

HA HORMIGÓN y ACERO

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

www.e-ache.com

ISSN: 0439-5689 | abril - junio 2011 | Volumen 62 - nº 260



Viaducto de San Pedro de la Ribera | Asturias



PROYECTOS DE ESTRUCTURAS



SILGA realiza proyectos en el campo de la Ingeniería Civil en el área de las estructuras de obras públicas, edificación e industrial. Sus áreas de actividad: **Proyectos de Construcción**. SILGA aporta su experiencia en la realización de proyectos con especialización en estructuras. **Asistencia a obra**. SILGA colabora en el seguimiento de la construcción ofreciendo asistencia técnica a los diversos aspectos que conlleva la obra. **Control de Proyectos**. Revisión del cálculo, planos y mediciones, recálculo completo de la estructura. **Ámbito territorial**. SILGA ha intervenido en proyectos en EEUU, Arabia Saudita, Mauritania, Puerto Rico, Portugal y Perú, con experiencia en el manejo de normativas internacionales.

Bienvenidos al futuro. Bienvenidos a SILGA



Proyectos y Servicios de Ingeniería

+34 91 639 80 50 • www.silga.es





Foto de portada: Viaducto de San Pedro de la Ribera (Asturias)

HORMIGÓN Y ACERO

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

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

EDITAN:



ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

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

CONSEJO EDITORIAL:

Director:

Luis M^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)

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

Jaime Fernández Gómez (INTEMAC, Madrid)

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

Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)

David Izquierdo López (CONSTRUCCIONES SANDO, Madrid)

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

Javier Ripoll García-Mansilla (RCI, Barcelona)

Julio Vaquero García (IPAC, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**:

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

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

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade Perdrix (IETcc - CISDEM (UPM - CSIC), Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

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

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

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)

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

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

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

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

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

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

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

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)

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

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

Jesús Rodríguez Santiago (DRAGADOS, Madrid)

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

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

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

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

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

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

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

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

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

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 - Sumarist - Urbadoc - Catálogo Latindex

Depósito Legal: M-853-1958

ISSN: 0439-5689

Diseño: Walter Lance

Imprime: FISELGRAF



SUMARIO

C O N T E N T O S

CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

- 11 | Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera
Widening of the San Pedro de la Ribera Viaduct
José A. Torroja Cavanillas, José M. Simón-Talero Muñoz, Alejandro Hernández Gayo y Antonio Navarro Manso

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 47 | Diseño de conexiones tablero-punto fijo
Designing deck-point of fixity connections
José Antonio Crespo Martínez, Domingo Lorenzo Esperante y José Ramón González de Cangas
- 61 | Análisis estructural de algunas obras de Félix Candela mediante modelos de elementos finitos
Finite element model analysis of works authored by Félix Candela
Javier Oliva Quecedo, Pablo Antolín Sánchez, Alfredo Cámara Casado y José M. Goicolea Ruigómez
- 77 | Diseño óptimo integral de tubos de hormigón
Comprehensive optimal design for concrete pipes
Albert de la Fuente, Antonio Aguado y Climent Molins
- 93 | Reptado de apoyos elastoméricos en puentes
Sliding in elastomeric bearing pads on bridges
Luis Villamonte Varela y Benjamín Navamuel Aparicio

SUMMARIES

- 102 | *Widening of the San Pedro de la Ribera Viaduct*
José A. Torroja Cavanillas, José M. Simón-Talero Muñoz, Alejandro Hernández Gayo and Antonio Navarro Manso
- 103 | *Designing deck-point of fixity connections*
José Antonio Crespo Martínez, Domingo Lorenzo Esperante and José Ramón González de Cangas
- 104 | *Finite element model analysis of works authored by Félix Candela*
Javier Oliva Quecedo, Pablo Antolín Sánchez, Alfredo Cámara Casado and José M. Goicolea Ruigómez
- 105 | *Comprehensive optimal design for concrete pipes*
Albert de la Fuente, Antonio Aguado and Climent Molins
- 106 | *Sliding in elastomeric bearing pads on bridges*
Luis Villamonte Varela and Benjamín Navamuel Aparicio

OTRAS INFORMACIONES

- 107 | Entrega de medallas al mérito civil a los Sres. Corres, Marí y Mirambell
Premios fib a jóvenes ingenieros

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)



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



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



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



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



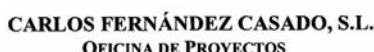
ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS
Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANECE)
Paseo de la Castellana, 226 - Entreplanta A
28046 MADRID



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



CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 10^o
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 - 1^o
28046 MADRID



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



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



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



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



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



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

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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



Col·legi d'Arquitectes de Catalunya



DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL



ESTEYCO



mecanoGumba



Pujol
Prefabricados de Hormigón



RESULTADO DEL CONCURSO PARA EL DISEÑO DEL Cartel Anunciador del V Congreso de ACHE



GANADOR
LAURA RAVENTÓS



ACCÉSIT
CLAUDIA OLALLA

Ya se han fallado los premios del concurso para el diseño del Cartel Anunciador del V Congreso de ACHE. El pasado 14 de abril se reunió el jurado para elegir a los ganadores. La convocatoria fue un éxito pues se presentaron 17 trabajos de gran calidad.

El primer premio, dotado con 3.000 €, se ha concedido a **Dña. Laura Raventós**, de Barcelona.

Los dos accésit, de 600 € cada uno, han recaído en **Dña. Claudia Olalla**, de Madrid y **Dña. Marta Doménech**, de Barcelona.



ACCÉSIT
MARTA DOMÉNECH

El jurado estuvo compuesto por:

Dña. Inmaculada Estrada Palacios, miembro de la Demarcación de Cataluña del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

D. Daniel Giralt-Miracle, en su condición de representante de la Real Academia Catalana de Bellas Artes de San Jordi.

D. Joan Brunet i Mauri, miembro de la Universidad Politécnica de Cataluña.

D. José Romo Martín, como Presidente del Comité Organizador del Congreso.

D. Miguel Ángel Astiz Suárez, como representante del Presidente de ACHE.

D. Jose María de Villar Luengo, como representante del Consejo de ACHE.

Conchita Lucas Serrano
Secretaria General de ACHE

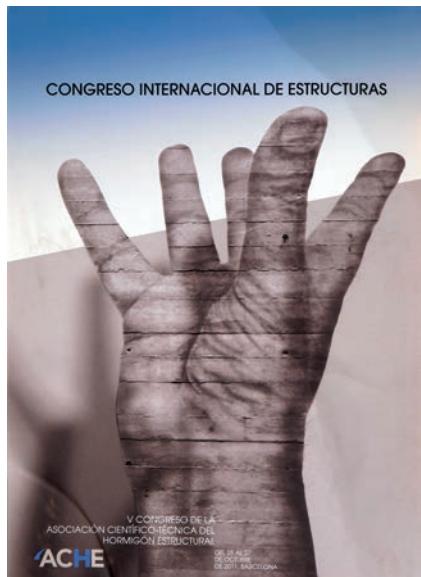
A continuación se recogen los demás trabajos presentados:



Pedro Aguilar



Cristina Bayo



OBRAS HORTA NOVA 2000, SLP
(Juan Girbés)



Domènec Morera



José María Espinosa



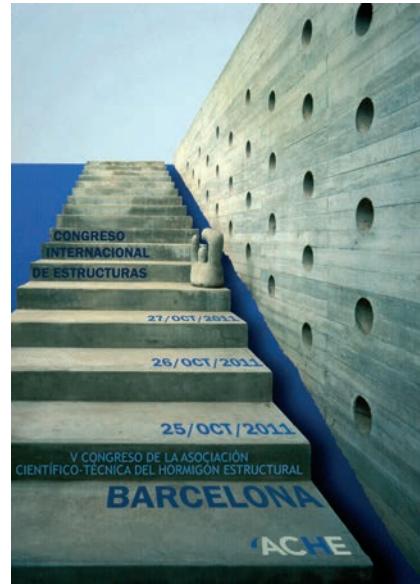
Francisco J. Irigaray



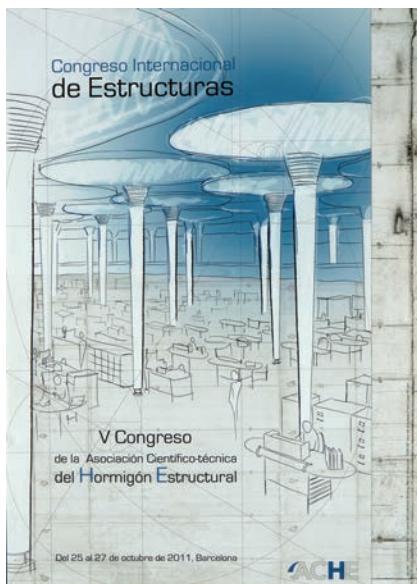
Luciano Torres



Davinia Yanes



Miriam Leyva



José Carlos Chamorro



Guillem Collell



Jorge Bernabeu



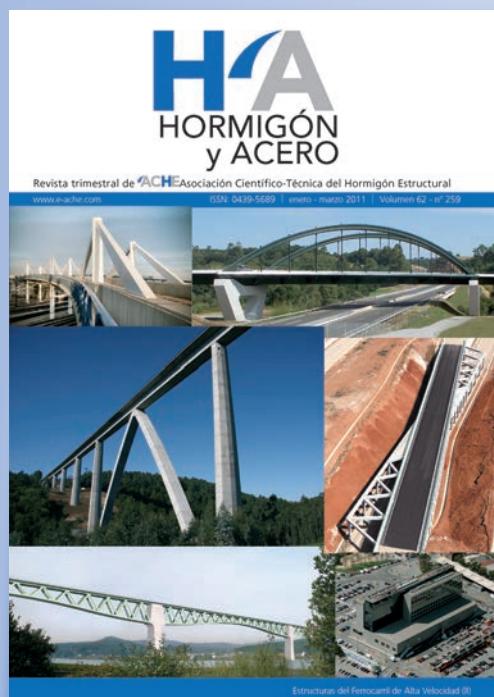
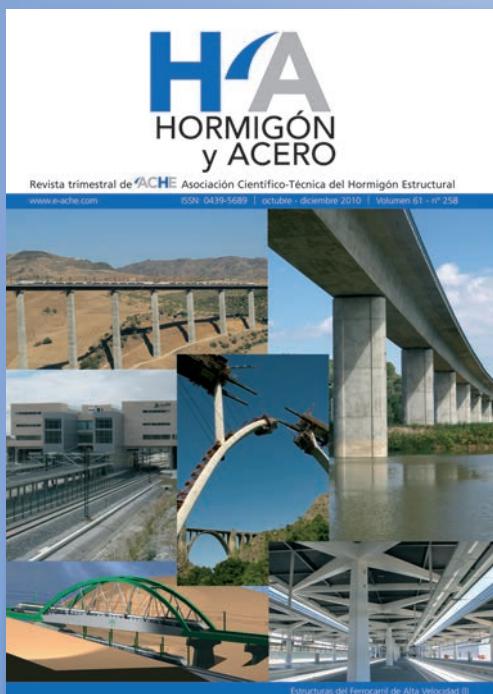
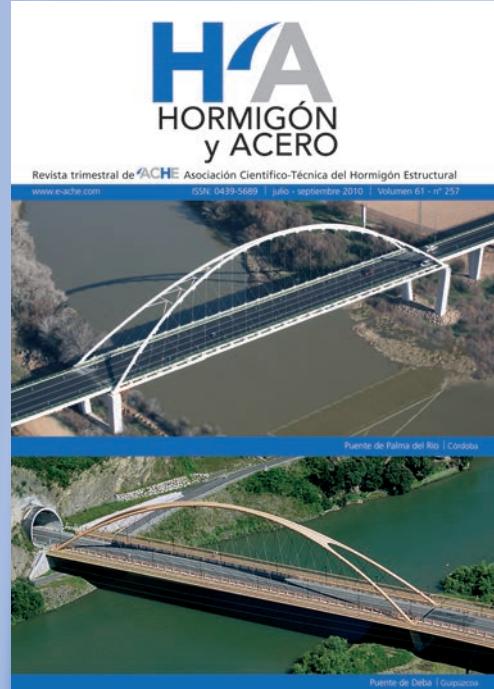
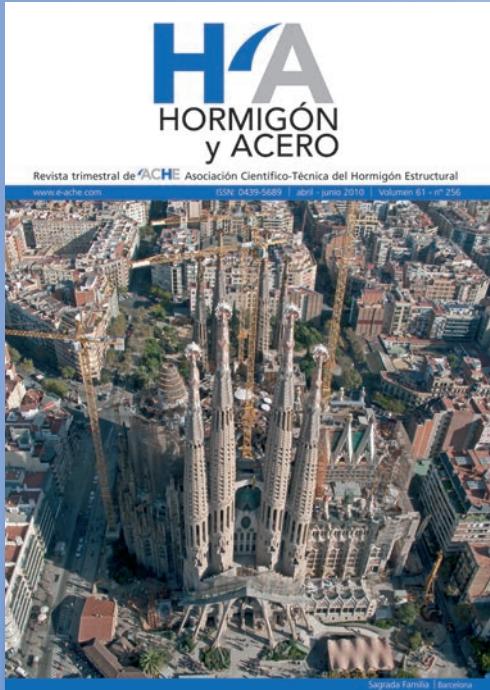
David López



Juan Calvo

HA

últimos números publicados



ACHE

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



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



www.ctt-stronghold.com





AMPLIACIÓN DEL VIADUCTO DE SAN PEDRO DE LA RIBERA.

AUTOVÍA DEL CANTÁBRICO



SEDE SOCIAL:

Príncipe de Vergara, 103
28006 Madrid

91 564 24 23, Fax: 91 561 43 41
e-mail: correo@torroja.es

www.torroja.es



ESTUDIO DE ALTERNATIVAS
PROYECTO CONSTRUCTIVO
ASESORAMIENTO TÉCNICO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

UN RETO... UNA SOLUCIÓN



Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera

Widening of the San Pedro de la Ribera Viaduct

José A. Torroja Cavanillas⁽¹⁾, José M. Simón-Talero Muñoz⁽²⁾, Alejandro Hernández Gayo⁽²⁾
y Antonio Navarro Manso⁽³⁾

Recibido | Received: 12-01-2010
Aceptado | Accepted: 29-04-2010

Resumen

El Viaducto de San Pedro de la Ribera fue construido en 1994 para permitir el paso sobre el río Esqueiro. Está localizado en la Autovía A-8 (tramo Las Dueñas-Novellana), en Asturias. El tablero original es una estructura continua de hormigón pretensado. Tiene una longitud total de 750 m, con vanos principales de 150 m de luz. La plataforma original del tablero ha sido ampliada entre 2008-2009 de 12 a 23 m.

La estructura no estaba preparada para ser ampliada, por lo que ha sido necesario reforzar el tablero para resistir las nuevas cargas adicionales. Así, se construyeron una nueva alma central y un núcleo mixto de hormigón y acero, conectado al cajón existente. Además, se dispuso un nuevo sistema de pretensado exterior dentro del cajón.

La ampliación de la losa superior y la construcción de los nuevos elementos estructurales fueron realizadas mediante el uso de cinco carros móviles, mientras se mantenía abierto el tráfico durante la construcción.

Palabras clave: ampliación del tablero, pretensado exterior, hormigón ligero, voladizos sucesivos, rehabilitación de puentes.

Abstract*

The bridge of San Pedro de la Ribera was built in 1994 over the River Esqueiro. It is located in the A-8 motorway (section Las Dueñas-Novellana), in Asturias (Spain). The original deck is a prestressed concrete continuous structure. The total length is 750 m and the main spans are 150 m. The original platform of the deck has been widened in 2008-2009 from 12 m to 23 m.

Because the deck was not prepared for being enlarged, it has been necessary to strengthen it to resist the new supplementary loads. So, an additional central web and a composite concrete-steel section have been built and connected to the existing girder. Also, external prestressing tendons have been implemented into the existing deck.

The widening of the upper slab of the desk and the construction of the additional structural elements were made using five movable scaffoldings while keeping the bridge open to traffic under construction.

Keywords: widening the deck, external prestressing, lightweight concrete, cantilever bridge, bridge rehabilitation.

* Page 102 of this issue contains an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Torroja Ingeniería, S.L. (Madrid, España).

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Torroja Ingeniería, S.L. (Madrid, España).

(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. UTE Cudillero (Oviedo, España).

Translation: authors

Persona de contacto / Corresponding author: jsimontalero@torroja.es

1. ANTECEDENTES

Durante los años 1988 y 1989 se redactó el Proyecto de Construcción del tramo Las Dueñas-Novellana de la carretera N-632 de Ribadesella a Luarca. En este tramo se incluían dos viaductos similares, el de La Concha de Artedo y el de San Pedro de la Ribera.

Entre los años 1992 y 1994 se lleva a cabo la construcción de la obra definida en el proyecto referido y, en concreto, se ejecuta el Viaducto de San Pedro de la Ribera.

Durante los años 2003 y 2004 se redacta el Proyecto de Construcción de la Autovía A-8, tramo Las Dueñas-Novellana, en el que se contempla una vía de doble calzada en el tramo en cuestión. En la zona en que se ubica el Viaducto de San Pedro de la Ribera se estudiaron dos soluciones: una, ensanchar el puente existente y otra, emplearlo como soporte de una de las calzadas y construir otro paralelo, similar al existente, para la otra calzada. Se decide en ese momento proyectar un nuevo puente paralelo al ya existente para soportar la nueva calzada.

Posteriormente, se licita la obra y se vuelve a plantear la posibilidad de ampliar el tablero existente hasta una anchura próxima al doble de su anchura inicial, en lugar de construir un nuevo puente que albergara una de las dos calzadas de la Autovía.

La viabilidad de la citada ampliación pasaba por proceder al estudio de detalle del puente existente para conocer si, tanto el tablero, como las pilas y los estribos y sus cimentaciones, eran capaces de soportar con suficiente seguridad el incremento de carga que suponía la duplicación del número de carriles de la plataforma, pasando de 12 m y un carril por sentido, a albergar las dos calzadas de la Autovía A-8, lo que representaba, para este puente, aumentar su anchura hasta 23,00 m (Fig 1).

En Octubre de 2005, el estudio concluyó que la citada ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera era técnicamente viable, proponiendo una posible solución de ampliación, que contemplaba también el refuerzo del tablero existente. Este estudio se completó finalmente con la redacción del correspondiente Proyecto de Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

El Viaducto de San Pedro de la Ribera sobre el río Esqueiro es un puente continuo de 750 m de longitud y 12 m de anchura de tablero. Consta de 6 vanos de $75 + 4 \times 150 + 75$ m de luz que se apoyan en los estribos y se empotran en las pilas (Fig. 2).

El trazado en planta es una alineación circular de 700 m de radio. El alzado sigue una pendiente constante del 3,712% y el peralte es también constante del 3,5%.

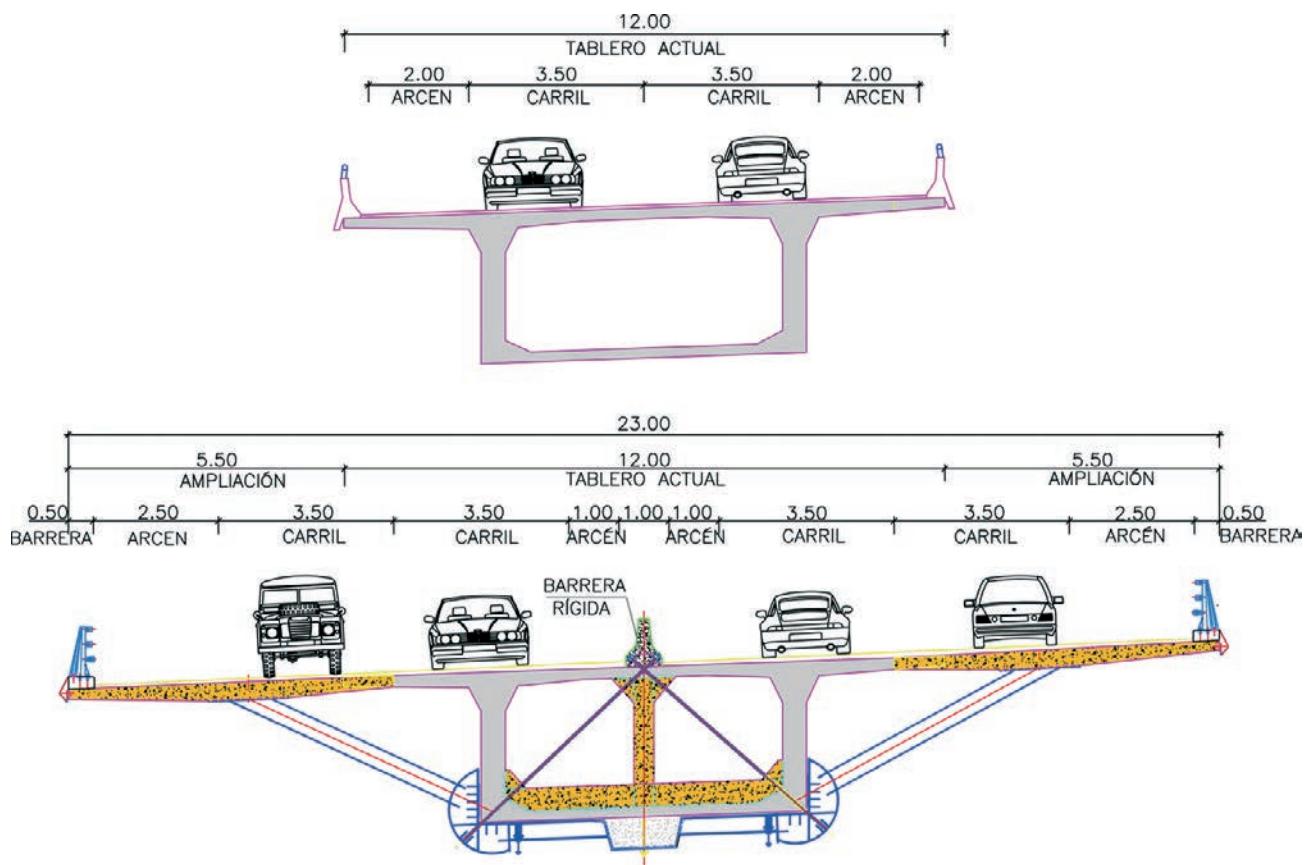


Figura 1. Secciones transversales. Viaducto original y ampliado
Figure 1. Cross sections. Existing bridge and widened bridge



Figura 2. Viaducto original
Figure 2. Existing bridge

1. GENERAL

The Detailed Design of the section Las Dueñas-Novellana of the road N-632 from Ribadesella to Luarca was made on 1988 – 1989. Two very similar bridges were included on this design : the bridge of La Concha de Artedo and the bridge of San Pedro de la Ribera.

Construction took place between 1992 and 1994, including the bridge of San Pedro de la Ribera.

