrofit by means of evolutionary non-linear analytical models**
 Antonio Marí Bernat y Jesús Miguel Bairán García
- 89 | **Reinforced concrete beams strengthened with FRP. Shear design using the strut-and-tie mechanism and genetic algorithms**
 Ricardo Perera Velamazán, Javier Vique García, Ángel Arteaga Iriarte y Ana de Diego Villalón

RINCÓN DE ACHE

- 91 | **Asamblea extraordinaria de ACHE**
- 92 | **Hormigón Infraligero. Aplicación a muros portantes hormigonados en obra con superficies vistas y de buen aislamiento térmico**
Infra-lightweight concrete applied to cast-in-situ structural elements with fair-faced surfaces and good thermal insulation
 Mike Schlaich y Mohamed El Zareef