On 2003-2004 the detailed design of the section Las Dueñas-Novellana of the A-8 motorway is made; specifying a two lane carriageway for each direction. Concerning the Bridge of San Pedro de la Ribera two different options are analyzed: first, widening the existing bridge and, second, using the existing bridge as it is for one carriageway and constructing a new bridge, similar to the existing one, in order to have one bridge for each direction. It is decided to design a new bridge.

Later, when the construction works are ready to start, the original possibility of widening the deck to get a width nearly the double of the original one instead of constructing a new deck for the new lanes is discussed again.

The certainty of this widening depended on the results of the detailed studies of the bridge; it was necessary to know if the deck, the piers, the abutments and the foundations have enough bearing capacity for the increase of the existing loads due to doubling the platform of the deck from 12 m and one lane in each direction to 23.00 m for two lanes per each direction of the A.8 motorway (Fig 1).

The detailed study was finished on October 2005; the conclusion was that the widening of the Bridge of San Pedro de la Ribera was a technically feasible solution: widening the bridge was proposed but increasing the load capacity of the existing deck. Then the Detailed Design for widening the deck of the bridge of San Pedro de la Ribera was added to the aforementioned studies.

2. DESCRIPTION OF THE EXISTING BRIDGE

The bridge of San Pedro de la Ribera crosses over the Río Esqueiro; it is a continuous bridge, 750 m long and 12 m wide. It is a 6 spans bridge, being the spans de 75 + 4 × 150 + 75 m. The deck is simply supported on the abutments and has rigid connections to the piers (Fig. 2).

The plant layout is curved with a radius = 700 m. The elevation profile is a ramp equal to 3.712%. The cross slope is equal to 3.5%. The width of the existing platform is 12 m for two lanes, two shoulders and two guard rails.

The cross section of the deck is a single box; the depth of the deck varies from 7.5 m in the connections to the piers to 3.0 m in the middle of the main spans. The bottom of the box section is 6.5 m wide and the webs are 0.48 m thick. The depth of the upper slab varies from 0.25 to 0.35 m and the depth of the cantilevers of the box section varies from 0.18 m to 0.35 m.

Each pier is made of two walls separated 8.0 m. Each wall is a hollow rectangular section finished on the top following a triangular shape of 0.4 m side. The thickness of each wall is 0.35 m. The dimensions of the cross section of the piers vary non linearly depending on the height of the pier. The highest pier is 81 m tall. The piers were made using a creeping scaffolding; the step of the creeping was 5 m.

The foundation of piers 1.2 and 5 is a direct foundation; the foundation slabs were 20 × 22 m and 3.0 to 4.0 m thick. The foundation of the piers 3 and 4 were made using 16 piles that were 2 m diameter and 20 m long, approximately. The piers cap were 23 × 23 m and 3.0 m deep.

The abutments had a front wall with a shallow foundation.

The deck is a segmental deck built following the cantilever method (Fig 3) using movable scaffoldings; the voissoirs were 3.75 to 5.00 long. The central segment of each span was made when the two cantilevers of all the 5 spans were finished.

La plataforma existente tiene una anchura de 12 m, capaz de albergar dos carriles, sendos arcenes y pretilles de contención en los extremos.

La sección transversal del tablero es un cajón mono celular, de canto variable entre 7,5 m sobre pilas y 3,0 m en centros de vano. El núcleo del cajón tiene una anchura de 6,5 m y almas verticales de 0,48 m de espesor. El forjado superior tiene un espesor variable entre 0,25 y 0,35 m entre almas del cajón, y se reduce hasta 0,18 m en los extremos de los voladizos exteriores.

Las pilas están resueltas mediante fustes de doble pantalla separadas 8,0 m. Cada pantalla tiene sección hueca rectangular, rematada transversalmente mediante triángulos de 0,4 m de altura. Las paredes de la sección, en dirección transversal, tienen un espesor constante de 0,35 m. La sección varía en anchura y espesor en función de la altura, siguiendo una ley no lineal. La altura máxima de pilas es de 81 m. Estas pilas fueron construidas con encofrados trepantes en trepas de 5 m de altura.

La cimentación de las pilas 1, 2 y 5 se realizó mediante zapatas de 3,0-4,0 m de canto y 20 × 22 m de dimensiones en planta. Las pilas 3 y 4 requirieron cimentación profunda mediante 16 pilotes de 2,0 m de diámetro y longitudes en torno a los 20 m. Los encepados de estas pilas son de 23 × 23 m y 3,0 m de canto.

Los estribos son del tipo cerrado, con cimentación directa.

El proceso constructivo del tablero se llevó a cabo por voladizos sucesivos (Fig. 3) mediante carros de avance, con dovelas de longitud variable entre 3,75 y 5,00 m, cerrándose las claves una vez concluidos los brazos de las 5 pilas.

3. CRITERIOS DE PROYECTO PARA LA AMPLIACIÓN

Para la realización de la ampliación del Viaducto de San Pedro se partía de unos fuertes condicionantes



Figura 3. Construcción del viaducto original
Figure 3. Construction of the existing bridge

técnicos y de viabilidad, que restringían las posibles soluciones de ampliación. Como condicionantes generales de viabilidad, se imponía que la solución seleccionada para la ampliación debería permitir el tráfico sobre el puente existente durante la ejecución de dicha ampliación (Fig. 4). También era condición necesaria que los incrementos de carga sobre las cimentaciones para el puente ampliado fueran asumibles por las existentes, o requirieran pequeñas obras de refuerzo locales.

Otros criterios adicionales de diseño eran los siguientes:

- Una vez ampliado el puente, éste debería soportar la totalidad de las cargas muertas y cargas de uso, manteniéndose el cajón pretensoado del tablero y las pilas actuales, dentro de los límites de seguridad prescritos en las vigentes IAP y EHE [1],[2]. Es decir, se deberían mantener los criterios de seguridad aplicables a puentes de nueva construcción. Podría tenerse en cuenta el posible incremento de la resistencia del hormigón al haber transcurrido más de 12 años desde su construcción (una vez corroborada esa sobrerresistencia extra yendo probetas en obra del viaducto existente).
- Para las pilas, se descartaba cualquier solución que requi-

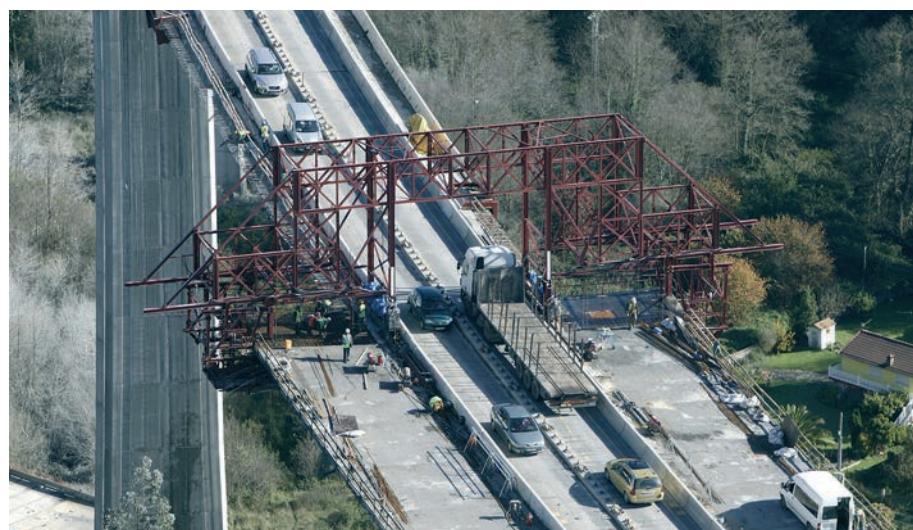


Figura 4. Tráfico por el puente existente durante el proceso de ampliación
Figure 4. Temporary diversion of the traffic while widening the deck

3. BASIS OF DESIGN FOR WIDENING THE BRIDGE

Some very strict and limiting conditions had to be taken into account considering the state of the art of bridge rehabilitation and the feasibility of the solution when thinking about widening the deck of the Bridge of San Pedro de la Ribera. First, it was required that traffic should not be interrupted while constructing the new part of the deck (Fig 4). It was also required to prove that the existing foundations had enough bearing capacity for the new loads or that only minor reinforcing would be necessary.

Another additional requirements for the design were as follows:

- The prestressed concrete deck and the piers of the widened bridge should have a nominal bearing capacity in accordance with the actual Spanish Codes IAP and EHE [1],[2]. That is, they should fulfil the requirements for “new bridges”. It was allowed to consider the increase of the resistance of the concrete since it was 12 years old from the end of the construction of the existing bridge (laboratory tests were made in order to verify the increase of the resistance of the concrete).
- It was not allowed to reinforce the piers by adding some lateral extension to the existing walls. It was not allowed widening the top of the pier in order to support some new structural elements of the widened deck.
- Because of aesthetic reasons, any element added to the deck must keep the original existing box section shape of the existing deck.
- If possible, the cross slope of the existing deck (3.5%) should be upgrade to, at least, 4.5%.

4. ANALYSIS OF POSSIBLE SOLUTIONS FOR WIDENING THE DECK

A detailed study of possible solutions was made taking into account the aforementioned requirements; different solutions were presented and evaluated. Finally two very different solutions [3] were selected: the first one to use two steel trusses, placed outside the existing box section of the deck, in order to resist the new permanent and live load of the widened deck; the second solution proposes reinforcing the existing box girder to have enough load capacity concerning bending moments, shear forces and torsion effects.

4.1. Solution I: Reinforcing the existing deck using steel trusses

Two steel trusses, placed on an inclined plane were proposed. The upper chord was 7.90 m separated from the longitudinal axis of the existing box girder. The depth of the truss was variable since the lower chord was placed near the lower slab of the existing box girder (Fig 5).

How would this solution perform? Firstly, it must be considered that the dead load of the steel truss and the rest of the vertical loads supported by the steel truss would have produced some important horizontal and vertical deflections. The horizontal deflections were due to the inclination of the trusses and so, there would have been horizontal movements both in the upper and on the lower chords; so, in order to eliminate these horizontal deflections it was necessary to connect the lower chord of the steel truss to the existing deck but without connecting them in the vertical direction, to avoid transmitting any vertical load from the new steel trusses to the existing deck.

Consequently, the precamber of the steel trusses needed to be significant and so the vertical deflection when pouring the concrete of the new cantilevers would adjust the level of the new cantilevers to the edge of the existing cantilever. Then, because of the new permanent and live loads, the new steel trusses will increase their deflections and so they could transfer some loads to the existing deck. In doing so, some plastic hinges might be induced on the upper slab because of the significant relative deflection between the existing deck and the new steel trusses. In the vicinity of the plastic hinges a major cracking could be expected and so, due to the alternated effects of the live loads, some corrosion problems on the reinforcing bars could appear, because of the repeated loads and of the vicinity of the sea shore. It must be considered that the reinforcing of the new cantilevers could be made using small spacings and small diameter bars in order to control the cracking of the concrete; on the other hand, the type of reinforcing of the existing slabs would be fixed.

So, it was necessary to join the joints of the lower chord of the steel trusses to the lower slab of the existing deck prior to building the new cantilevers. In doing so, the existing deck and the new steel trusses would have had the same deflection. Consequently, the main problem was that, except for the dead load of the steel trusses, the permanent loads and the live loads produced effects on the element “existing deck – new steel truss” and so the loads on the existing deck were significantly increased. In order to avoid this extra load on the existing deck it was discussed to built the new truss with a significant precamber and so, when the steel truss would be connected to the existing deck, it would transmit to the existing deck an “uplift load” that, in certain way, would decrease the actual load on the webs of the existing deck.

This solution was proved to have some important construction disadvantages. The trusses were curved, both plan and elevation, and with a variable cross slope because of the varying depth of the trusses. The external truss was different from the internal truss, because of its different length and because of the cross slope. Additionally, the precamber and placing the final segment of the truss in the middle of each span would be, certainly, difficult operations. Also connecting the new trusses to the existing piers would be difficult, because extending the actual piers was not allowed, and therefore some lateral extensions of the existing deck would be necessary near the piers.

riera recrecidos laterales de los fustes de pilas, o el adosado de cargaderos superiores para apoyo de elementos estructurales de la ampliación.

- Por razones estéticas, cualquier elemento estructural adosado al tablero debería seguir la forma del cajón existente.
- Se debía procurar incrementar el peralte del tablero actual del viaducto (3,5%), hasta un mínimo del 4,5%.

4. ESTUDIO DE SOLUCIONES

Teniendo en cuenta los condicionantes anteriormente descritos se realizó un estudio de soluciones, planteando y valorando distintas tipologías para la ampliación. Finalmente se consideraron dos alternativas [3], conceptualmente muy diferentes: en la primera se recurre a dos estructuras metálicas exteriores al cajón de hormigón existente, para absorber las nuevas cargas permanentes y sobrecargas originadas por la ampliación; en la segunda se plantea, por el contrario, actuar sobre el propio cajón actual, reforzándolo para proporcionarle la capacidad resistente necesaria a flexión, cortante y torsión.

4.1. Alternativa I: Refuerzo mediante celosías metálicas exteriores al tablero existente

Se disponían unas celosías triangulares metálicas en un plano inclinado respecto a la vertical, cuyas cabezas superiores corrían paralelas al eje del puente, a 7,90 m, y cuyas cabezas inferiores se establecían con un canto vertical que seguía la misma ley de variación que la del cajón de hormigón pretensado del puente actual (Fig. 5).

En primer lugar, hay que tener en cuenta que tanto el peso propio de la celosía como el resto de cargas verticales aplicadas a las mismas, producían unas flechas horizontales y verticales muy importantes. Las horizontales, debidas a la inclinación del plano de las celosías en relación con la vertical, se producían tanto en la cabeza superior como en la inferior, y, para evitarlas, se debían establecer unos enlaces horizontales al tablero existente, que impidieran estos movimientos horizontales sin transmitir cargas verticales al cajón de hormigón. Las flechas verticales no podrían impedirse, so pena de transferir también cargas verticales al tablero actual.

En consecuencia, era necesario construir las celosías con una contraflecha vertical importante, de tal forma que al hormigonar los forjados laterales de ampliación, las celosías tomasen unas flechas verticales que dejaran estos forjados de ampliación enrasados con el forjado actual. Al añadir el resto de carga permanente y las sobrecargas sobre la zona ampliada, las celosías tomarían nuevas flechas para absorber estas cargas, transmitiendo una parte de estas cargas al tablero original.

Las flechas diferenciales que se producirían entre las celosías y las almas del cajón, podrían producir unas rótulas plásticas en estas zonas del forjado, según charnelas longitudinales. Esta plastificación, repetitiva para los efectos de las sobrecargas, iría acompañada de una importante fisuración del hormigón y podría presentar problemas de corrosión de las armaduras a largo plazo, agravados por el ambiente marino. Hay que tener en cuenta que, así como en las nuevas zonas de ampliación del forjado se pueden disponer las armaduras suficientemente distribuidas y de reducido diámetro para controlar eficazmente la fisuración, no ocurre lo mismo en la zona del forjado existente, en la que la disposición de armaduras está ya prefijada y es inamovible.

Al solidarizar las cabezas inferiores de las celosías con el cajón actual, mediante uniones establecidas en los nudos correspondientes de la triangulación, previamente al hormigonado de los forjados laterales de ampliación, se conseguía que el tablero y las celosías se deformasen conjuntamente, eliminándose las flechas diferenciales. El problema fundamental residía en que, excepto para el peso propio de las celosías, todo el resto de cargas permanentes y sobrecargas se aplicaban simultáneamente al conjunto tablero existente-celosías, incrementando las cargas sobre el tablero existente de forma significativa. Para resolver este problema se pensó en aplicar una cierta predeformación a las celosías, que al solidarizarse con el cajón, transmitirían a éste unas flechas ascendentes, que descargarían, de alguna manera, las almas del tablero existente.

Esta alternativa conllevaba unas dificultades de construcción importantes. Hay que tener en cuenta que las celosías hubieran sido curvas en planta, inclinadas y alabeadas, y que la celosía del lado exterior de la curva no era igual a la del interior, no sólo por tener longitudes diferentes sino también debido al peralte. Por otra parte, las operaciones de cierre de clave y de predeformación hubieran sido actuaciones complejas, y el apoyo de la celosía en pilas, sin poder recrecer la cabeza de éstas, hubiera tenido que realizarse en unos cabeceros en ménsula a ambos lados del cajón existente.

4.2. Alternativa II: Refuerzo del tablero existente

En esta Alternativa [4], al contrario de lo comentado para la anterior, se analizó la solución de reforzar el cajón del tablero existente para que admitiera la totalidad de las cargas debidas a la ampliación, sin recurrir a una estructura exterior. Los elementos básicos que constituyan la ampliación y refuerzo del tablero, cuya función se explicará más adelante, eran los siguientes (Figs. 6 y 7):

- Sistemas de pretensado exterior longitudinal.
- Núcleos metálicos inferiores y travesaños.



Figura 5. Solución I. Ampliación mediante celosías metálicas
 Figure 5. Solution I. Widening the deck using steel trusses

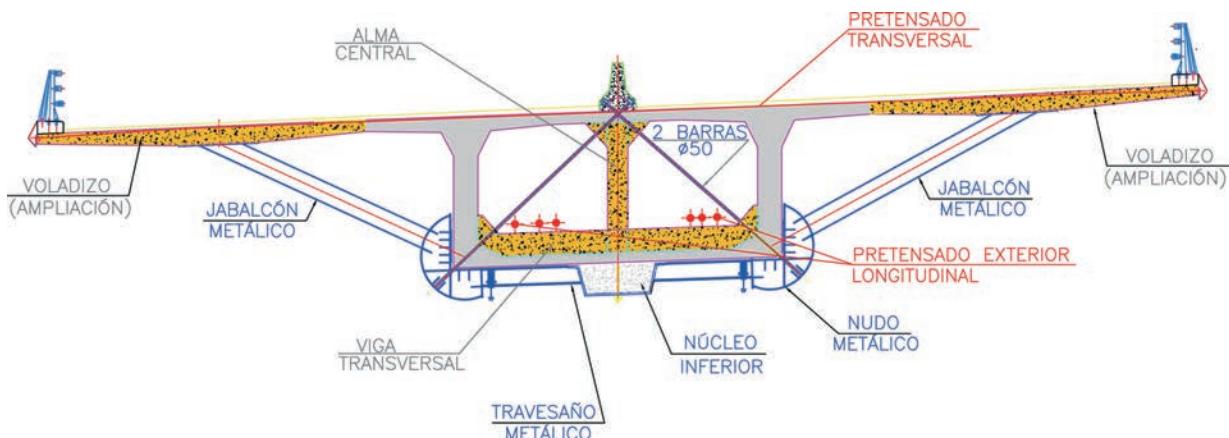


Figura 6. Solución II, refuerzo de cajón existente. Principales elementos
 Figure 6. Solution II, reinforcing of the existing deck. Main elements



Figura 7. Solución II, refuerzo de cajón existente. Vista inferior del tablero ampliado
 Figure 7. Solution II, reinforcing of the existing deck. Lower view of the widened deck

4.2. Solution II: Reinforcing the existing deck

A different solution [4] was analyzed; this was reinforcing the existing deck in order to reach a load capacity enough

to resist the new loads while considering no additional contribution from the existing deck. The main elements proposed for reinforcing and widening the deck were as follows (Figs. 6 and 7):

- Alma central.
- Jabalcones y forjados de ampliación.
- Diagonales interiores en el cajón.
- Pretensado transversal en forjado superior.
- Vigas transversales en forjado inferior.

Por criterios económicos, estéticos, y de facilidad constructiva, se decidió que, finalmente, fuera la Alternativa II de refuerzo del cajón la adoptada para la ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera.

5. ANÁLISIS DE LA SUBESTRUCTURA

De acuerdo con los requisitos anteriores de no actuar (excepto refuerzos locales) en las cimentaciones de las pilas, así como de no recrecer los fustes de las mismas, se procedió al cálculo de la subestructura del viaducto, considerando las acciones de cálculo finales tras la ampliación y de acuerdo a la normativa de acciones vigente.

5.1. Acciones consideradas

5.1.1. Cargas permanentes

- Peso propio: se utilizó un peso específico de 25 kN/m³ para el hormigón ya ejecutado y de 22 kN/m³ para los nuevos elementos de la ampliación ejecutados con hormigón ligero.
- Resto de carga permanente: se consideró un sobre-espesor de pavimento para alcanzar el nuevo peralte del 4,5%, adoptando un valor medio de 0,10 m. Además se consideró el peso de 2 barreras metálicas en los extremos del tablero, y una barrera rígida en la mediana.

5.1.2. Acciones reológicas

Se consideraron los efectos de la retracción y fluencia en el hormigón desde el cierre del viaducto existente hasta el momento de la ampliación, y desde ésta a tiempo infinito

5.1.3. Sobrecargas de uso

- 2 carros de 600 kN, conforme a la vigente IAP, debido a que la anchura de la plataforma ampliada es mayor de 12m.
- SCU de 4 kN/m² extendida en 22 m.
- Fuerza de frenado máxima de 720 kN.
- Fuerza centrífuga (R=700 m).

5.1.4. Temperatura

- Variación uniforme de temperatura de 23,7°.
- Gradiente térmico vertical positivo de 6,13°.

5.1.5. Viento

Debido a los condicionantes tan restrictivos respecto a la subestructura, y a las características ya de por sí complejas del viaducto, debido a su gran altura, longitud y localización en un valle abierto y próximo a la línea de costa, se consideró necesaria la realización de ensayos en túnel de viento del tablero y las pilas. Se trataba de estimar con cierta precisión la acción del viento sobre el puente, y compararla con los resultados obtenidos a partir de la formulación propuesta por la IAP. Así, se realizó en el Instituto Universitario de Microgravedad "Ignacio Da Riva", de la Universidad Politécnica de Madrid, la medida mediante ensayos en túnel aerodinámico de las cargas aerodinámicas sobre tablero y pilas del Viaducto de San Pedro (Fig. 8).



Figura 8. Modelos reducidos para ensayo en túnel de viento
Figure 8. Scale models used on the wind tunnel tests

- Longitudinal external prestressing system.
- Lower composite box section connected to the lower slab of the existing deck.
- Transverse beams on the lower part of the box section.
- Inclined columns and new lateral cantilevers.
- Internal inclined bars.
- Transversal prestressing system on the upper slab.
- Transverse beams on the lower slabs.

Because of economics, aesthetics and construction reasons, the Solution II was finally proposed for widening the Bridge of San Pedro de la Ribera.

5. STRUCTURAL ANALYSIS OF THE SUBSTRUCTURE

The mentioned requirements were not to reinforce the foundations of the piers or the piers shafts (except some in some specific locations of the bridge). With this, a detailed calculation of the substructure was made, taking into account the loads after the widening was finished and according to current codes.

5.1. Loads

5.1.1. Permanent loads

- Dead load: the weight density of the concrete was $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ and $\gamma=22 \text{ kN/m}^3$ for the lightweight concrete used in the new elements.
- Permanent load: the upgrading of the cross slope to 4.5% was considered by using increased loads of the surfacing equivalent to 0.20 m thick. Additionally, two steel guardrails on the edges of the deck and a central concrete barrier were considered.

5.1.2. Creep and shrinkage

The effects of creep and shrinkage from the time the construction of the existing bridge was finished to $t=\infty$ was considered.

5.1.3. Imposed live loads

- 2 tandem systems 600 kN weight, according to the current code IAP, were considered because the width of the platform was greater than 12 m.
- UDL equal to 4 kN/m^2 on the whole platform (22 m).
- Maximum braking force equal to 720 kN.
- Lateral force ($R=700 \text{ m}$).

5.1.4. Temperature effects

- Uniform component of the temperature = 23.7° .
- Temperature difference component = 6.13° .

5.1.5. Wind load

It was necessary to make some wind tests using a "wind tunnel" in order to analyse the structural behaviour of the piers and of the deck, because of the requirements concerning the substructure, because the piers were very high and because the bridge is in a long and deep valley near the sea shore. It was intended to evaluate accurately the effect of the wind in order to compare the results with the values proposed by the IAP. So, the aerodynamic loads on the deck and on the piers of the Bridge of San Pedro de la Ribera were analysed using the wind tunnel tests made by the "Instituto Universitario de Microgravedad "Ignacio Da Riva", Universidad Politécnica de Madrid (Fig. 8).

The wind pressure coefficients of the deck and of the piers were estimated, considering different wind directions (Fig 9), as a result of the tests. Following a summary of the main results are presented and compared to the values calculated using the current IAP (Table 1).

Table 1 presents the values of the wind pressure coefficients from the wind tunnel tests compared to the values calculated using the IAP, which is similar to what it is proposed by Eurocode 1, part 1.4 [5]. The maximum differences of the values were found for the transverse wind direction, because of the sharp shape of the pier, this is not properly considered when calculating according the IAP.

5.2. Modelization of the bridge

A 3D FEM model made of beam elements of the widened structure (Fig 10) was used to calculate the loads on the existing piers and foundations. The reinforcing bars of the piers were considered in the model in order to consider the cracking of the concrete of the piers. The reinforcing was defined in the drawings of the Project.

First, a first order elastic analysis was made and so the loads and deflections of the top of the pier were calculated, considering that the concrete of the piers and of the deck was uncracked. Then, a second order analysis was performed, considering a geometrical and mechanical nonlinearity, taking into account the buckling of the piers and the cracking of the concrete of the piers. The concrete of the deck was supposed to be elastic and uncracked.

3 different boundary conditions of the abutments were considered, with this results:

- Free longitudinal movement of the bearings of the abutments.
The resulting movements of the top of the piers were significant and unacceptable.
- Using shock transmission devices on the abutments suitable for resisting both tension and compression forces.
The calculations demonstrated an "arch effect" on the deck that was relevant for dimensioning the deck.
- Using shock transmission devices on the abutments suitable for resisting only compression forces.
This was the proposed solution.

De los estudios realizados, se dedujeron los coeficientes de arrastre en tablero y pilas, según varias direcciones del viento (Fig. 9). A continuación (Tabla 1) se muestran los resultados obtenidos, comparándolos con los que se obtenían de la aplicación directa de la IAP.

En la Tabla 1 puede observarse la reducción de los coeficientes de arrastre respecto a los obtenidos con la IAP, que da resultados similares a los propuestos en el Eurocódigo 1, parte 1.4 [5]. La máxima reducción se obtiene para el cálculo del viento transversal en pilas, debido a la forma “afilada” de la sección opuesta al viento, que no está considerada en detalle en la IAP.

5.2. Modelo de cálculo

Para el cálculo de los esfuerzos que se producían en las pilas existentes y en sus cimentaciones, se utilizó un modelo de cálculo espacial de elementos finitos tipo viga (Fig. 10), que representaba la estructura ya ampliada. Para considerar los efectos de la fisuración del hormigón, la modelización de las pilas incluía la definición de sus armaduras. Estas armaduras son las que se definían en los planos del Proyecto de Construcción del viaducto original.

En primer lugar, se realizó un cálculo elástico en primer orden en el que se obtuvieron los esfuerzos y movimientos de las secciones de cabeza de pila suponiendo la integridad de las secciones de tablero y de pilas, en la hipótesis de no fisuración del hormigón. Despues se realizó un cálculo en 2º orden, geométrico y mecánico, considerando el pandeo y la fisuración del hormigón de pilas. El tablero se supuso elástico y sin fisuración.

Se consideraron 3 posibilidades a la hora de coaccionar el tablero en los estribos.

- Considerar los apoyos libres en los estribos en dirección longitudinal.
- Resultaban movimientos excesivos en las pilas, inadmisibles para su seguridad.

Tabla 1. Comparación de resultados entre IAP y ensayo en túnel de viento
Table 1. Results of the wind tunnel tests compared to the results of the calculations made using the IAP

COEFICIENTES DE ARRASTRE WIND PRESSURE FACTORS							
TABLERO DECK				PILAS PIERS			
VIENTO TRANSVERSAL TRANSVERSE WIND		VIENTO VERTICAL VERTICAL WIND		VIENTO TRANSVERSAL TRANSVERSE WIND		VIENTO LONGITUDINAL LONGITUDINAL WIND	
IAP	ENSAYO TESTS	IAP	ENSAYO TESTS	IAP	ENSAYO TESTS	IAP	ENSAYO TESTS
1,30-1,64	1,06	SIMILAR		1,13-1,19	0,36	2,09	1,93

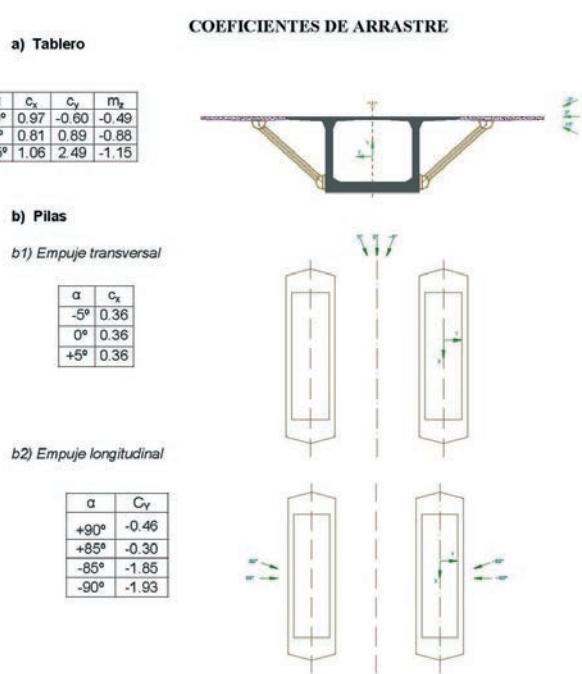


Figura 9. Coeficientes de arrastre en tablero y pilas
Figure 9. Wind pressure coefficients of the deck and of the piers

- Considerar dispositivos de transmisión de carga entre estribos y tablero que trabajasen a tracción y compresión.
 Provocaban que se produjese un efecto arco en el tablero, que condicionaba el cálculo del mismo.
- Considerar dispositivos de transmisión de carga entre estribos y tablero que trabajasen sólo a compresión
 Fue la solución adoptada, y con la que se realizaron todos los cálculos posteriores.

5.3. Dispositivos transmisores de carga

Como se ha indicado, resultó necesario disponer transmisores de carga en los estribos para limitar el movimiento longitudinal del puente producido por las cargas llamadas “rápidas”, como el viento en dirección longitudinal y el frenado (Fig. 11). Del cálculo realizado, se concluyó disponer 4 conectadores de 2000 kN en cada estribo.

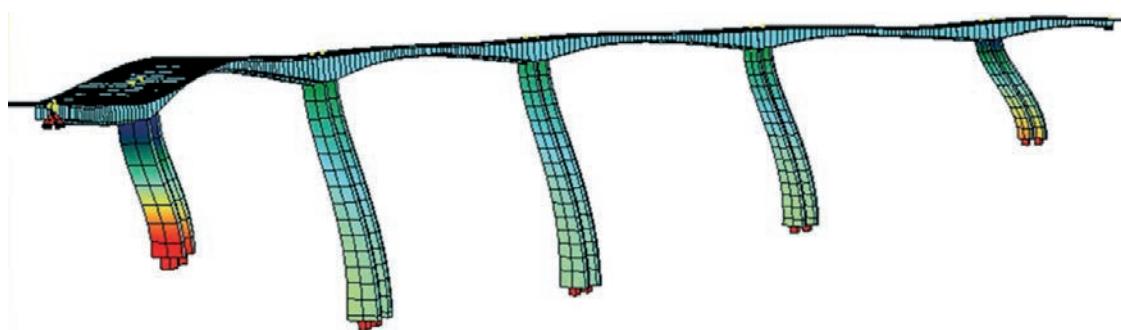


Figura 10. Modelo de cálculo de subestructura
Figure 10. Structural model for the calculation of the piers

5.3. Shock transmission devices

As it has been mentioned previously, shock transmission devices were placed on the abutments, in order to reduce the longitudinal movements of the deck due to "quick loads" such as the longitudinal wind load or the braking forces (Fig. 11). As a result of the calculations, 4 2000 kN shock transmission devices were placed on each abutment.

5.4. Checking of the foundations of the piers

5.4.1. Piers P1, P2 and P5

The foundation of these piers is a shallow foundation, using a footing slab 20 x 22 m. The maximum calculated stresses on the foundations are presented in Table 2.

According to the Geotechnical Report prepared for the Widening of the Bridge of San Pedro de la Ribera, the piers P1 and P2 are laying on quartzite rocky layer where the allowable stress is about 1.5 MPa. Pier P5 is placed on a grade IV quartzite layer where the allowable pressure is about 0.6 MPa.

Close to the SW part of the pier P5 a dense and compact granular filling was found. So, some consolidation works of the terrain were proposed in order to improve the scour resistance of the terrain but not its bearing capacity since it was high enough. So, some vertical and inclined injections of the terrain were made.

The results of the calculations prove that the existing reinforcement of the foundation slabs has enough bearing capacity to sustain the new additional loads.

5.4.2. Piers P3 and P4

The foundations of the piers P3 and P4 are made of 16 piles that are 2.0 m in diameter separated 6.0 m. The maxi-

mum new vertical load, according to the results of the calculations, are presented in Table 3.

According to the mentioned Geotechnical Report, the piles of the pier P3 should be embedded 1 diameter into the rock layer and the piles of the pier P4 should be 5 diameters into the said rock layer. In doing so, the allowable stress of the deep foundation was 6 MPa. So, the existing foundation has enough bearing capacity for the new loads produced by the extension of the bridge without any reinforcing, because the maximum load on the least favourable pile was lower than the resistance of the pile and of the bearing capacity of the supporting terrain.

The reinforcement of the foundation slab was also checked. The existing reinforcement, 3xØ32/0.15 distributed in 2.4 m width, was not enough for the new loads. In order to know the extension of the slab that was really effective for resisting the flexural effects, a FEM model was implemented using some slab type elements for the piles cap and using a set of spring elements for the piles (Fig. 12).

A linear distribution of the loads coming from the walls of the piers was supposed. Then the transmission of these



Figura 11. Vista general del estribo y dispositivos transmisores de carga
Figure 11. General view of the abutments and of the shock transmission devices

Tabla 2.. Tensiones resultantes en el terreno de cimentación. Pilas P1, P2 y P5
Table 2. Pressures on the foundation. Piers P1, P2 and P5

PILA PIERS	P1	P2	P5
Tensión cobaricéntrica máxima (MPa) <i>Average stress (MPa)</i>	0,59	0,50	0,47
Tensión de punta máxima (MPa) <i>Maximum stress (MPa)</i>	0,63	0,60	0,54
Tensión de punta mínima (MPa) <i>Minimum stress (MPa)</i>	0,04	0,17	0,04
Tensión admisible (MPa) <i>Allowable stress (MPa)</i>	1,50	1,50	0,60

5.. Comprobación de cimentaciones de pilas

5.4.1. Pilas P1, P2 y P5

Las cimentaciones de estas pilas son directas, por medio de zapatas de 20 x 22 m. Del cálculo realizado, se obtienen las tensiones máximas transmitidas al terreno (Tabla 2).

Según figura en el Informe Geotécnico sobre la Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera, las pilas P1 y P2 apoyan sobre un macizo cuarcítico sano en que se puede suponer una tensión admisible de 1,5 MPa. En la pila P5 la cimentación se ubica sobre una cuarcita con grado de alteración IV en que se puede considerar una tensión admisible de 0,6 MPa.

En el lado SO de la zapata de la pila P5 se reconoció la existencia de un relleno granular denso con un máximo de 2 m de altura. Resultaba recomendable consolidar el relleno granular existente, más por razones de futuras erosiones que por capacidad de carga. Para ello, se realizaron unas inyecciones del terreno, verticales e inclinadas, exteriores a la zapata.

Los cálculos realizados demostraron que la armadura de las zapatas existentes era suficiente para resistir las nuevas solicitudes.

5.4.2. Pilas P3 y P4

Las cimentaciones de las pilas P3 y P4 se resuelven mediante 16 pilotes de 2,0 m de diámetro con una separación entre sus ejes de 6,0 m. Las cargas máxi-

mas en los pilotes más solicitados que resultaron del nuevo cálculo fueron los que se resumen en la Tabla 3.

Tabla 3. Cargas resultantes en terreno.

Pilas P3 y P4

Table 3. Loads on the foundation.

Piers P3 and P4

PILA PIERS	P3	P4
Carga máxima (kN) <i>Maximum load (kN)</i>	15.397	14.690
Carga admisible (kN) <i>Allowable load (kN)</i>	18.850	18.850
TENSIÓN MEDIA (MPa) <i>Average stress (MPa)</i>	5,1	4,7

En el ya citado Informe Geotécnico, para los empotramientos de pilotes de 1 diámetro en la pila P3 y alrededor de 5 en la pila P4, la capacidad del terreno superaba los 6 MPa, de manera que estas cimentaciones podían asumir los incrementos de carga producidos por la ampliación sin ninguna medida especial. En cuanto al valor de la carga en el pilote más solicitado, ésta era admisible, puesto que resultaba menor que su tope estructural y además era inferior a la carga que el estrato rocoso que sustenta los pilotes era capaz de absorber.

Para la comprobación de la armadura del encepado, tomando como ancho de banda lo indicado por la EHE, la armadura existente (3 capas Ø32 a 0,15 m) en un ancho de 2,4 m, resultaba insuficiente para resistir la carga. Para poder cuantificar qué ancho de encepado se podía considerar eficaz a la hora de disponer la armadura de flexión del encepado, se realizó un cálculo según un modelo de elementos finitos, tipo placa, modelizando cada pilote mediante un conjunto de muelles elásticos que representaban su rigidez (Fig. 12).

Suponiendo que la carga seguía una distribución elástica en el entronque del fuste con el encepado, se

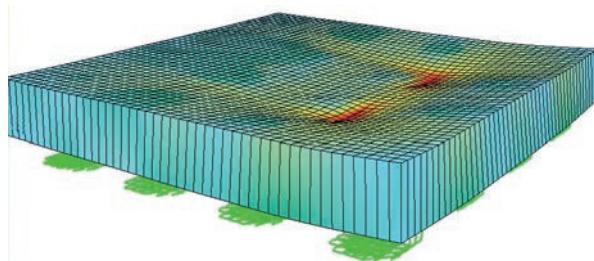


Figura 12. Modelo de elementos finitos del encepado de P3 y P4
Figure 12. FEM model of the piles cap P3 and P4

loads to the piers across the pile cap was analyzed. The results of the calculations clearly demonstrate that the effective width of the tension tie located on the lower side of the piles cap was more than 3.0 m. So, the existing reinforcement was enough for the new loads.

5.5. Checking of the piers

A second order analysis, considering the geometrical and mechanical nonlinearities, of the piers of the bridge was made using the model mentioned on previous paragraphs was made and considering different load arrangements on the widened structure.

The stiffness of the cracked sections of the piers was calculated considering the actual forces on each section of each pier. Also the curvature of each section when reaching the equilibrium and a "load safety factor" was calculated; this load safety factor expresses how much could actual loads be increased before reaching collapse. So, load factors higher than one mean that the sections were resistant enough.

The most adverse load arrangement produced the highest longitudinal bending moments on the top of the piers P1 and P5. The minimum load factors from the results of the calculations were located at the top and at the bottom of the piers as it is presented in Table 4.

5.6. Checking of the abutments

The existing abutments had a 12 m wide front wall and wing walls; its foundation was a shallow foundation. When widening the deck it was necessary also widening the abutments to get a 23 m wide abutment. In addition to that it was not permitted any interruption of the traffic while widening the abutments.

The widening of the abutment was made extending the front wall with a new 0.80 m thick wall. The new deck was connected to the abutment using shock transmission devices; the existing abutment was also reinforced using some new buttress that were 1.50 m wide and 2.70 m thick to resist the longitudinal forces transmitted by the mentioned devices. The structural model of the widened abutment has two different tension ties: the vertical tie inside the buttress and the horizontal tie near the connection to the foundation slab. Both ties were made with high resistance steel bars; some holes into the existing foundation slab were to be made to place the ties into their proper location. The calculations were made taking into account the mentioned geometry of the reinforced abutment (Fig. 13).

The results of the calculations show that the abutments were resistant enough for the actual loads. Also the existing and the widened abutments were checked considering tilting and sliding. The load safety factors were higher than 2.0 and 1.5, respectively.

The average pressure on the foundations of the widened

abutment was 0.24 MPa and the maximum pressure was 0.63 MPa, lower than the allowable values (0.6 MPa and 0.75 MPa, respectively).

6. CHECKING OF THE DECK

The calculations of the existing bridge was made in 1989, following the those days current codes, which probably were on the safe side compared to the requirements of the current actual codes EHE and IAP. Moreover, the construction works of the bridge were initiated in 1992 and finished in 1994, so the resistance of the concrete of the deck probably had increased nearly 20%. Consequently, some preliminary calculations were made, considering a concrete class HP-42 (instead of the original nominal concrete class HP-35) and using the current load and resistance factor proposed by the current codes EHE and IAP.

The structural model used for calculating the deck was similar to the model used for analysing the piers. A step by step calculation was made considering the creeping and shrinkage from the end of the construction of the existing bridge and so the exact distribution of forces and stresses while widening the deck could be calculated. Then the effects of the permanent load and the dead load were calculated (Fig. 14).

Following the main results of the calculations are presented:

- As it was expected, concerning the Serviceability Limit State, the cracking of the concrete could not be kept under the allowable limit value using the existing longitudinal prestressed tendons. Also, the most adverse load arrangement concerning shear forces and torsional effects produced a maximum principal stress on the webs of the box section close to 6.5 MPa, that were higher than the allowable value, mainly because of the vicinity of the sea shore.
- Considering the Ultimate State Limits calculations, both the tensioned reinforcing and the compressed part of the concrete reached the collapse. Moreover, the shear reinforcing of the webs was unacceptable when considering the combined effects of the shear and torsion effects.

Consequently, the conclusion was that reinforcing the existing deck was necessary [6]: in doing so the resistance required by the current codes for new construction structures could be achieved, both for the ULS and for the SLS, considering the loads of the widened deck.

7. PROPOSED REINFORCING OF THE EXISTING DECK

7.1. Reinforcing concerning the longitudinal bending resistance

It was proven that it was necessary to reinforce both the sections of the deck near the centre of the spans (positive

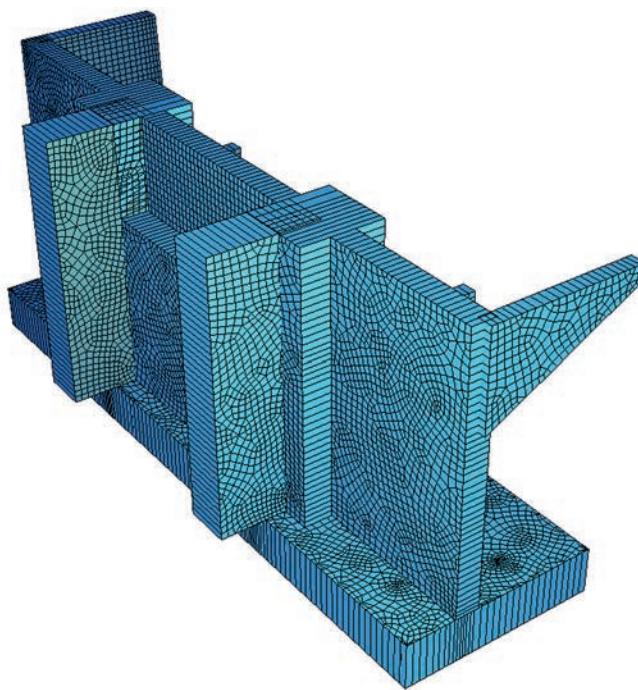


Figura 13. Modelo de elementos finitos para el cálculo del estribo

Figure 13. FEM model of the abutment

estudió la transmisión de estas cargas hasta los pilotes, pasando por el encepado. Los cálculos mostraron claramente que el ancho de encepado colaborante en los tirantes de tracción que se producían en la cara inferior del mismo era, como mínimo, de 3,0 m. En este supuesto, la armadura dispuesta sí resultaba admisible.

5.5. Comprobación de fustes de pilas

Con el modelo de cálculo anteriormente descrito, y considerando los transmisores de carga en estribos, se realizó un cálculo en 2º orden, geométrico y mecánico, de las pilas del viaducto, analizando su seguridad para las distintas combinaciones de cálculo una vez ampliado.

El cálculo consistió en obtener la rigidez fisurada que aparecía en cada sección de cada pila bajo la acción de las cargas actuantes. También se obtuvo el valor de la curvatura de cada sección en el instante de equilibrio, y un cierto “factor de seguridad”, entendido como el factor por el que habría que aumentar todos los esfuerzos exteriores de forma proporcional para alcanzar el agotamiento de la sección. Por tanto, factores mayores que la unidad identificaban secciones seguras.

Las combinaciones de acciones pésimas siempre resultaron ser aquéllas en que el efecto de la flexión longitudinal era importante, siendo las secciones más solicitadas las cabezas de las pilas P1 y P5, en las combinaciones citadas. Los coeficientes de seguridad mínimos que resultaron en las secciones de cabeza y de base de pila de todas las pilas son los que se indican en la Tabla 4.

5.6. Comprobación de estribos

Los estribos originales eran muros de frente cerrados de 12 m de ancho, con aletas en vuelta, cimentados superficialmente. La ampliación del ancho del tablero requería, como ya se ha comentado, el ensanchamiento de los estribos hasta 23 m de ancho. Además, la ampliación de los estribos debía realizarse sin corte de tráfico sobre el puente.

La ampliación de los estribos se realizó mediante muros cerrados de 0,80 m de espesor con aletas solidarias en vuelta. Para recibir la reacción longitudinal que el tablero transmitiría a los estribos mediante los transmisores de carga, el estribo original tuvo que reforzarse construyendo un par de contrafuertes de 1,50 m de ancho, y que sobresalían 2,70 m del muro de frente. El mecanismo resistente de los contrafuertes exigía la existencia de dos importantes tirantes de tracción: uno vertical embebido en el intradós del contrafuerte, y otro horizontal, a la altura de la zapata. Ambos tirantes fueron resueltos con barras de acero de alta resistencia, para cuya disposición fue necesario perforar la cimentación existente hasta llegar al trasdós del estribo. A partir de dicha configuración, se procedió al cálculo de los estribos, utilizando un modelo de elementos finitos (Fig. 13).

De los cálculos realizados se deduce que las estructuras definidas, sometidas a las cargas de proyecto, tienen suficiente seguridad. Tanto la estructura original como la ampliación, consideradas como estructuras exentas pertenecientes al viaducto ya ampliado, fueron comprobadas a vuelco y deslizamiento. Los coeficientes de seguridad alcanzados resultaron, en todas las hipótesis consideradas, superiores a 2,0 y 1,5, respectivamente.

bending moment) and the sections near the connection to the piers (negative bending moment). So, an external prestressing and a composite additional box section connected to the lower slab of the existing deck were proposed.

It was proposed a external prestressing located inside the box section and near the tensioned part of section, that is, close to the upper slab when it was near to the connection of the piers and close to the lower slab when it was near the centre of the spans. The external prestressing needs were higher near the piers than at the centre of the spans. So, there were two types of external prestressing (Fig. 15).

- Type ① tendons, similar to a “hat” on top of the connection to the piers, start in the axis of the pier and move down on both spans; the inclination of the tendons were significant till they reach the anchor located on the “transverse wall n.1” located 23 m. far from the axis of the pier. Because of the said inclination the tendons type ① can resist part of the shear effort that is produced near the piers. The prestressing type ① is made of 6 tendons $28\varnothing 0'6"$ on each pier.
- Type ② tendons start near the upper slab of the deck close to the connection to the piers and progress horizontally till they reach the transverse wall n.1 where the tendons type ① are anchored; then they go down to the transverse wall n. 2 that is located 49 m. far from the axis of the pier, and finally they continue horizontally to the transverse wall n. 3 located at the centre of the span and then the layout goes symmetrically to next pier. The prestressing type ② is made of 6 tendons $31\varnothing 0'6"$ on each span.

Additionally, in order to increase the bending moment resistance of the deck, it was proposed to add a composite box section connected to the lower slab of the deck and to make a new central web (Figs. 6 y 16). This new composite box section is for two reasons: on one hand to reinforce the compressed part of the deck near the connection to the piers and, on the other hand, to reinforce the tensioned part of the deck near the centre of the spans., where the external prestressing has not enough resistance. The new composite box section is connected to a new central web, as it is described below.

7.2. Reinforcing concerning the longitudinal shear resistance

The reinforcing of the existing box section of the deck concerning shear resistance is made using three different elements: first, part of the shear effort is resisted by the inclined tendons of the prestressing type ① as it has been mentioned before; second, a new central web is added connected to the upper and lower slabs using vertical prestressed bars; and third, 4 inclined tensioned high strength prestressed steel bars are proposed, anchored to two steel pieces located outside the box section of the deck (where the steel struts are also connected) and connected to the upper slab of the deck (Fig. 17), where the central barrier will finally be located.

The central new web is built before the new loads on the deck took place and, so, at this moment the existing lateral webs are only directly loaded by the selfweight of the composite box section and by the selfweight of the new web. The other loads will proceed on the three webs, and its distribution was analysed using a detailed FEM model. The final goal was to concentrate on this new central web a high percentage of the total new shear forces; in doing so, the lateral existing webs will not be overloaded and they will work, both on SLS and ULS, having similar conditions to the existing ones.

The central web is also designed to cooperate with other elements in some other structural purposes: first, it constitutes the protection against corrosion of the vertical high strength prestressed steel bars that connect the new composite box section to the existing deck, in order to resist the horizontal shear forces; second, the central web is used to transfer to the upper part of the existing deck the vertical loads transferred by the steel struts and by the transverse beams that are supporting the new transverse cantilevers. To do so, four vertical high strength steel bars are located on each transverse beam for “hanging” the loads of this transverse beams.

The inclined bars are also used, when they are prestressed, for distorting the cross section of the deck and, conse-

Tabla 4. Coeficientes de seguridad en fustes de pilas
Table 4. Load security factors of the piers

PILA PIER	COEFICIENTES DE SEGURIDAD LOAD SAFETY FACTOR	
	CABEZA TOP	BASE BOTTOM
P1 (dorsal) P1 (Back)	1,42	1,83
P1 (frontal) P1 (Front)	1,01	1,29
P2 (dorsal) P2 (Back)	1,15	1,37
P2 (frontal) P2 (Front)	1,30	1,38
P3 (dorsal) P3 (Back)	1,26	1,83
P3 (frontal) P3 (Front)	1,28	1,84
P4 (dorsal) P4 (Back)	1,29	1,84
P4 (frontal) P4 (Front)	1,22	1,68
P5 (dorsal) P5 (Back)	1,01	1,17
P5 (frontal) P5 (Front)	1,47	1,69

La estructura ampliada completa transmitía una tensión media de 0,24 MPa y máxima de 0,63 MPa a la cimentación, lejos de los valores admisibles, que son de 0,6 MPa de media y 0,75 MPa de punta.

6. COMPROBACIÓN DEL TABLERO

El tablero actual fue proyectado en el año 1989, con una normativa, en cuanto a coeficientes de seguridad se refiere, seguramente más conservadora que las actuales EHE e IAP. Por otra parte, la construcción del viaducto se comenzó en el año 1992 y se terminó en 1994, lo que permitía suponer que el hormigón de este tablero habría incrementado su resistencia aproximadamente en un 20%, hasta el momento de la ampliación. Por todo lo anterior, se desarrolló un precálculo del tablero existente en el supuesto de estar construido con hormigón HP-42 (en lugar del HP-35 original), con los coeficientes de seguridad de la EHE y de la IAP vigentes.

El modelo de cálculo utilizado era similar al empleado para el cálculo de pilas, con las acciones definidas anteriormente. Se realizó un cálculo evolutivo fase a fase desde el inicio de la construcción del viaducto original, para tener en cuenta los fenómenos reológicos, de retracción y fluencia en el hormigón y de relajación en el acero del pretensado, y así analizar las distribuciones reales de esfuerzos y tensiones en el viaducto durante la construcción. Posteriormente se consideraron los incrementos de carga debidos a las cargas muertas y sobrecargas totales del viaducto ya ampliado (Fig. 14).

Los resultados más significativos que se obtuvieron de este cálculo fueron los siguientes:

- Para los Estados Límites de Servicio, el pretensado longitudinal existente resultaba, como era de prever, incapaz de limitar la fisuración del hormigón en flexión. Asimismo, la combinación pésima de cortante y torsión provocaba tensiones principales de tracción en las almas del cajón del orden de los 6,5 MPa, lo cual resulta inadmisible, particularmente en ambiente marino.
- En el Estado Límite Último de flexión, tanto las armaduras de tracción como las cabezas de compresión de hormigón quedaban agotadas. Asimismo, las armaduras de las almas no eran capaces de absorber los correspondientes esfuerzos de cortante y torsión.

De todo lo anterior se concluyó [6] que era necesario estudiar soluciones de refuerzo del tablero actual de tal forma que éste quedara, después de la ampliación, en las condiciones de seguridad prescritas por las nuevas normas vigentes para puentes de nueva construcción, tanto para los ELU como para los ELS.

7. REFUERZOS DEL TABLERO EXISTENTE

7.1. Refuerzos para flexión longitudinal

Resultaba necesario el refuerzo del tablero existente, tanto a flexión positiva en centro de vanos, como negativa en pilas. Para ello, se dispuso un sistema de pretensado exterior, y se adosó bajo el cajón original un núcleo mixto.

El pretensado exterior de refuerzo de la cabeza de tracción se estableció por el interior del cajón, junto al forjado superior sobre pilas y junto a la losa inferior por la zona central de los vanos. La fuerza de pretensado necesaria era mayor en las zonas de apoyo de los tramos que en los centros de vanos. Por estas razones, el pretensado exterior se dividió en dos familias (Fig. 15).

- El pretensado tipo ①, a modo de “sombrero” sobre pilas, parte del centro de una pila y baja, a ambos lados, con una inclinación importante hasta anclarse en la cabeza inferior del desviador 1, situado a 23 m del eje de pila. Por ello, el pretensado tipo ① permite absorber también unos cortantes significativos en las zonas próximas a los apoyos. El pretensado tipo ① está constituido por 6 tendones de 28 Ø 0,6” sobre cada pila.
- El pretensado tipo ② parte desde la cabeza superior de una pila, discurre por la zona superior del cajón hasta el desviador 1, donde se ancla el pretensado tipo ① y, a partir de aquí, baja con una determinada inclinación hasta el desviador 2, situado a 49 m del eje de pila, y continúa horizontal hasta el desviador 3, situado en el centro del vano correspondiente, siguiendo con un trazado simétrico hasta la siguiente pila. El pretensado tipo ② está constituido por 6 tendones de 31 Ø 0,6”.

Por otra parte, para incrementar la resistencia a flexión se decidió adosar un núcleo mixto bajo el cajón de hormigón, cosido a su losa inferior, y que corre por su eje bajo la nueva alma central (Figs. 6 y 16). Este núcleo mixto cumple, en realidad, dos funciones: por una parte, refuerza la cabeza inferior de compresión en las zonas de momentos negativos (por esa razón es un núcleo mixto); y, por otra, refuerza también la cabeza inferior de tracción en las de momentos positivos en centros de vano, en las que el pretensado exterior no resulta suficiente. Estos núcleos metálicos se anclan, a efectos de los rasantes correspondientes, a un alma central de nueva construcción, que se describe en el apartado siguiente.

7.2. Refuerzos para cortante longitudinal

El refuerzo del cajón existente frente a esfuerzos cortantes se conforma con tres elementos diferentes: por una parte se reducen los cortantes sobre el cajón

quently, they transfer some vertical loads from the lateral webs to the new central web; this central web is under compression because of the prestressing of the vertical bars. Also they take from the steel struts the vertical load produced by the dead and the live load located on the new transverse cantilever of the widened section.

7.3. Reinforcing concerning the shear horizontal forces and the torsional effects

The external longitudinal prestressed tendons are also used to decrease the significant torsional effects on the deck which are very important because of the curvature and the great width of the deck. The external prestressing is not symmetrically placed related to the longitudinal axis of the deck; so, there are some horizontal transverse forces that produce a torsional effect opposite to the external loads (Fig. 18).

It was proposed to place a horizontal shear reinforcing made of steel plates stuck to the upper and the lower slab of the concrete box section using epoxi. This reinforcing would resist the stresses produced by the torsion moment and the horizontal shear force. Additionally, the transverse prestressed tendons placed are also used for increasing this shear resistance as it will be mentioned in the next paragraph.

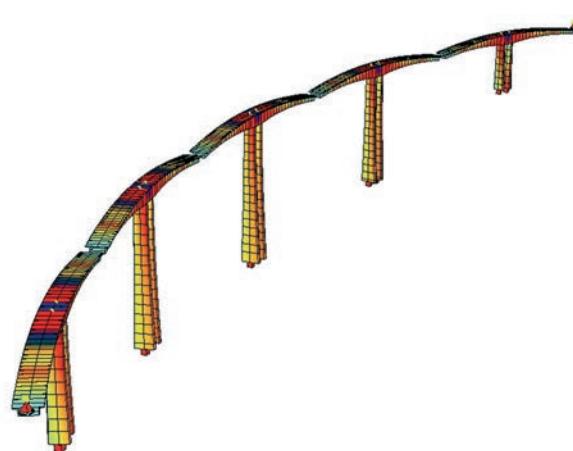


Figura 14. Modelo evolutivo para el cálculo general del viaducto

Figure 14. Evolutive model used for the calculations of the bridge

7.4. Supports of the widened transverse cantilevers

Two lateral transverse cantilevers, 5.50 m long, were needed to widen the existing platform from 12.00 m to 23.00 m. In consequence, the edge of each new cantilever is 8.25 m from the lateral web. It is not possible to set this

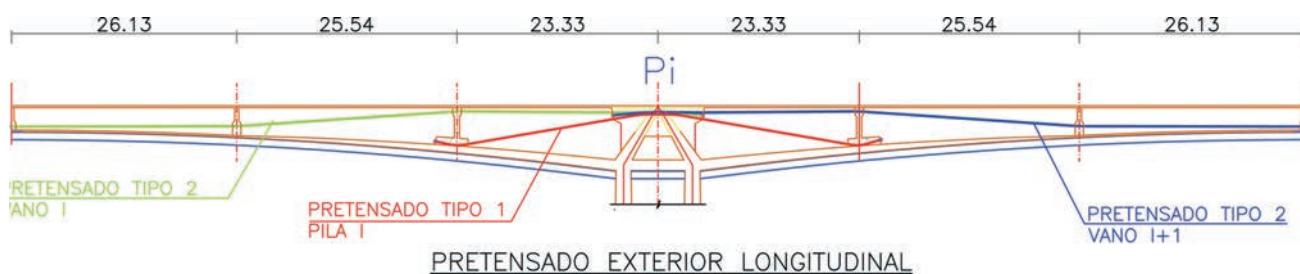


Figura 15. Pretensado exterior longitudinal. Alzado, familias tipo 1 y 2.
Figure 15. External longitudinal prestressing. Front view of tendons type 1 and 2



Figura 16. Refuerzo de tablero: núcleo mixto, travesaños, nudos, jambones y nuevo forjado de ampliación
Figure 16. Reinforcing of the deck: composite box section, transverse beams, steel struts and new transversal cantilever slab

mediante el pretensado exterior tipo ①, como ya se ha comentado; por otra, se añade un alma central, cosida mediante barras verticales pretensadas al forjado superior y a la losa inferior del cajón a través del núcleo metálico inferior, y por último, se dispone un sistema de diagonales, formado por series de 4 barras pretensadas de acero de alta resistencia, que se anclan inferiormente en sendos nudos metálicos situados fuera del cajón (adonde llegan los jabalones metálicos), y superiormente en un tacón dispuesto al efecto en la losa superior del tablero (Fig. 17), que posteriormente quedará embebido en la barrera central de hormigón.

El alma central se construye antes de añadir nuevas cargas a la estructura existente y, por tanto, solamente el peso propio del cajón mixto y del alma central se aplica directamente a las almas laterales. El resto de cargas quedarán aplicadas al conjunto de las tres almas, con un determinado reparto que se estudió con un modelo de elementos finitos. El objetivo final era el de transferir a este alma central una parte significativa del esfuerzo cortante total, quedando así aliviadas las almas laterales y permitiendo que éstas trabajasen, tanto para ELS como para ELU, en condiciones no peores que las actuales.

Además, el establecimiento del alma central colabora en otros aspectos estructurales: por una parte, alberga las barras pretensadas verticales que anclan el núcleo metálico inferior a la cabeza del cajón a efectos del rasante entre estos dos elementos; por otra parte, el alma central se utiliza para transferir a la parte superior del cajón las cargas transmitidas a su parte inferior por los jabalones y travesaños que soportan los forjados de ampliación. Para ello se utilizan cuatro barras pretensadas verticales por travesaño, independientes de las barras de cortante antes comentadas, que actúan como barras de cuelgue de las cargas concentradas transmitidas por aquellos travesaños.

Las barras diagonales cumplen la misión de, por una parte, al ser tesadas, distorsionar la sección, consiguiendo transferir parte de la carga de las almas laterales, descargándolas, al alma central de nueva ejecución, que está comprimida por las barras verticales tesadas, y, por otro lado, recogen la fuerza vertical que producen los jabalones en los nudos metálicos exteriores, al transmitir las cargas producidas por la nueva carga permanente y la sobrecarga de los nuevos voladizos transversales de ampliación.

7.3. Refuerzos para torsión y rasante

Se recurre de nuevo al pretensado exterior para reducir el valor de los momentos torsores, importantes en el caso presente debido a la anchura del tablero y a la curvatura en planta del viaducto. Para ello, el pretensado exterior se establece de forma asimétrica en planta, con un trazado que aplica al cajón unas fuerzas horizontales transversales de desvío, que generan unos torsores de signo contrario a los exteriores (Fig. 18).

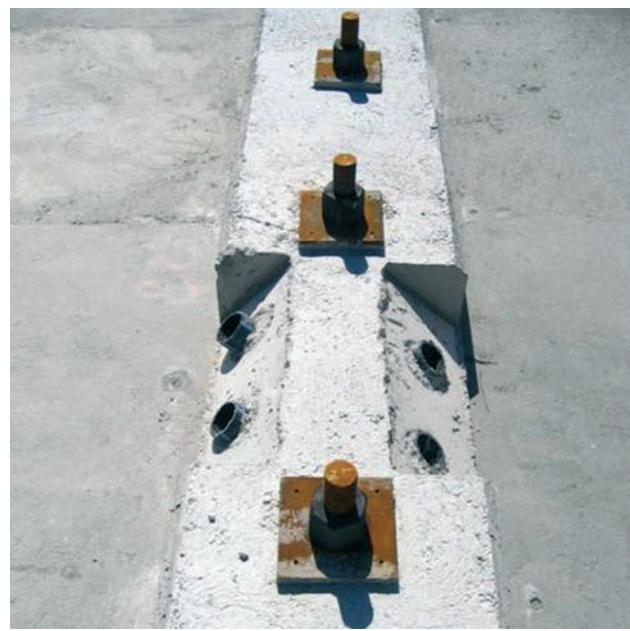


Figura 17. Tacón de anclaje de barras verticales y diagonales
File 17. Anchor of the vertical and inclined bars

Los forjados superior e inferior del cajón se reforzaron mediante chapas pegadas con resina epoxi, que contribuyen a resistir las tensiones que producen los esfuerzos torsores y rasantes, principalmente. Además, se dispone un pretensado transversal del forjado superior, conforme se expone a continuación, y que también contribuye a resistir ambos esfuerzos.

7.4. Soporte de los forjados de ampliación

La ampliación de la plataforma actual de 12,00 a 23,00 m conlleva la adición de sendos forjados laterales de 5,50 m cada uno. Ello implica que los nuevos forjados vuelan 8,25 m por fuera de las almas del cajón actual. No resulta posible plantearse la ampliación con estos forjados trabajando como voladizos, en particular porque su arranque desde las almas está predeterminado por el tablero existente. Por ello se recurre a establecer unos apoyos puntuales, situados a 7,90 m del eje del tablero. Estos apoyos se materializan a través de unos jabalones exteriores inclinados, situados cada 4-5 m, que transmiten su carga a los nudos y travesaños situados bajo el cajón (Fig. 19). Del nudo parten también las diagonales pretensadas que recogen la carga generada por los nuevos voladizos y la llevan al alma central aliviando las almas laterales como se comenta con más detalle seguidamente.

7.5. Mecanismo de flexión transversal

Mediante los refuerzos anteriormente descritos, se materializa el nuevo sistema resistente de flexión transversal del viaducto, cambiando la flexión transversal de la sección original por un esquema de biela-tirante, en el que el forjado superior es el tirante de tracción, los nuevos jabalones trabajan a com-

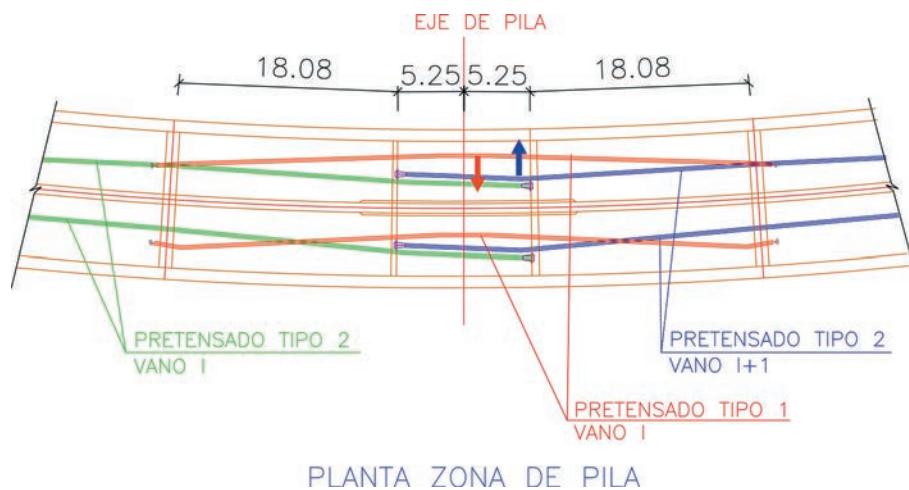


Figura 18. Planta asimétrica del pretensado exterior longitudinal
Figure 18. Plant view of the nonsymmetrical layout of the longitudinal external prestressing

new elements as cantilevers, because the span is too long and because the most adverse section is the existing connection to the webs of the box section. So, the transverse slab of the widened structure is simply supported 7.90 m far from the connection to the webs. These supports are inclined struts located each 4-5 m; they transfer the load from the slab to the steel pieces located in the lower external corners of the existing deck (Fig. 19). At this location, they are connected to the inclined tensioned bars that take the vertical component of the loads from the struts to the central web and without increasing the shear force on the lateral webs, as presented in the next paragraphs.

7.5. Transverse bending moment structural system

Using the mentioned elements a new transverse bending moment resistance structural system is proposed. The original transverse flexural system is changed to a strut and tie system, where the upper slab is the tensioned tie, the struts are the compressed elements, the internal tensioned steel bars take the vertical component of the load and the lower slab is under compression (Fig. 20).

Additionally, when prestressing the inclined bars, four consequences arise: first, the vertical movement of the struts produced by the new live loads are nearly eliminated; second, the vertical load is transferred to the central web, without disturbing the lateral webs that are very loaded; third, the bending moment on the transverse beams that are connecting the composite box section are reduced and, fourth, the horizontal transverse force in the connection of the box section to the central web when there are non symmetric live loads is also reduced. However, some significant compressions are produced on the lower slab of the existing deck; so it is necessary to place some transverse beams (Fig. 20) on the lower slab when the thickness of the slab is less than 0.20 m.

Moreover, it is also important to have some control on the distortion of the box section of the deck when the inclined steel bars are prestressed. Some inclined stiff supports are

located in some specific sections (Fig. 21). This supports are not effective for transferring the vertical loads from the lateral webs to the central web, but they intend limit the distortion of the box section of the deck when it is not high enough.

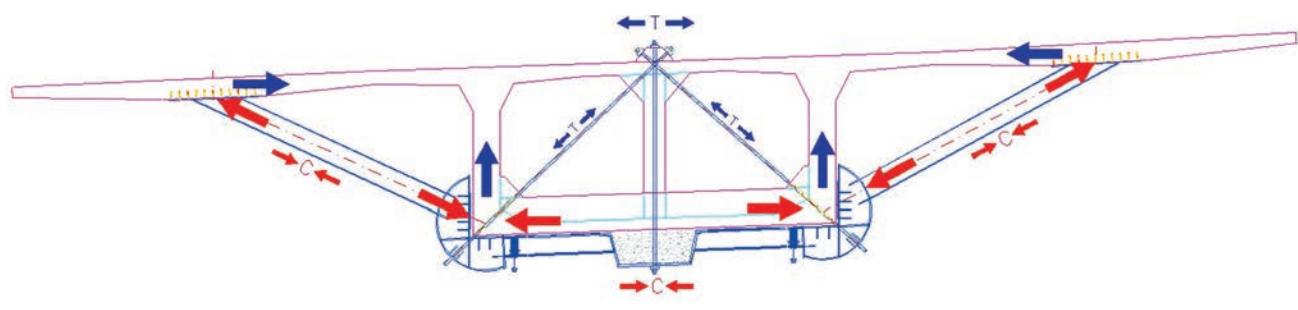
As it has been already mentioned, the upper slab is the tensioned tie of the new structural system; because of the tensions, a new transverse prestressing located on the upper slab is proposed; it is made by 10 strands separated the same distance as the struts and anchored to the edge of each cantilever (to put the strands into the existing upper slab, some slashes were made in it). The reasons of the prestressing of the upper slab are, first, to resist the tension forces produced by the strut and tie system and, second, to increase the resistance of the upper slab when considering the horizontal shear forces.

A FEM model including the complete span of 150 m was used to calculate the effects of the transverse bending moments and the effects of the distortion of the box section. This model was also useful to check all the transverse elements (inclined tensioned bars, transverse beams,



Figura 19. Jabalcones, nudos metálicos y forjados de ampliación

Figure 19. Inclined struts, steel connections and upper widened slab



FLEXIÓN TRANSVERSAL
CAMBIO SISTEMA RESISTENTE

Figura 20. Mecanismo resistente de la flexión transversal
Figure 20. Transverse bending moment resistance structural system

presión, las diagonales interiores recogen en tracción la carga vertical, y el forjado inferior trabaja a compresión (Fig. 20).

Adicionalmente, al pretensar las diagonales se consigue compensar totalmente los movimientos verticales de los balcones cuando sobre ellos actúa la sobrecarga máxima, transferir al alma central la componente vertical transmitida por los balcones, sin afectar prácticamente a las almas laterales que ya se encuentran muy solicitadas, reducir enormemente las flexiones de los travesaños metálicos que unen los nudos con el núcleo metálico, así como rebajar el rasante transversal que se produce en la unión del núcleo con el alma central cuando actúan cargas excentricas en el tablero. A cambio, se producen compresiones importantes en el forjado inferior, que obligan a disponer unas vigas transversales (Fig. 20), creciendo el forjado en las zonas de balcones, cuando el canto del forjado inferior es de 0,20 m.

Por otra parte, también debe controlarse la distorsión que se produce en el cajón al tensar las diagonales. Para ello, se disponen puntales inclinados en el interior del cajón en ciertas secciones (Fig. 21). Estos puntales restan eficacia a la transferencia de carga de las almas laterales a la central de nueva construcción, pero permiten limitar la excesiva distorsión que produciría el tensado de las diagonales en las secciones de menor canto.

Como ya se ha indicado, el forjado superior funciona como tirante del nuevo sistema resistente, y por ello se decide realizar un pretensado transversal formado por 10 cordones monotorón por balcon, anclados a cada lado del forjado ampliado, y que discurren por la zona superior de éste, y del forjado superior existente. (Para ello se realizaron unas rozas en el forjado original previamente al enfilado de los cordones). Este pretensado absorbe las tracciones que producen las cargas situadas en los voladizos y, además, mejora la resistencia a rasante de dicho forjado.

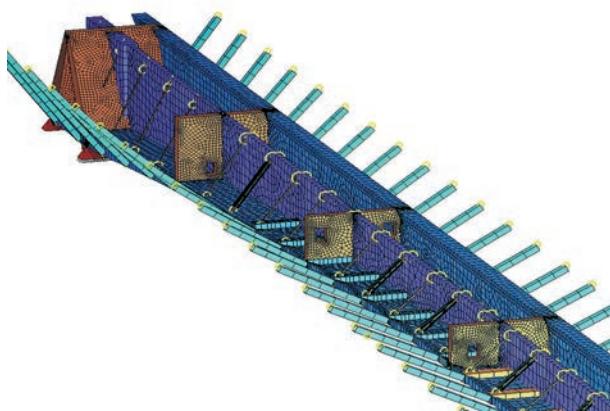
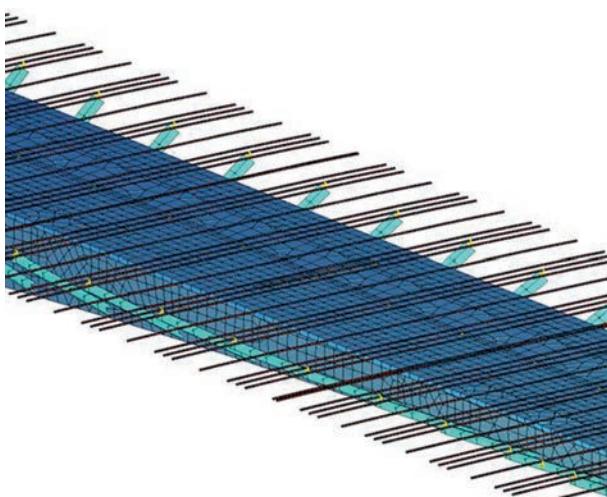
Para el cálculo de la flexión transversal, la distorsión en el cajón, desviadores, traviesas de pilas, esfuerzos en elementos transversales (diagonales, vigas transversales, puntales, balcones), así como para el estudio del reparto del cortante entre las 3 almas para distintas hipótesis de carga, se utilizó un modelo de elementos finitos que representaba un vano completo de 150 m e incluía las condiciones de empotramiento en pilas y de continuidad en vanos adyacentes, desviadores, pretensado transversal, y demás elementos resistentes de la ampliación (Figs. 22 y 23).

7.6. Traviesa de pila

Las traviesas de pila existentes en el viaducto original estaban formadas por dos pantallas macizas de hormigón armado conformando, junto con el forjado inferior, una célula triangular. Sobre las mismas se ha realizado un macizado de hormigón, para acoger los anclajes de las familias de pretensado exterior tipo ①, y los quiebros en planta y en alzado de ambas familias, a su paso por las pilas (Fig. 24).



Figura 21. Puntales, diagonales y desviador en centro de vano
Figure 21. Inclined internal supports and transverse wall in the centre of the span



Figuras 22 y 23. Modelo de elementos finitos. Cálculo transversal
Figures 22 and 23. FEM model for the calculations of transverse effects

inclined supports, steel struts) and for the detailed analysis of the distribution of the shear forces between the lateral webs and the central web. The model also includes the boundary conditions on the connections to the piers and the effect of transverse prestressing and the rest of the structural elements (Figs. 22 and 23).

7.6. Connection of the deck to the piers

The original connection of the deck to the piers was made using a "triangular cell" made of two inclined concrete walls and the lower slab of the box section of the deck. Some concrete elements have been built and connected to this triangular cell in order to place the anchors of the external type ② longitudinal tendons (Fig. 24).

Additionally, the reinforcement of the existing inclined walls has been reinforced because of two reasons: first, because of the increase of the unbalanced loads due to the increase of the dead load and of the live load when the platform is widened (mainly in the lateral piers P1 and P5 where unbalanced loads are greater); second, for adding new reinforcement because some reinforcement bars were cut when making the holes into the inclined concrete walls for the external longitudinal prestressing to go through.

Two different structural systems have been considered for calculating the reinforcing of the connection of the deck to the piers (Fig. 25): first, a strut and tie system to resist the unbalanced loads and second a torsion resistant system where some shear stresses are produced in the lateral and central webs. The results of a detailed FEM model proved that some 55% of the total unbalanced loads was resisted using the first structural system and the other 45% was resisted using the second structural system, as it has been usually supposed for some other structural elements [7],[8].

7.7. End transverse beam of the deck

The transverse beam at the end of the deck was a reinforced concrete element used for transferring the vertical loads from

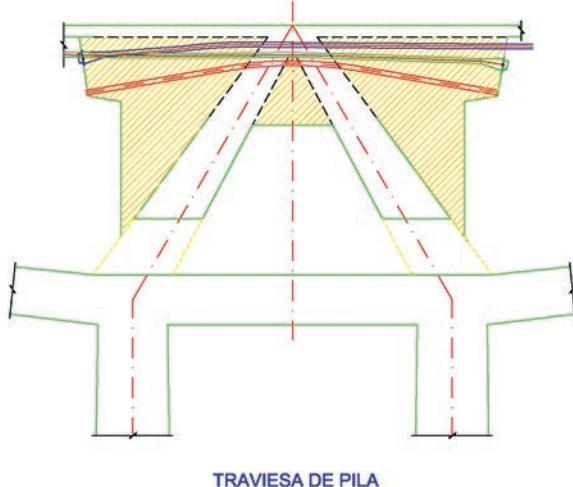


Figura 24. Macizado zona superior de la traviesa de pila
Figure 24. Concrete extension of the connection of the deck to the pier

the deck to the bearings. This transverse beam has been enlarged to 7.85 m wide. The new reinforced concrete has been connected to the existing concrete using small diameter bars connected with epoxy. In doing so the horizontal and vertical shear forces produced by the end anchor of the longitudinal prestressing type ② are correctly taken into account. The extension of the end transverse beam has also been connected to the lateral webs of the existing box section using some additional high strength prestressed bars. This steel bars are also used to connect the shock transmission devices to the deck and to resist the tension forces that are produced when the compression force of the external prestressing is transferred to the lateral and to the central webs.

8. THE CONSTRUCTION

In this and in the next paragraphs the main stages of the construction are presented, as well as their mutual interaction and the main equipment used for the construction:

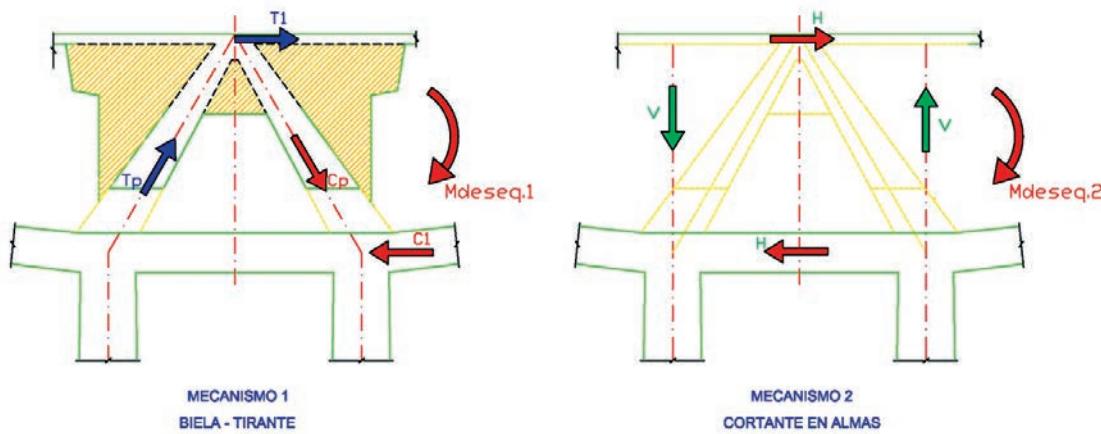


Figura 25. Doble mecanismo resistente de la traviesa de pila
Figure 25. Two different structural system of the connection of the deck to the piers

Adicionalmente, se ha reforzado la armadura de las pantallas originales de la célula triangular por un doble motivo: por un lado, por el incremento de esfuerzos de desequilibrio en pila, al aumentar el ancho de la calzada y por tanto el peso propio y la sobrecarga (sobre todo en las pilas extremas 1 y 5, donde el desequilibrio es mayor), y por otro, para suplementar la armadura cortada al realizar los taladros necesarios para el paso de las familias de pretensado exterior.

Para el cálculo de la armadura a suplementar se ha supuesto un doble mecanismo resistente en la traviesa (Fig. 25): por un lado, un sistema biela-tirante en la célula triangular que recoge el momento de desequilibrio, y por otro un mecanismo de torsión, que provoca la aparición de cortantes en las almas laterales y central. A partir del modelo de elementos finitos, por integración de las tensiones resultantes para una carga uniforme, se dedujo que un 55%, aproximadamente, de la carga se resistía por el primer mecanismo y un 45% por el segundo, que es un reparto usual para este tipo de elementos estructurales [7],[8].

7.7. Traviesa de estribo

La traviesa de estribo del puente existente era una viga transversal de hormigón armado que recogía las cargas de los apoyos. Esta traviesa se ha reforzado macizándola hasta alcanzar 7,85 m de ancho. El nuevo hormigón ha sido cosido a todas las paredes del hormigón existente mediante armaduras de pequeño diámetro recibidas en el hormigón existente con resina. Así se ha asegurado el correcto funcionamiento a cortante y a rasante, tanto vertical como horizontal que produce el anclaje extremo del nuevo pretensado exterior dispuesto. En esta traviesa se dejó un hueco para albergar los anclajes del pretensado exterior de la familia tipo ②. El macizado se ha cosido a las almas laterales mediante barras pretensadas transversales horizontales adicionales a la armadura pasiva de cosido ya referida. Estas barras

pretensadas cumplen la doble misión de sujetar la placa de anclaje de los transmisores de carga y absorber la tracción que se transmitiría si éstos se pusieran en funcionamiento, y de recoger el tirante de tracción que se forma cuando la compresión del pretensado exterior se abre hacia las almas laterales y central.

8. PROCESO CONSTRUCTIVO

Se describen a continuación las actividades más significativas desarrolladas durante el proceso constructivo, su mutua interrelación y los medios auxiliares principales: tres carros de avance (algunos de ellos duplicados para mejorar el rendimiento) diseñados y fabricados de forma específica para acometer las obras de ampliación del Viaducto de San Pedro (Fig. 26).

Se decidió ejecutar las distintas actuaciones de refuerzo del tablero simultáneamente, comenzando por el vano 6. De esta forma, acabada una determinada actividad en un vano, se comenzaba en el vano siguiente, mientras que en el vano anterior se iban ejecutando las operaciones siguientes. Resultaba así un proceso constructivo complejo, estricto y evolutivo en el espacio y en el tiempo, ya que, durante la mayor parte de la obra, el viaducto albergaba simultáneamente muchas de las operaciones previstas, en distintos vanos, y en el interior y el exterior del mismo. Esta decisión fue determinante a la hora de reducir los plazos de ejecución de forma significativa. Se debe resaltar también como uno de los condicionantes principales (incluso como una fase más dentro del programa de trabajos) el mantenimiento del tráfico sobre la estructura, interrumpido sólo de forma temporal en maniobras especiales, tales como el montaje y desmontaje de los carros (Fig. 27).

Las obras comenzaron en agosto de 2007, realizando una serie de operaciones previas, tales como la iluminación del interior del cajón existente, protección de



Figura 26. Vista aérea con 5 carros en el puente: carro n°1 (más lejano), 2 carros n°2 (por debajo del tablero) y 2 carros n°3 (que realizan el nuevo forjado)

Figure 26. Aerial view when 5 movable scaffoldings were operating: scaffolding n.1 (the closest one), 2 scaffoldings n. 2 (under the deck) and 2 scaffoldings n. 3 (making the new uppeer slab)

three different types of movable scaffoldings (some of them duplicated in order to improve the efficiency) specifically designed and fabricated were used for the widening of the Bridge of San Pedro de la Ribera (Fig. 26).

It was decided to perform simultaneously some different tasks, starting from span n. 6. In doing so, when the first task was finished in span n. 6, the next activity started in span n. 6 and the first one was repeated in span n. 5, and so on. The result was a very complex, rigid and evolutional -in time and in space- process of construction; there were different concurrent tasks at the same time almost always, both in

the inside of the deck and in the outside of the deck and on different spans of the bridge. Actually, this was an essential decision for reducing the total work schedule. It must be considered that one of the main requirements of the works was not interrupting the traffic while working (sometimes a traffic detour was unavoidable), except when some special tasks such as the assembly and disassembly of the movable scaffoldings (Fig. 27), were being made.

The Works started on August 2007, with preliminary Works such as lighting the inside of the deck, protecting the road that is just under span n. 4 and mounting the

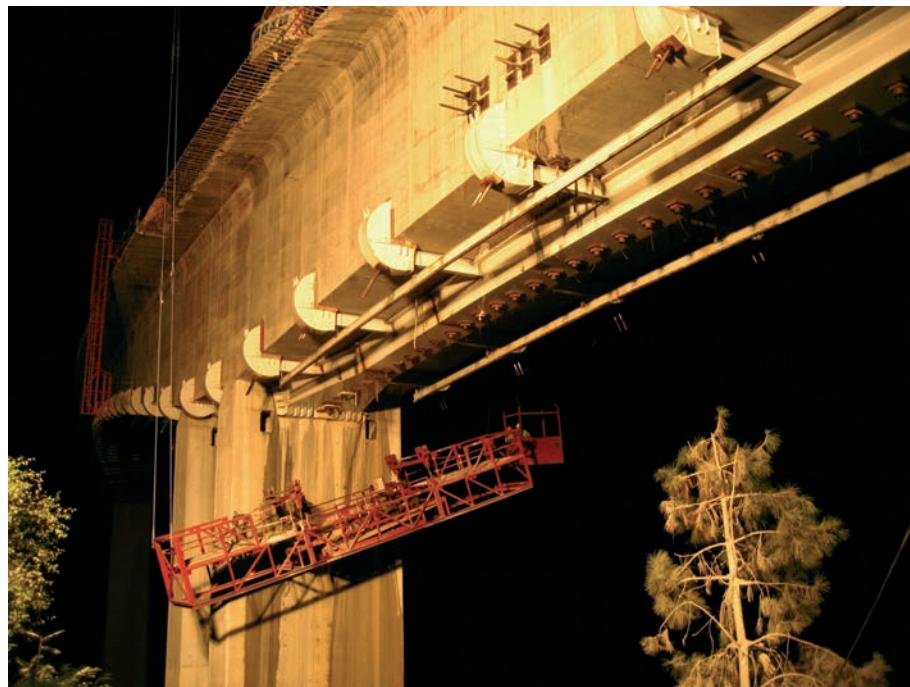


Figura 27. Montaje del carro n°2 durante la noche
Figure 27. Assembly of scaffolding n. 2 during the night



Figura 28. Vista general del estribo una vez reforzado
Figure 28. General view of the abutment once it was reinforced

la carretera que discurre bajo el vano 4 con una estructura porticada y colocación de pórticos pregálibo, para evitar el paso de vehículos que pusieran en peligro los carros que posteriormente se instalarían.

La primera actuación de refuerzo llevada a cabo fue el tratamiento del terreno en una esquina de la zapata de la pila P5, mediante inyecciones desde el exterior. En los estribos, se sustituyeron los apoyos "pot" originales por unos de mayor capacidad de carga, mediante la elevación del tablero con unos gatos planos. Para aumentar la armadura de refuerzo de apoyo bajo los mismos, se taladró el muro de frente de lado a lado del estribo, introduciendo 3 barras de acero de alta resistencia que posteriormente se tesarón. Se demolieron las orejetas existentes (mediante picado con robot de baja frecuencia), y se procedió a la ampliación del muro de frente del estribo, a la ejecución de los contrafuertes para sujeción de los transmisores de impacto y a su cosido con barras de pretensado, tanto verticales, por el interior del mismo, como horizontales, en su base, penetrando en la zapata existente (Fig. 28). Estas actuaciones fueron independientes del resto de la ampliación del viaducto. El tiempo empleado para cada estribo fue de 2 meses aproximadamente.

Las siguientes operaciones que se realizaron tuvieron lugar en la losa superior del cajón, ejecutadas en tramos debido a que se mantuvo el tráfico durante las obras. Se procedió a fresar el pavimento existente, a la retirada de los pretilles e impostas originales (sustituyéndolos de forma provisional por barreras New Jersey ancladas al tablero), y a la ejecución mediante hidrodemolición de rozas transversales (con una profundidad de unos 5 cm) para la colocación del pretensado transversal (Fig. 29). También se acometió en esta fase el refuerzo de la armadura de

la losa superior, mediante barras de acero pasivo y pletinas de acero estructural adheridas con resina al hormigón. Finalmente se efectuó un recrcido de 3 cm de la losa superior con mortero de baja retracción y microhormigón reforzado con fibra (sirviendo como capa de rodadura durante el desarrollo de los trabajos de ampliación).

Simultáneamente a las operaciones en la losa, se comenzó la construcción del alma central en el interior del cajón. Esta actividad, junto con el tesado de los cables del pretensado exterior y de las barras diagonales, condicionó fuertemente el ritmo de los trabajos. Se comenzó con la perforación de taladros en el forjado superior e inferior del cajón existente, para el paso de las barras verticales pretensadas de Ø 50 mm (cada 0,80 m aproximadamente) y cercos de armadura pasiva Ø 25 mm, que quedaban en espera del núcleo inferior. También se perforó el forjado inferior en zonas próximas a las almas laterales, para el paso de las 4 barras diagonales, dos por cada lado del cajón. Las perforaciones se realizaron con corte a rotación mediante corona de diamante refrigerada con agua y se desarrollaron en paralelo con los trabajos de refuerzo de la losa superior. Una vez colocadas las vainas de las barras de pretensado verticales, se procedió al ferrallado y hormigonado con microhormigón autocompactante (Fig. 30). Fue necesario preparar la conexión de las juntas a rasante entre hormigones viejos y nuevos, mediante abujardado y cepillado de las superficies de contacto.

En el exterior de la losa superior se ejecutó el tacón de anclaje superior de las barras de pretensado, tanto verticales como diagonales (Fig. 17), y que quedaría embebido posteriormente en la sección de la barrera rígida final que se dispuso en la mediana del viaduc-

"gauge gateways" in order to prevent vehicles with excessive height from using the bridge to avoid damaging the mentioned movable scaffoldings.

The first task was the reinforcing of the terrain of one of the corners under the foundation of the pier P5, using grouting. The existing pot bearings of the abutments were changed and new bearings, having a higher load capacity than the existing ones, were installed pushing up the deck using hydraulic flat jacks. It was also necessary to increase the local reinforcement needed to resist the concentrated loads of the bearings; to do so some horizontal drillings were made on the sides of the front wall and 3 high strength steel bars were installed. The existing wing walls were demolished, the front wall was extended, the buttress for connecting the shock transmission devices were built and connected to the front wall and to the existing foundation slab using vertical and horizontal prestressed steel bars (Fig. 28). These tasks were made independently from the other tasks made to the deck, The execution time of the extension of the abutments was nearly 2 months for each abutment.

The following tasks concerned the upper slab; different works were made on different sections of the deck to avoid traffic disruption. The existing surfacing was demolished, the existing guardrails were eliminated (rigid concrete temporary barriers connected to the deck were installed) and some "slashes" (5 cm deep) on the upper side of the upper slab were made using "hydro demolition technique" to allow for the location of the transverse prestressing (Fig. 29). The reinforcing of the reinforcement of the upper slab was also completed; some steel corrugated bars and some steel plates were stuck to the concrete of the upper slab using epoxi. Finally, a 3 cm thick top layer was added to the upper side of the upper slab; this layer was made of low shrinkage mortar and concrete made with micro aggregates reinforced with plastic



Figura 29. Disposición de monotorones en forjado superior
Figure 29. Distribution of the strands of the prestressing of the upper slab

fibres (this layer was the surfacing of the deck during construction).

While some works were being completed on the upper slab, the construction of the new central web was initiated. This task and the prestressing of the external prestressing and of the inclined tensioned steel bars were relevant when considering the total work time. First, the holes were made on the upper and lower slabs for the vertical high strength steel vertical bars ($\varnothing 50$ mm each 0.80 m, approximately) and for the $\varnothing 25$ mm stirrups. Some holes were also made in the lower slab close to the webs thus the 4 inclined tensioned steel bars, two on each side of the box section, could be correctly installed. Once the ducts of the prestressing tendons were placed, the reinforcement was installed and the self compacting concrete made with micro aggregates was poured (Fig. 30) All the surfaces where there was to be a connection between the existing and the new concrete were adequately prepared.

A cubic piece of concrete was built in the middle of the outer part of the upper slab in order to place the anchor of the prestressed steel bars,



Figura 30. Ferrallado anterior al hormigonado del alma central
Figure 30. Installing the reinforcement, before the central web was poured.



Figura 31. Pretensado longitudinal, diagonales y puntales
Figure 31. General view of the external longitudinal prestressing, inclined tensioned bars and inclined supports

to. Así, se procedió ya al enfilado de las barras pretensadas verticales y diagonales, protegidas por vainas, que posteriormente se inyectarían (Fig. 31). Los rendimientos alcanzados fueron de un mes para el alma central de cada vano de 150 m.

Para la ejecución de la estructura metálica (núcleo inferior, travesaños y nudos), se procedió al montaje del carro n°1 (Fig. 32), una vez ejecutada el alma central de un vano y parte del siguiente para permitir el desvío del tráfico por la zona central de la plataforma superior. El carro n°1 era una estructura metálica de 68 toneladas de peso, altura total de 23 m, y que avanzaba, mediante accionamientos hidráulicos, por una viga carrilera con la suficiente rigidez para repartir adecuadamente la carga. El carro disponía de una plataforma de trabajo de unos 12 × 12 m con movimiento vertical para adaptarse al canto variable del tablero y de un mecanismo de apertura para el paso de las pantallas de pilas. Fue necesario colocar una segunda plataforma para el montaje del núcleo inferior entre pantallas de pila, más ancho en esta zona.

Se colocaron y soldaron, mediante sucesivos avances del carro (Fig. 33), piezas de 5 m de longitud y unos 8.000 kg de peso, con la armadura pasiva ya dispuesta. La estructura del núcleo inferior se diseñó a medida del puente existente, de forma que cada pieza se ajustaba a la curvatura real de la losa inferior del viaducto.

Además, debido al canto variable del tablero, cada barra diagonal acometía el nudo con diferente inclina-



Figura 32. Carro n°1
Figure 32. Movable scaffolding n. 1

ción, siendo, por tanto, variables los taladros a realizar en el nudo, así como las cuñas de tesado de las barras, resultando por tanto cada pieza de distinta geometría a las demás.

Una vez colocado cierto tramo de núcleo, se procedía a su hormigonado con hormigón autocompactante, por medio de taladros realizados en la losa inferior, conduciendo el hormigón por tubo cerrado desde el exterior y a través de las perforaciones realizadas para las barras diagonales. Las piezas se sujetaban mediante un primer apriete de las barras verticales, a la espera del tesado definitivo de dichas barras y las diagonales, utilizando para ello el carro n° 2. El ritmo de montaje alcanzado fue de 10 piezas a la semana, equi-

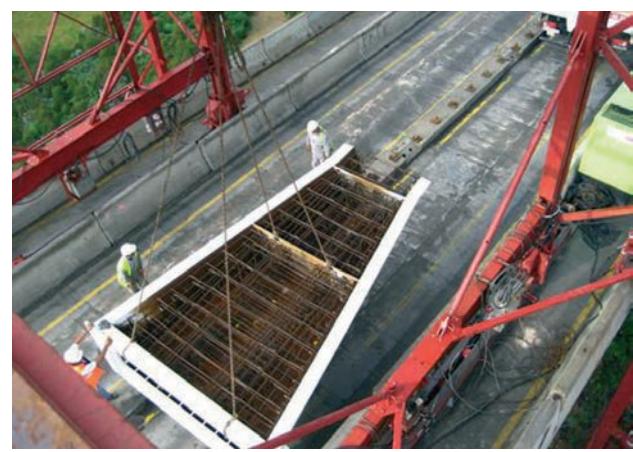


Figura 33. Colocación de un tramo de núcleo
Figure 33. Assembly of a section of the composite box section

both vertical and inclined (Fig. 19); this piece would be, in the future, integrated into the central concrete barrier. The vertical bars and the inclined bars were connected into a steel duct adequately grouted with mortar (Fig. 31). Each month, 150 m of the central web were built.

The movable scaffolding n. 1 (Fig. 32) was used for assembling on site the steel structure (lower composite box section, transverse beams and steel pieces located on the corners of the existing box section) once the web of a complete span and part of the adjacent span was made. Thus the traffic was not disrupted. The movable scaffolding n. 1 weighted 68 tons and its height was 23 m; some hydraulic jacks and a rail beam were placed to allow the moving of the scaffolding. The movable scaffolding had a platform that was 12 × 12 m and could be moved up and down to accommodate the variable depth of the deck and to be moved through the piers. It was also necessary to place another platform just under the connection of the deck to the piers.

Steel sections 8.000 kg in weight and 5 m long, approximately, were proposed. The lower composite box section was designed in detail because it was necessary to adapt the geometry of the new steel structure to the exact geometry of the existing concrete deck.

Also, every steel piece located on the lower corner of the existing box section was different from each other, because the inclination of the holes for the tensioned inclined steel bars were different due to the varying depth of the deck.

Once the steel part of a section of the composite box section was placed on its correct position, the self compacting concrete was poured from the upper slab using the holes made for the inclined tensioned bars and some other holes made on the lower slab. The steel pieces were temporary hanged to the deck with vertical steel bars that were prestressed using the movable scaffolding n. 2. The average speed of assembly was 10 pieces each week, equivalent to 1.25 spans per month (200 m/month, approximately).

There were also some auxiliary tasks such as preparing the outer side of the lower slab of the deck or reinforcing the said lower slab using steel plates stick to the concrete with epoxi.

At the same time, the inclined steel supports were placed inside the box section of the deck (Fig. 31), the transverse beams of the lower slab and the reinforcing of the transverse walls of the deck were made.

Additionally, the transverse concrete beams over the connection of the abutments and piers were made using a "low heat of hydration" cement. Previously, the holes of the transverse beam of the triangular cell of the connection to the piers had been widened, since they had been reduced when the central web was built. Also, 9 drillings on each mentioned triangular cell were made to allow the external longitudinal prestressing to go through the triangular cells. Due to this drillings and to the existence of the mentioned widened hole the resistance of the triangular

cell (mainly on piers P1 and P5) had to be reinforced using Ø32 mm steel bars on both inclined walls.

The ducts of the external longitudinal prestressing were placed in position before the vertical and the inclined steel bars were prestressed. These ducts were divided in sections 12 m long that were joined using special joints. Once the longitudinal ducts of the prestressing were assembled, the possible intersections with the inclined tensioned steel bars and steel supports were analysed. So, some slight variations were made in order to minimize the said intersections. Anyway it was necessary to deal with some intersections, and so some special steel pieces were proposed; these pieces were similar to an open box section for the longitudinal tendons to cross over the inclined steel bars. To do so, the inclined steel tensioned bar was cut but connected to two lateral steel plates and then connected again to the other part of the inclined steel bar that had been cut (Fig. 35).

Once the movable scaffolding n. 1 had left the span, then the movable scaffolding n. 2 was assembled there (Fig. 36). This equipment was moved using a runaway beam connected to the steel structure of the deck. Four electric driving engines were used to move each scaffolding. As a result of the calculations of stability of the equipments, some buffer stops were placed to minimize the lateral torsional buckling of the beam. There were two movable scaffoldings n. 2; their weight was about 6.000 kg; they were assembled using two cranes placed on the deck. This movable scaffoldings n. 2 were used for prestressing the inclined and vertical steel bars and for inspecting the welding of the steel structure and for applying the corrosion protection painting of the steel structure.

The transverse walls of the deck were made once the inclined steel bars were tensioned, in order to avoid inducing any shear forces on the transverse wall and also to make effective the distortion of the deck.

The two types of external prestressing were tensioned once the transverse walls were finished but before the upper slab was widened. The first prestressing stage includes tensioning the 6 type ① tendons and 4 of the total 6 type ② tendons (on a second step, once the widening of the upper slab was finished, the last 2 type ② tendons were tensioned, so that the widened deck could have some compressions). The prestressing of the tendons was made using a "multistrand jack". In this operation some difficulties had to be considered, such as having this kind of equipment into the deck, or moving it all along the deck and lifting it to 7 m high.0

The demolition of the outer 1m edge of the existing transverse cantilever needed to make the connection with the extension of the upper slab was made once the prestressing was tensioned (Fig. 37). This task was independent of the others tasks, but always at the back of movable scaffolding n. 1 and once it was proven that the reduction of the compressed or tensioned part of the bending moment resistant section were not significant. A low frequency special equipment was used for demolishing the cantilever, avoiding rupture of the rebars and also picking up the



Figura 34. Ferrallado de desviadores
Figure 34. Reinforcing of the transversal walls of the deck

valente a 1,25 vanos por mes (200 m/mes, aproximadamente).

Operaciones anexas al montaje de los tramos del núcleo inferior fueron la preparación de superficies de contacto de hormigones en la zona inferior del forjado inferior, y el refuerzo transversal del mismo, mediante pletinas de acero estructural adheridas con resina.

Simultáneamente, en el interior del cajón se procedía a la colocación de los puntales formados por perfiles HEB (Fig. 31), se ejecutaban las vigas transversales de rigidización de la tabla inferior y se procedía al armado de los desviadores para el pretensado exterior que discurre por el interior del cajón (Fig. 34).

Por otro lado, se procedió a la realización de traviesas de pilas y estribos, hormigonando los macizados de las mismas con un hormigón cuyo cemento era de bajo calor de hidratación. Previamente, se habían ampliado los pasos de hombre situados en las células de las traviesas de pila, ya que al ejecutar el alma central, éstos quedaban demasiado pequeños para permitir el paso a través de ellos. También se realizaron en las mismas células los taladros para el paso del pretensado exterior, con un total de 9 taladros a cada lado del cajón. Debido a ambas operaciones, y a la situación estructural estricta en que se encontraban las células inclinadas de la traviesa de pila (sobre todo de las pilas extremas P1 y P5) fue obligado ejecutar una serie de tirantes de refuerzo, constituidos por armadura de Ø32 mm en las dos direcciones de los planos de las pantallas inclinadas.

Antes del tesado de las barras diagonales y verticales, se procedió a la colocación de vainas del pretensado exterior longitudinal, sobre unas camillas ejecutadas en el alma central, en tramos de 12 m, que posteriormente se empalmaban por termosoldadura o manguitos autosoldables. Con las vainas dispuestas, se estudiaron las posibles interferencias entre las vainas longitudinales, y las barras diagonales y puntales HEB que, o bien ya se producían, o bien se producirían al tesar el pretensado longitudinal. Para evitar dichas

interferencias, se varió ligeramente el trazado del pretensado en las zonas en que esto fuera posible. Para resolver el resto de las interferencias se diseñaron unos puentes metálicos, consistentes en unos cajones abiertos de acero, que permitían el cruce de los cables longitudinales con las barras diagonales en aquellas secciones en las que la complicada geometría de unos y otras hacía imposible evitar la interferencia. Para ello, se interrumpía la barra diagonal, y el puente daba la necesaria continuidad estructural al sistema de diagonales a través de las dos chapas de acero que formaban parte del mismo (Fig. 35).

Cuando el carro nº 1 ya había abandonado el vano correspondiente, se procedía al montaje de los carros nº 2 (Fig. 36). Este carro avanzaba colgado de unas vigas carrileras embulonadas a la estructura metálica previamente colocada. El movimiento de este carro se realizaba mediante cremallera, accionado por cuatro motores eléctricos. Por motivos de seguridad, se exigió la colocación de unos topes provisionales en los nudos, evitando así la flexión transversal de los travesaños y limitando el pandeo lateral de la viga carrilera. Se dispusieron dos unidades de carro nº 2, de unos 6.000 kg cada una, debiendo proceder al cambio de vano del carro mediante dos grúas situadas sobre el tablero, una vez rematados los trabajos. Desde este carro nº 2 se realizaban las operaciones de tesado de las barras verticales y diagonales, y también se acometieron labores de inspección de soldaduras y aplicación de la tercera capa de pintura de protección de la estructura metálica.

El hormigonado de los desviadores debía realizarse después del tesado de las barras diagonales, para no introducir rasantes innecesarios a los mismos y para que la distorsión del cajón fuese efectiva.

Antes de proceder a la ampliación del forjado superior, y una vez hormigonados los desviadores, se procedió al enfilado y tesado de la primera fase de los dos sistemas de pretensado exterior. Esta primera fase consiste en tesar los 6 tendones del pretensado exterior tipo j, y 4 de los 6 tendones del pretensado exterior tipo k (en la segunda fase, una vez terminada la ampliación del viaducto, se tesarían los otros 2 cables de pretensado tipo k restantes, con el fin de que el nuevo forjado ampliado recibiese compresiones longitudinales). El tesado de los cables se realizó con gato multifilar, con la complicación añadida de su desplazamiento e izado hasta 7 m de altura, en el interior del cajón, en la zona de anclaje de la traviesa de pila.

Finalizado el tesado de un vano y sus correspondientes pilas, se demolió un metro exterior de la losa superior existente para conectar con la nueva losa de la ampliación (Fig. 37). Esta actividad se realizó de forma independiente, aunque siempre por detrás del movimiento del carro nº 1, tras comprobar que la pérdida de sección en la cabeza de compresión y/o tracción no era significativa. Para ello se utilizó un



Figura 35. Puente especial para interferencias entre diagonales y pretensado exterior

Figure 35. Special steel piece to solve the intersection of the external prestressing tendons with the inclined tensioned bars



Figura 36. Vista de carro n°2

Figure 36. General view of movable scaffolding n. 2

debris into a 1 500 kg capacity special baskets. The average speed of this equipment was some 40 m per day.

Then, the movable scaffolding n. 3 was assembled (Fig. 38); this equipment was used for assembling the steel inclined struts and to place lightweight concrete in the extension of the existing transverse cantilevers of the upper slab of the deck. Each section of the new cantilevers was 6.5 m long (including the 1.0 m that have been previously demolished) and 5 m wide; the depth of the slab was variable.

Two movable scaffoldings n. 3 were used to increase the speed of construction; each equipment weighted about 60 tons and worked independently from each other, but never



Figura 37. Demolición del último metro de voladizo original

Figure 37. Demolishing of the edge of the existing transverse cantilever

being both of them on the same span at the same time. Thus, the second movable scaffolding started on span 3, from pier P2 to abutment E1, and the first one started from abutment E2 until reaching the span where the second one was placed (Fig. 39). The maximum operation speed was 70 m of new cantilevers each week.

Before the concrete was poured, the inclined steel struts were welded to the steel piece of the corner of the lower slab of the deck using some special hang platforms connected to the movable scaffolding and adapted to the variable depth of the deck. The formwork was placed in its correct position, the rebars were also placed and then the lightweight concrete was poured. Curing of the concrete was made

robot picador de baja frecuencia, evitando dañar la armadura y recogiendo el escombro mediante dos pequeños contenedores de unos 1.500 kg de capacidad anclados al borde del tablero. El avance de este sistema fue de unos 40 m de borde al día.

Seguidamente, se realizó el montaje del carro nº 3 (Fig. 38), que realizó la colocación de los jambones metálicos y el hormigonado con hormigón ligero de los voladizos de ampliación de la losa. Los vuelos que se hormigonaron tenían un longitud de 6,5 m (incluyendo el metro demolido previamente) y un ancho, en la dirección longitudinal del puente, de 5 m, siendo la sección variable en espesor.

Para mejorar el rendimiento y plazo de ejecución final, se decidió utilizar dos unidades de carro nº 3, con un peso de 60 toneladas cada uno, trabajando de manera independiente uno de otro, siempre que no coincidieran en el mismo vano por el elevado peso de los mismos. Así, el segundo carro empezó directamente en el vano 3 próximo a P2, llegando hasta el estribo E1, y el primer carro, desde E2 hasta empalmar con el comienzo del anterior (Fig. 39). El avance en las puntas de rendimiento llegó a ser de 70 m de nuevo forjado a la semana.

Previamente al hormigonado, se realizaba la soldadura de los jambones al nudo, desde unas plataformas colgantes de la bandeja del carro y que permitían adaptarse al canto variable del tablero. Una vez situado el encofrado y el nuevo jambón, y farrallado el nuevo tramo de ampliación, se procedía a su hormigonado con hormigón ligero. El curado del hormigón se realizó por medio de toldos anclados en el propio carro y utilizando cañones de aire caliente, con el fin de obtener resistencias iniciales altas y poder desencofrar y avanzar el carro cada día. Posteriormente se procedía al tesado e inyección de los monotorones del pretensa-

do transversal con la ayuda de carretillas elevadoras situadas sobre el tablero.

Una vez concluidos vanos enteros de nuevo forjado de ampliación, se podía proceder al tesado definitivo de los 2 cables restantes del pretensado longitudinal tipo ②.

Finalmente se ejecutaron los acabados correspondientes de ejecución de imposta con carros de hormigonado específicos, colocación de pretilés, ejecución de la barrera central tipo New Jersey (en estas actividades se alcanzaron ritmos de 70 m de barrera a la semana), instalación de las juntas de dilatación y extendido de capas del firme (Fig. 40).

Los días 29 y 30 de Marzo de 2009 se desarrolló la prueba de carga del viaducto (Fig. 41) utilizando para la misma un total de 32 camiones de 42,5 toneladas cada uno.

Las flechas resultantes en los distintos escalones de carga fueron muy similares a las previstas en proyecto. Concretamente, las flechas máximas en los vanos más solicitados fueron ligeramente inferiores a las previstas, y en los casos en que las superaban, las diferencias fueron inferiores a 5 mm. Los giros en pila resultantes en la prueba de carga fueron casi idénticos a los esperados en proyecto. Asimismo, se comprobó el correcto funcionamiento en transversal del viaducto, midiendo las flechas producidas por la flexión transversal local de los voladizos de ampliación, y las tensiones resultantes en los jambones que soportan a los anteriores, obteniendo resultados también muy próximos a los esperados en proyecto.

Finalmente, el 3 de abril de 2009, se abrió a la circulación el viaducto. Se debe reseñar, también, que las circunstancias meteorológicas tuvieron incidencia en la ejecución. Así, se registraron vientos de velocidad



Figura 38. Carro nº 3 y colocación de un nuevo jambón
Figure 38. Movable scaffolding n. 3 assembling a steel strut

using canopies and hot air equipments in order to reach a minimum strength in a short period of time and so, to allow the quick removal of formwork. Then the onestrand transverse prestressing was tensioned using a self moving equipment that was placed onto the deck.

The final tension of the last 32 tendons of type ② prestressing was made once the widening of each span was finished.

Finally, the finishing works such as building the edge beam, the central concrete barrier (nearly 70 m per week), the assembling of guardrails, placing the expansion joints and placing the pavement (Fig. 40), were made.

On March, the 29th and 30th 2009, the load test of the bridge was made (Fig. 41). A total of 32 lorries weighting 42.5 tons each one were used.

The measured deflections of the deck were very similar to those calculated. The maximum deflections were somehow smaller but the differences were under 5 mm. The rotations of the top of the piers were also very similar to the



Figura 39. Ejecución del último tramo de ampliación
Figure 39. Construction of the last section of the widened transverse cantilever

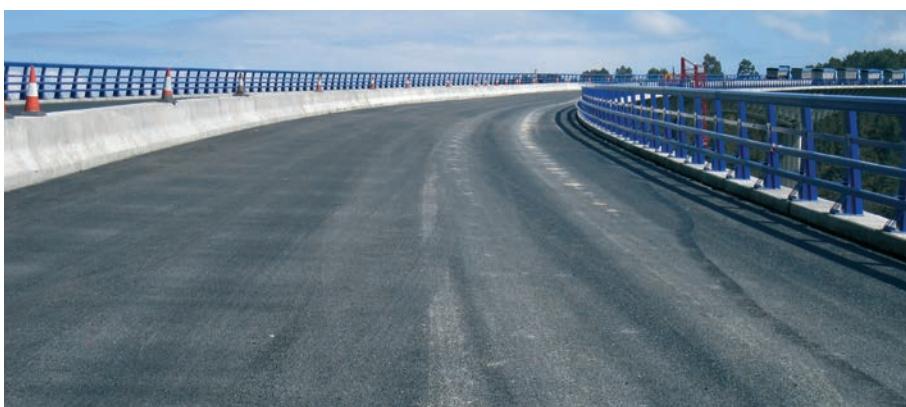
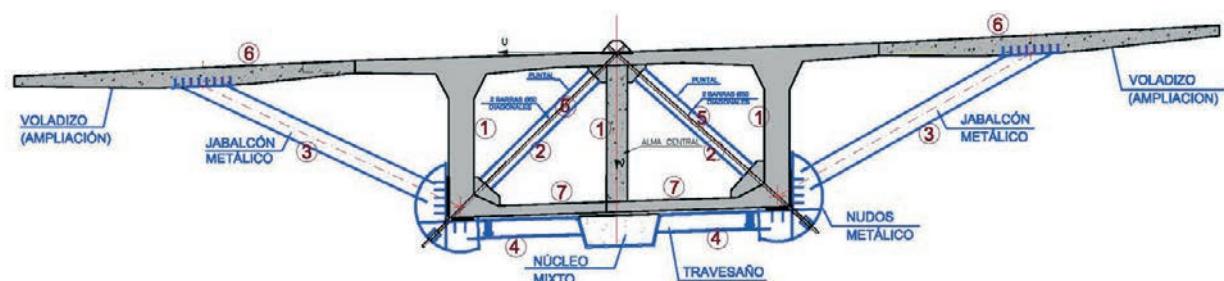


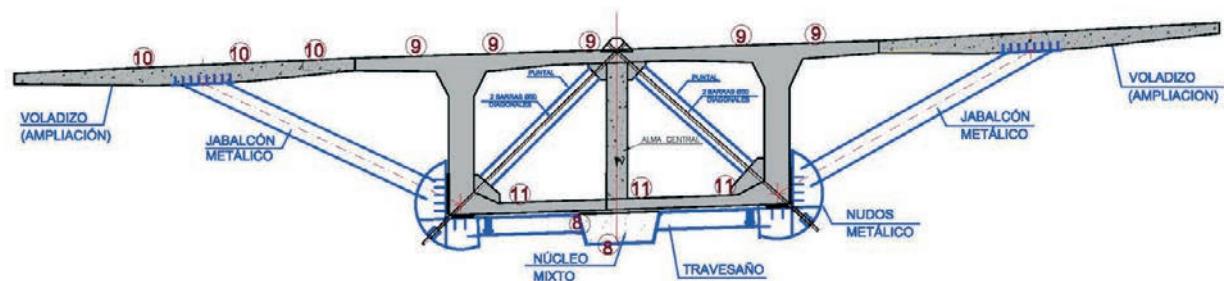
Figura 40. Realización de acabados: pretilles, barrera central y pavimentación
Figure 40. Finishing of the deck: guardrails, central barrier and surfacing



Figura 41. Realización de la prueba de carga
Figure 41. Load test of the bridge



INSTRUMENTACIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO



INSTRUMENTACIÓN LONGITUDINAL DEL TABLERO

Figura 42. Instrumentación dispuesta en el tablero (los números indican la designación de cada banda extensométrica)

Figure 42. Monitoring of the deck (the figures are related to the name of each strain gauge)

superior a 100 km/h y se tuvieron, en el invierno de 2008-2009, más de 62 días seguidos de lluvia. Con todo, el plazo de ejecución de la ampliación del Viaducto de San Pedro fue de 20 meses.

9. INSTRUMENTACIÓN

La ampliación del tablero y de los estribos del Viaducto de San Pedro de la Ribera fue un trabajo complejo en el que se dispusieron nuevos elementos sobre otros ya existentes. El reparto de las nuevas cargas entre los diferentes elementos (nuevos-existentes) no fue, en algunos casos, fácilmente deducible de un modelo de cálculo convencional. Por ello, se operó con unos efectos de las acciones que eran avalados por el cálculo pero que, por lo antedicho, tenían un cierto grado de incertidumbre. Acorde con lo expuesto, se consideró muy conveniente disponer una instrumentación que permitiese conocer, con cierta precisión, durante la ejecución de los trabajos los siguientes aspectos:

- Reparto de cargas verticales entre las tres almas.
- Cargas absorbidas por el núcleo mixto y los forjados en dirección longitudinal.
- Cargas resultantes sobre los puntales interiores y reparto entre los diferentes elementos de la triangulación transversal (travesaños, jambones, forjado superior, forjado inferior).

Para ello, se dispusieron bandas extensométricas en los anteriores elementos, en unas determinadas seccio-

nes del vano 5, con el fin de obtener las tensiones resultantes en los mismos (Fig. 42).

Por otra parte, se consideró conveniente conocer los efectos de las acciones sobre las pilas y su movimiento en cabeza, durante las fases del proceso constructivo, por lo que se dispusieron clinómetros en la coronación de todas las pilas. Debe decirse que los resultados obtenidos de los mismos sirvieron para corroborar el adecuado modelo de cálculo utilizado para el viaducto, como puede observarse en el siguiente gráfico, obtenido durante la prueba de carga (Fig. 43).

Por último, se realizaron medidas de vientos (dirección y velocidad) y de temperaturas (ambiente y dentro del cajón) para poder correlacionar algún eventual episodio con las circunstancias climatológicas.

Así, en total se dispuso la siguiente instrumentación:

- Para el control del tablero: 89 bandas extensométricas
- Para el control de pilas: 6 clinómetros
- Para el control climatológico: 1 anemómetro, 1 veleta y 14 sondas de temperatura

Los distintos canales realizaron mediciones de forma continua durante todo el proceso constructivo, registrando los valores en bases de datos y gráficos evolutivos, que pudieron ser consultados en remoto y en tiempo real desde cualquier ordenador conectado al sistema de adquisición de datos.

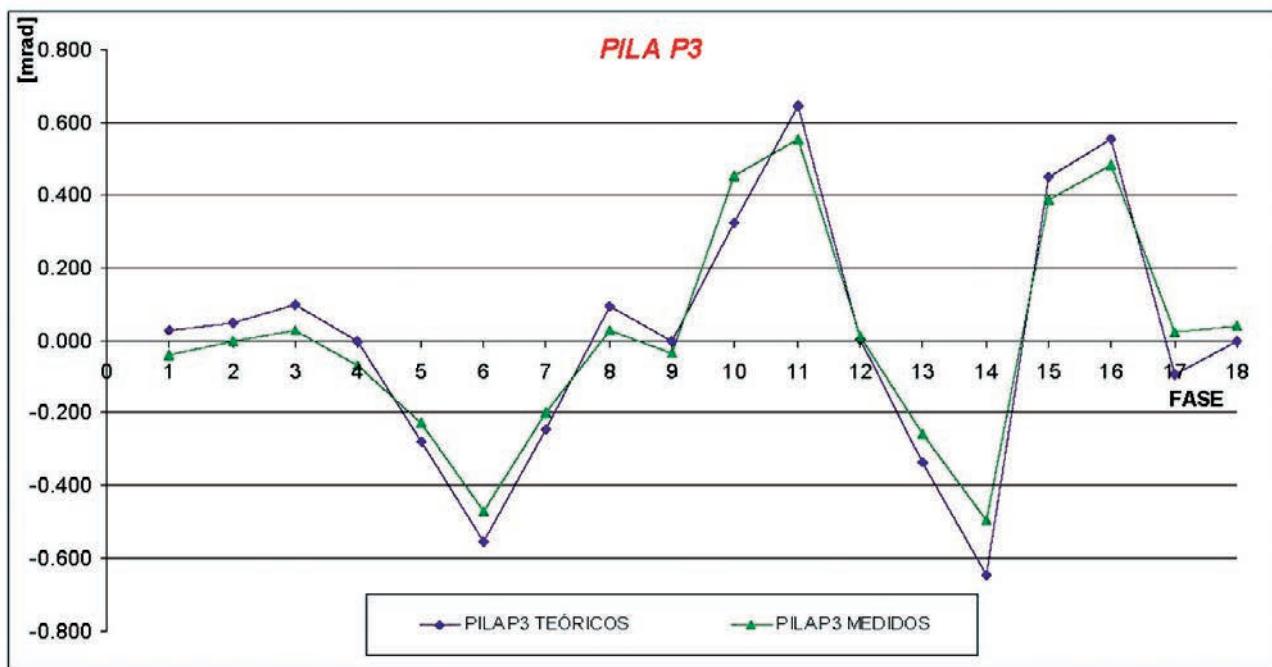


Figura 43. Giros medidos y calculados en la pila P3 durante la prueba de carga
 Figure 43. Measured and calculated rotations of the top of the pier P3 on the load test

calculated. The transverse behaviour of the deck was also checked; the deflection of the edge of the transverse cantilevers and the stresses on the inclined steel struts were measured and compared to the calculated values.

Finally on April, the 3rd 2009 the widened bridge was open to traffic. It is also to be considered that adverse meteorological conditions happened during construction: the maximum measured wind speed was more than 100 km/h and there were more than 62 rainy days on the winter 2008-2009. Anyway, in the end the total construction time for widening the Bridge of San Pedro de la Ribera was 20 months.

9. MONITORING

The widening of the deck and of the abutments of the Bridge of San Pedro de la Ribera was a very complex work where new elements were connected to existing elements. The distribution of the new loads among all the elements (new ones – old ones) could not often be deduced from previous calculations. Thus, certain elements were designed using some results from the calculations but with some uncertainties. So, monitoring the bridge was considered in order to know with some accuracy the following:

- Distribution of the loads among the three webs.
- Loads transferred by the lower composite box section and by the upper and lower slabs.
- Loads transferred to the internal inclined supports and distribution of the loads among the different elements of

the transversal structural system (transverse beams, inclined steel struts, upper slab, lower slab)

In order to do so, some strain gauges were placed on the mentioned elements in certain sections of span n. 5 (Fig. 42).

Moreover, it was proposed placing clinometers on the top of the piers for estimating the loads transferred to the piers and the rotation of the top of the piers in some stages of the construction. The model used for the calculations was proven to be accurate enough using the results of the monitoring, as it can be deduced from the following figure, obtained from the load test of the bridge (Fig. 43).

Finally, some measurements concerning the wind load (direction and speed) and the temperatures (average temperature and inside the deck temperature) were made in order to relate some events with the existing meteorological conditions.

The monitoring detectors consisted of:

- 89 strain gauges to monitor the deck
- 6 clinometers to monitor the piers
- 1 anemometer, 1 weather vane and 14 temperature probes to monitor meteorological conditions

All the monitoring equipments were capable of “continuous measurements”, saving the results into a data base; it was also possible to remotely analyse the monitoring results.



Figura 44. Viaducto de San Pedro en servicio una vez ampliado
Figure 44. The Bridge of San Pedro de la Ribera once it has been widened

REFERENCIAS/REFERENCES

- [1] MINISTERIO DE FOMENTO (ESPAÑA). *IAP. Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1998. 80 p.
- [2] MINISTERIO DE FOMENTO (ESPAÑA). *EHE. Instrucción de hormigón estructural*. 2^a ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2000.
- [3] TORROJA J.A.. "Ampliación del puente de San Pedro de la Ribera". Mesa redonda *Proyecto, Construcción y Seguimiento de Puentes*, IV Congreso de ACHE. Valencia, Noviembre 2008.
- [4] SIMÓN-TALERO J.M., TORROJA J.A. y HERNÁNDEZ A. "Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera". Mesa redonda *Aspectos Constructivos y de Conservación*. ATC. Asociación Técnica de Carreteras. *Jornada Técnica sobre diseño y concepción de puentes de carretera: Estética, eficiencia e innovación*. Madrid, 20 de Mayo de 2009.
- [5] CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *EN1991 1-4:2005: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions*. Brussels: CEN, 2005.
- [6] TORROJA J.A., SIMÓN-TALERO J.M. and HERNÁNDEZ A. "Doubling the width of the platform of the San Pedro bridge Spain". *Proceedings of the FIB 3rd International Congress*. Washington. Lausanne: FIB – Federation International du béton, 2010.
- [7] MATHIVAT J. *Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint*. 2nd ed. Paris: Editions Eyrolles, 1979.
- [8] LEONHARDT F. *Prestressed concrete. Design and construction*. 2nd ed. Berlin: Wilhem Ernst & Sohn, 1961.

PRINCIPALES UNIDADES DE OBRA / MAIN QUANTITIES

Hormigón HA-35 (microhormigón) en alma central <i>Concrete C35 (with microaggregates) for the central web</i>	1.503 m ³
Hormigón HA-35 (autocompactante) en núcleo inferior <i>Concrete C35 (selfcompacting) for the lower composite box section</i>	913 m ³
Hormigón HA-30 en estribos <i>Concrete C30 for the abutments</i>	933 m ³
Hormigón ligero HL-35 en ampliación de losa superior <i>Lightweight concrete C35 for widening the upper slab</i>	3.026 m ³
Microhormigón de recrecio de la losa superior <i>Concrete made with microaggregates for increasing the depth of the upper slab</i>	365 m ³
Acero S-355 en perfiles y chapas <i>Structural steel S-355 (laminated profiles and plates)</i>	1.502.294 kg
Acero B-500 S <i>Reinforcing steel B-500 S</i>	937.092 kg
Acero activo Y1860 para pretensado longitudinal <i>Prestressing steel Y1860 (longitudinal external prestressing)</i>	273.543 kg
Acero activo Y1860 para pretensado transversal <i>Prestressing steel Y1860 (transverse prestressing)</i>	49.659 kg
Barras de pretensado de alta resistencia <i>High strength steel bars</i>	190.461 kg
Taladros en hormigón armado <i>Drillings on the concrete</i>	4.968 ud
Hidrodemolición de la losa superior <i>Demolition of the upper slab (hydrodemolition)</i>	383 m ³
Carro nº1 <i>Movable scaffolding n. 1</i>	68.000 kg
Carro nº2 (2 ud) <i>Movable scaffolding n. 2 (2 ud)</i>	6.000 kg (cada uno) <i>(each one)</i>
Carro nº3 (2 ud) <i>Movable scaffolding n. 3 (2 ud)</i>	60.000 kg (cada uno) <i>(each one)</i>

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / TECHNICAL DATA

- **Propiedad y Dirección de Obra / Owner and Direction of the Works:**

Ministerio de Fomento. Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias.

D. Jesús Villameriel Fernández (Ingeniero de Caminos)

- **Proyecto de Construcción del puente original / Detailed Design of the existing bridge**

D. Manuel Juliá Vilardell (Dr. Ingeniero de Caminos)

- **Proyecto de Ampliación y Asistencia Técnica durante la ejecución de la ampliación / Detailed Design and Technical Assistance During the Construction of the widening of the bridge:**

Torroja Ingeniería S.L.

D. José A. Torroja Cavanillas (Dr. Ingeniero de Caminos)

D. José M. Simón-Talero Muñoz (Ingeniero de Caminos)

D. Alejandro Hernández Gayo (Ingeniero de Caminos)

- **Empresa Constructora / Contractor:**

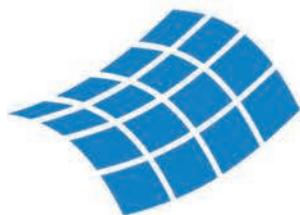
UTE Cudillero (Puentes y Calzadas, Infraestructuras, S.L.U.-Peninsular de Contratas, S.A.-Expromar, Obras y Proyectos, S.A.).

D. Arturo Bahamonde Gutiérrez (Ingeniero de Caminos)

D. Antonio Navarro Manso (Ingeniero de Caminos)

- **Control y Vigilancia durante la construcción / Supervision of the construction**

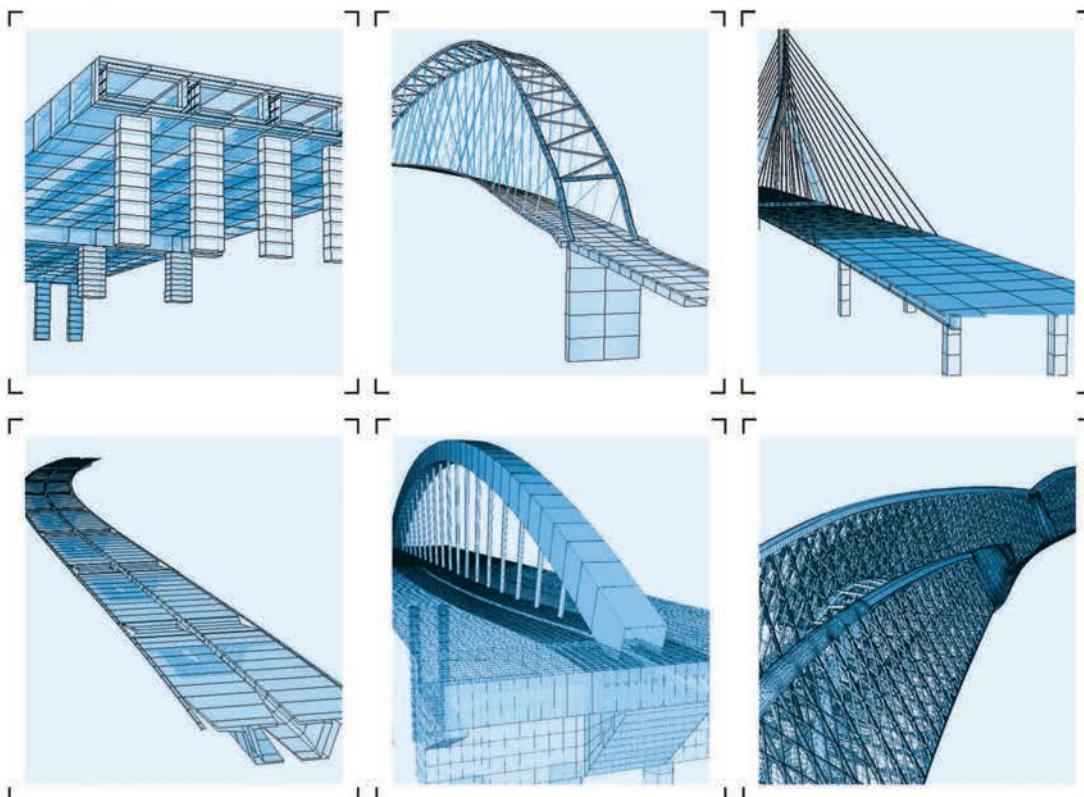
Aepo, S.A.



SOFiSTiK

FINITE ELEMENT SOFTWARE

Ingeniería civil – puentes:



- Introducción del modelo totalmente gráfica, y referida a los ejes del trazado
- CAbD – Asistente para el diseño de puentes (Computer Aided Bridge Design)
- Introducción paramétrica de secciones transversales
- Pretensado y postesado en 3D en vigas y losas
- Definición de fases constructivas, o modos de ejecución contractivos, para el análisis a lo largo del tiempo y la introducción de las acciones diferidas (avance en voladizos sucesivos, puentes empujados, etc ...)
- Cálculo de contraflecha y análisis de formas de elementos lámina y cables (también de forma iterativa)
- Librería con las cargas de los trenes de ferrocarril y carretera
- Líneas y áreas de influencia
- Distintos métodos de cálculo del sistema (iterativo, paralelo)
- Generación automática de combinaciones y envolventes según las distintas normativas (EHE, DIN-FB, OENorm, SIA, EC, BS, AASHTO, SNIP etc.)
- Cargas de trenes con interacción tren-estructura, análisis sísmico, análisis no lineal, análisis dinámico de los efectos del viento, interacción medio fluido-estructura (CFD)

Diseño de conexiones tablero-punto fijo

Designing deck-point of fixity connections

José Antonio Crespo Martínez⁽¹⁾, Domingo Lorenzo Esperante⁽²⁾ y José Ramón González de Cangas⁽²⁾

Recibido | *Received: 26-12-2009*
 Aceptado | *Accepted: 04-03-2011*

Resumen

En este artículo se describen las soluciones tipológicas adoptadas en diversos proyectos realizados en SILGA para el diseño de la conexión del tablero al punto fijo al que se transmiten fundamentalmente las acciones debidas al frenado y arranque y, en su caso, también el sismo. Se realizan reflexiones sobre su cálculo, dimensionamiento y diseño orientado a la durabilidad y el mantenimiento.

Palabras clave: punto fijo, anclaje, conexión, losa pretensada, vigas prefabricadas, sección cajón.

*Abstract**

This article describes different typologies used in SILGA for the design of the connection of the deck to the fixed point to where forces due to traction, braking, and occasionally earthquake are transmitted. Aspects about its analysis, dimensioning and durability and maintenance oriented design are also covered.

Keywords: fixed point, anchoring, connection, prestressed slab, precast beams, box girder.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 103 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA, S.L. (Madrid, España).

(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA, S.L. (Santander, España).

Persona de contacto / Corresponding author: j.a.crespo@silga.es

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los aspectos de diseño que más influye en la elección de tipología de la estructura de puentes de ferrocarril en general, es la necesidad de realizar comprobaciones específicas de las condiciones de sobretensión que se producen en los carriles al pasar de un medio continuo y fijo como son las plataformas sobre desmonte o terraplén, a un medio como es la estructura sometida a deformaciones horizontales debidas a efectos reológicos y temperatura, deformaciones verticales por su propia flexibilidad, y especialmente una respuesta elástica bajo cargas horizontales que puede tener una gran influencia en las cargas en los carriles.

El cálculo de las tensiones en los carriles se realiza por los procedimientos recogidos en la normativa vigente IAPF-10 [1] que se deriva de la europea EN-1991-2 [2]. Para cualquiera que haya realizado las comprobaciones se hace claro, por un lado, que con longitudes de dilatación superiores a unos 90 metros no es posible mantener en puentes de hormigón carril continuo sobre la estructura y hay que recurrir a disponer al menos un aparato de dilatación en vía. Otro aspecto igualmente importante es que la flexibilidad horizontal de la estructura debe restringirse al máximo. Esto es así porque una estructura muy flexible origina que las fuerzas de frenado y arranque sean absorbidas mayoritariamente por la vía, con el consiguiente riesgo de sobretensión.

Por esta razón, salvo en casos muy sencillos, es necesario conectar el tablero a un punto lo suficientemente rígido para limitar esa flexibilidad horizontal. La normativa limita la deformación de ese punto bajo arranque y frenado únicamente a 5 mm, lo que hace que la estructura diseñada para resistir las cargas horizontales, generalmente un estribo, sea normalmente un elemento relativamente voluminoso. A esto contribuye no sólo la necesidad de rigidez sino la cuantía de las fuerzas a las que está sometido, que son las citadas de frenado y arranque a las que hay que añadir las debidas al rozamiento de los apoyos deslizantes, las propias de la interacción vía-estructura, y el viento longitudinal. La situación se agrava en zonas sísmicas en donde es fácil alcanzar fuerzas sobre el elemento fijo de varias decenas de miles de kilonewtons.

Este artículo se va a centrar en la forma en que se materializa la conexión del tablero al punto fijo. La expe-

riencia de las consultoras españolas en este tipo de conexiones es muy amplia, pero los autores opinan que existen aspectos del cálculo, dimensionamiento, y especialmente de la forma en que se detalla la conexión, que no siempre se resuelven de manera satisfactoria bien porque no se consideran correctamente las acciones que actúan, bien porque no se comprueban todos los estados de carga posibles, o bien porque los detalles planteados pueden tener a medio plazo problemas de mantenimiento y conservación.

En los siguientes apartados se describen las tipologías más usuales tanto de tablero como de su conexión. Seguidamente se abordan los aspectos más significativos del cálculo y dimensionamiento. Finalmente se realizan reflexiones sobre algunos aspectos de la forma en que según los autores debería detallarse la conexión para evitar problemas futuros de comportamiento y eventual sustitución.

2. TIPOLOGÍAS

Existen diversas formas para resolver las conexiones entre el tablero y el punto fijo. La primera y más directa es a través de los propios apoyos, si bien por las limitaciones que impone la capacidad de éstos frente a cargas horizontales se suele recurrir como segunda opción a soluciones a través de anclajes con barras o cables pretensados. Un tercer grupo de conexiones lo constituyen los topes longitudinales diseñados con apoyos situados en planos verticales. Finalmente se analiza la alternativa de conexión a un punto fijo intermedio, materializado casi siempre a través de pilas tipo delta.

2.1. Conexiones a través de los propios apoyos

Aunque en relativo desuso en la actualidad, existen en España numerosas realizaciones de puentes para ferrocarril de Alta Velocidad realizados con vigas prefabricadas isostáticas. Este tipo de solución tiene el problema de la limitación que se impone a la deformación de las pilas durante el frenado. La ventaja es que, con la adecuada configuración, puede eliminarse la necesidad de realizar juntas en el carril, incluso para viaductos de gran longitud.

Con juntas de tablero sobre cada pila, es cada una de ellas la encargada de absorber las fuerzas horizonta-

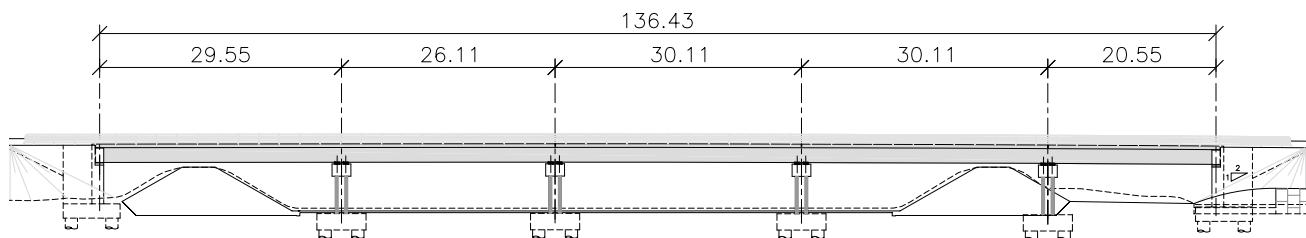


Figura 1. Puente de vigas isostáticas. Alzado

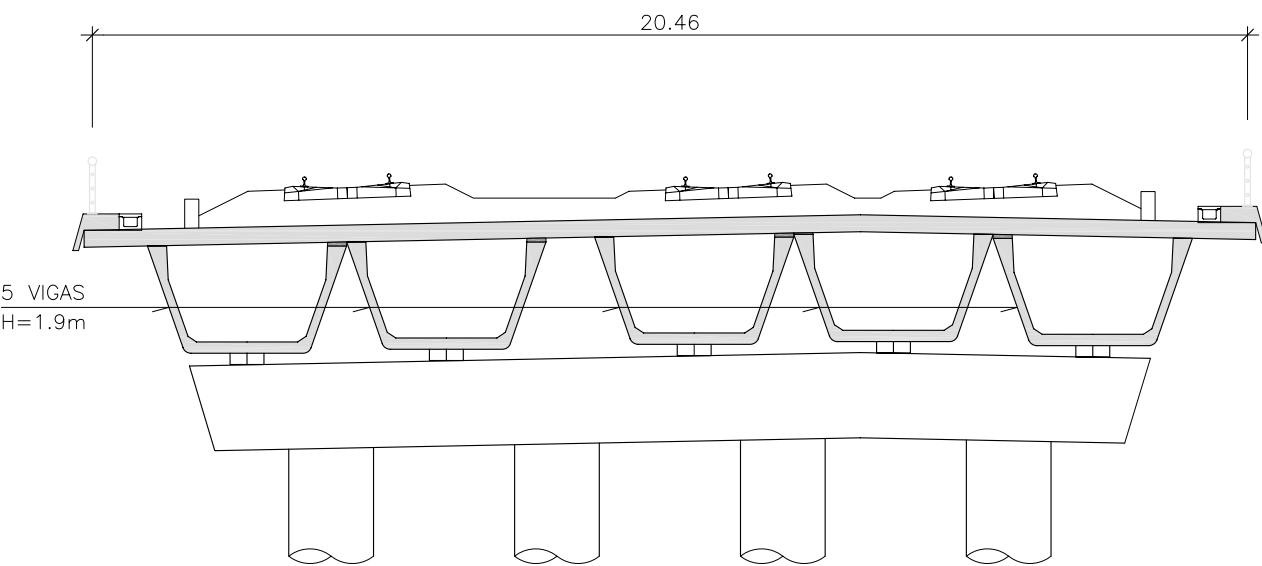


Figura 2. Puente de vigas isostáticas. Sección

les correspondientes al tramo de tablero fijado a las mismas. Sin embargo, durante el frenado el movimiento en cabeza se limita a únicamente 5 mm, por lo que la alternativa de vigas isostáticas suele estar restringida a estructuras con pilas de escasa altura. En las figuras 1 y 2 se incluye un ejemplo de puente de vigas isostáticas proyectado por Silga recientemente.

La configuración longitudinal en este caso era, empezando por el estribo 1, y denominando con "F" la línea de apoyos fija y como "M" la móvil, la siguiente: F - MF - MF - MF - MM - F. Es decir, que se asigna a cada estribo la carga horizontal longitudinal correspondiente a un vano. Lo mismo sucede con

todas las pilas menos una, que se descarga de cualquier función de punto fijo longitudinal.

La transmisión de la carga en estos casos suele ser a través de los propios apoyos. En este puente la carga horizontal durante el sismo es del orden de la carga vertical máxima por apoyo. Los apoyos se anclan a través de pernos de gran tamaño. Un punto importante a tener en cuenta es la transmisión local de las cargas en pilas y estribos en donde suele ser necesario realizar armados de bastante densidad.

Otro punto que es importante considerar en tablero isostáticos es que las holguras existentes en los apoyos tipo Pot fijos, pueden hacer que la respuesta

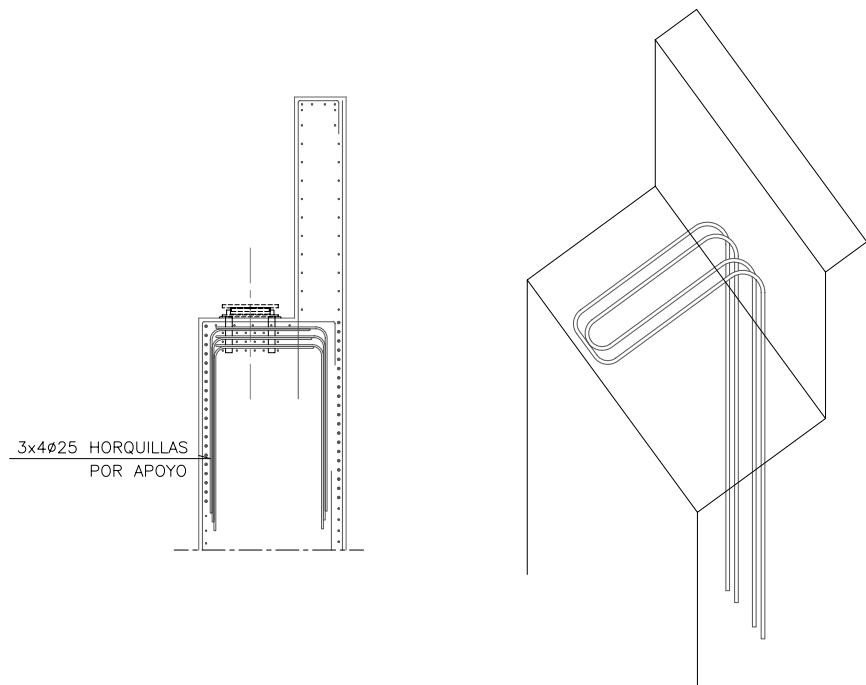


Figura 3. Armadura de transmisión local de la fuerza de un apoyo fijo

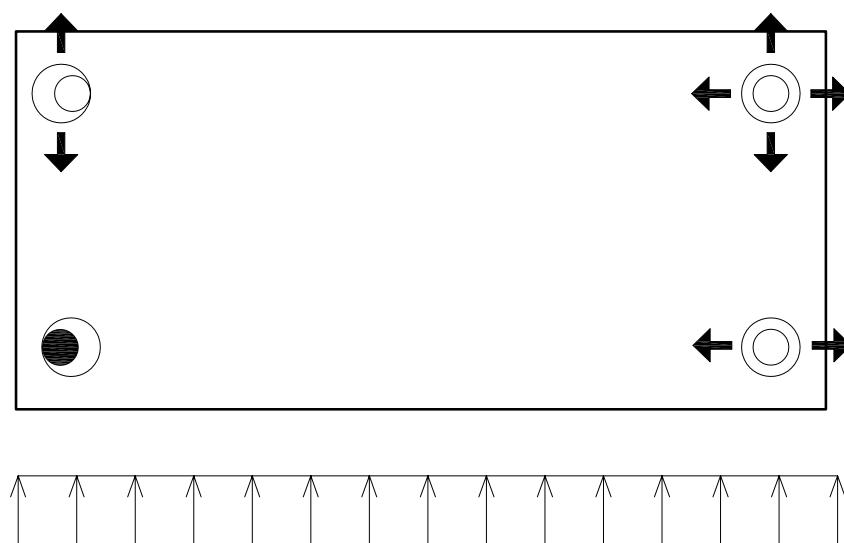


Figura 4. Problemática de holguras en tableros isostáticos

frente a cargas horizontales no sea la que se supone en un principio. Ese problema se describe en [3]. Como ejemplo incluimos la Figura 4.

Aquí se observa una configuración típica de apoyos en planta para los que se pretende que los dos de la línea de la izquierda absorban los esfuerzos longitudinales y los dos inferiores los transversales. Las holguras dibujadas pueden hacer que el comportamiento sea distinto. Se puede observar que en el tablero de la figura los esfuerzos transversales producen un par de fuerzas longitudinales en la línea de apoyo izquierda según la planta representada, en lugar de dos fuerzas transversales en los apoyos inferiores.

Las soluciones a este problema pasan por un lado por diseñar esquemas isostáticos frente a cargas horizontales, tal y como se apunta en la citada publicación [3]. Una alternativa menos recomendable, pero igualmente válida, es la de realizar el diseño de los apoyos frente a la carga horizontal teniendo en cuenta las posibilidades más desfavorables de configuración de las holguras. Aunque los tableros isostáticos de varios vanos están casi en desuso en la práctica actual, no sucede así con los isostáticos de un solo vano, por lo

que pensamos que este problema se sigue planteando hoy en día en numerosas ocasiones.

2.2. Conexiones a través de barras o cables

Mucho más habitual hoy en día es la realización de soluciones hiperestáticas para los viaductos con tablero de vigas prefabricadas, losa pretensada o sección cajón. En este caso, para cargas moderadas, la transmisión de la fuerza horizontal se realiza como en los vanos isostáticos a través de los propios apoyos. Cuando las cargas transversales son de mayor importancia, como en el caso de zonas con fuerte sismo, puede ser necesario recurrir a topes como los de la figura 5.

Un tema fundamental y al que no siempre se le dedica la suficiente atención es la forma en que los apoyos podrán ser sustituidos en el futuro. En la figura 6 se recoge una solución aplicada por los autores, y que se basa en el diseño del apoyo soldado a chapas extraíbles.

Longitudinalmente se diseña en general el anclaje a uno de los estribos. Por razones obvias conviene

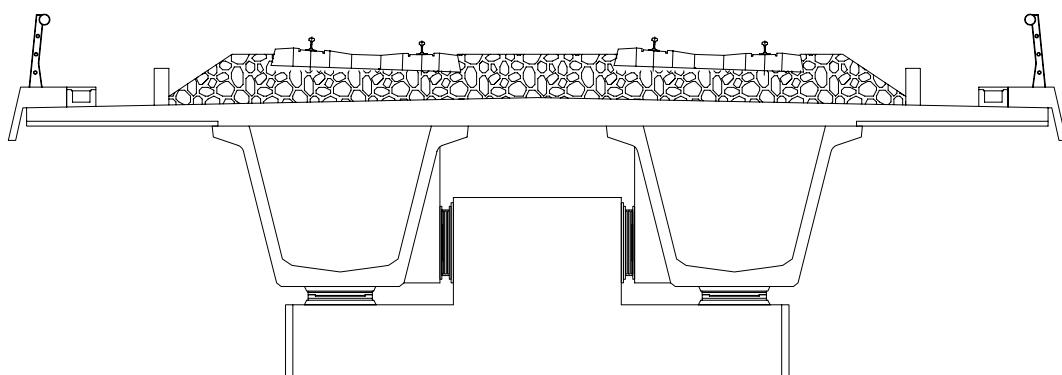


Figura 5. Tablero de vigas prefabricadas continuas

elegir el punto fijo en el estribo de menor altura y/o de mejores condiciones de cimentación.

El tablero rara vez se diseña empotrado en el estribo. Es mucho más habitual que exista una junta entre tablero y estribo, y que la conexión se realice a través de anclajes materializados por medio de barras o cables pretensados. La elección entre uno u otro dependerá general-

mente del nivel de cargas. Para tableros de mayor longitud o en zonas sísmicas la experiencia de los autores ha sido la de recurrir a anclajes por medio de cables, si bien ambas alternativas son admisibles.

En las figuras 7 y 8 se incluye una conexión típica entre vigas y estribo realizada por medio de barras pretensadas.

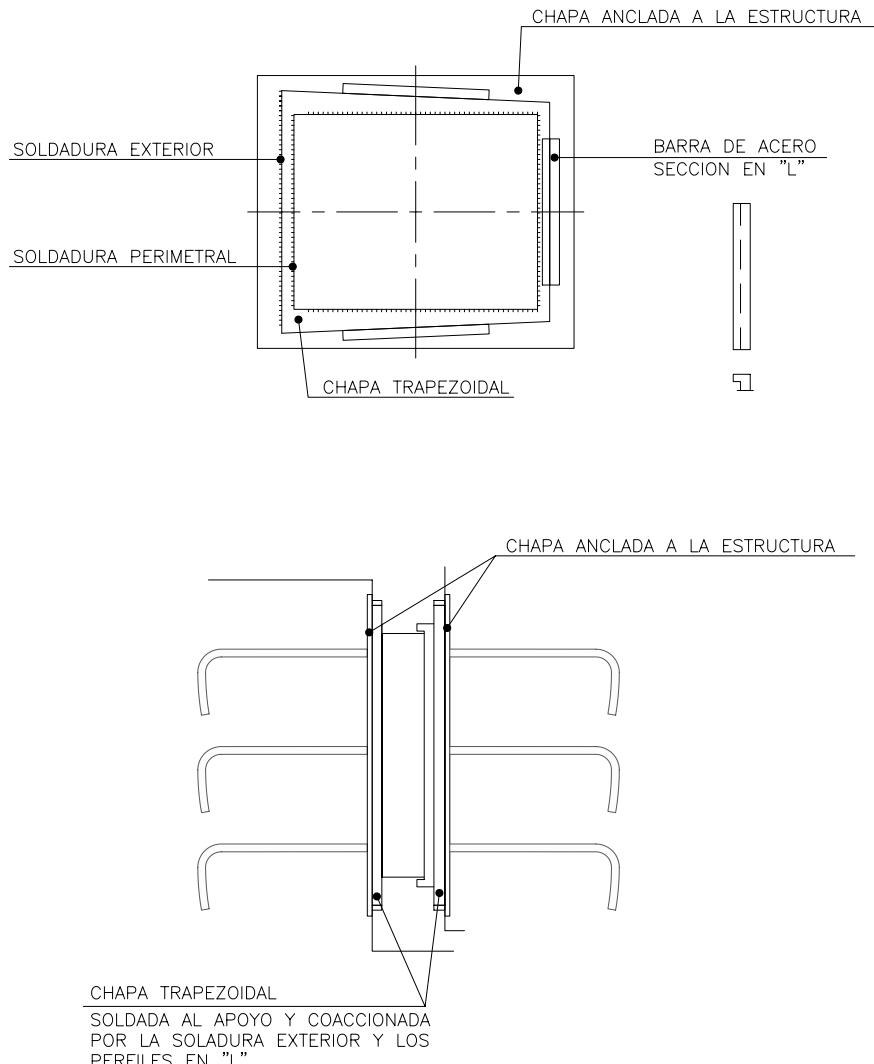


Figura 6. Apoyo lateral extraíble

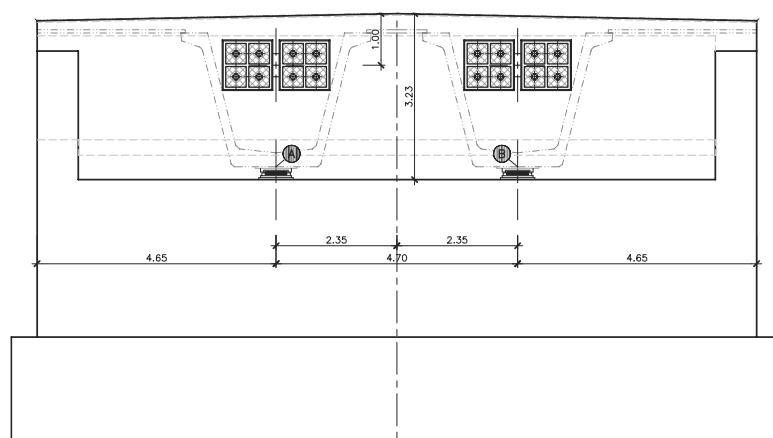


Figura 7. Estribo fijo de tablero de vigas prefabricadas continuas

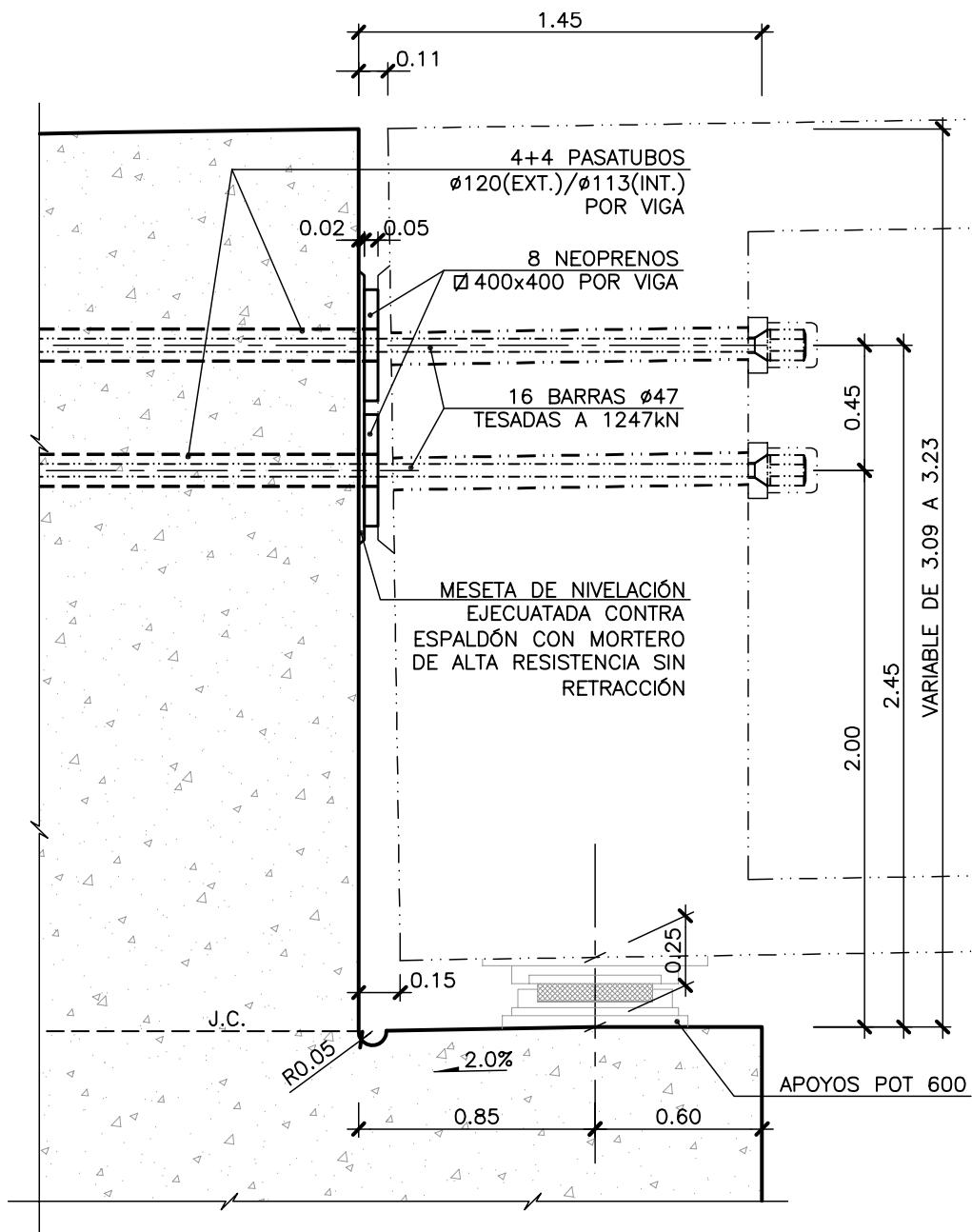


Figura 8. Estribo fijo de tablero de vigas prefabricadas continuas. Detalle de anclaje

Habitualmente se realiza la conexión coincidiendo, como se puede ver en la figura, con los ejes de las vigas. Por ello el anclaje del lado del tablero queda siempre en el interior de la viga, lo que le hace casi inaccesible una vez hormigonada la losa superior. Esto provoca un detalle no resuelto en la mayoría de las ocasiones según el cual es difícil la sustitución de los anclajes si hubiera necesidad en el futuro.

Para el caso de tableros con sección cajón de hormigón pretensado, el problema de la accesibilidad es mucho más sencillo de resolver. Aunque también es posible realizar los anclajes de los tableros de sección cajón por medio de barras, en nuestra experiencia hemos empleado más a menudo las soluciones por medio de cables, fundamentalmente por su mayor capacidad resistente. El mayor espacio disponible para el acceso en ambos extremos del anclaje facilita este tipo de pretensado en

comparación con las barras empleadas generalmente en los puentes de vigas. En la figura 9 se muestra un ejemplo de dicha conexión.

Aquí elegimos una solución en el que el anclaje se disponía a lo largo de un tabique central del estribo. La ventaja es doble. Por un lado se configura un sistema muy eficaz estructuralmente para la transmisión de las fuerzas horizontales. Por otro lado, el cable es de la suficiente longitud para que las pérdidas por penetración de cuñas sean más sencillas de controlar.

En la figura 10 se observa claramente el contrafuerte central descrito. También se puede ver la galería de acceso a los anclajes para su sustitución o retesado.

Siempre que sea posible, conviene disponer los anclajes en una zona concentrada alrededor del

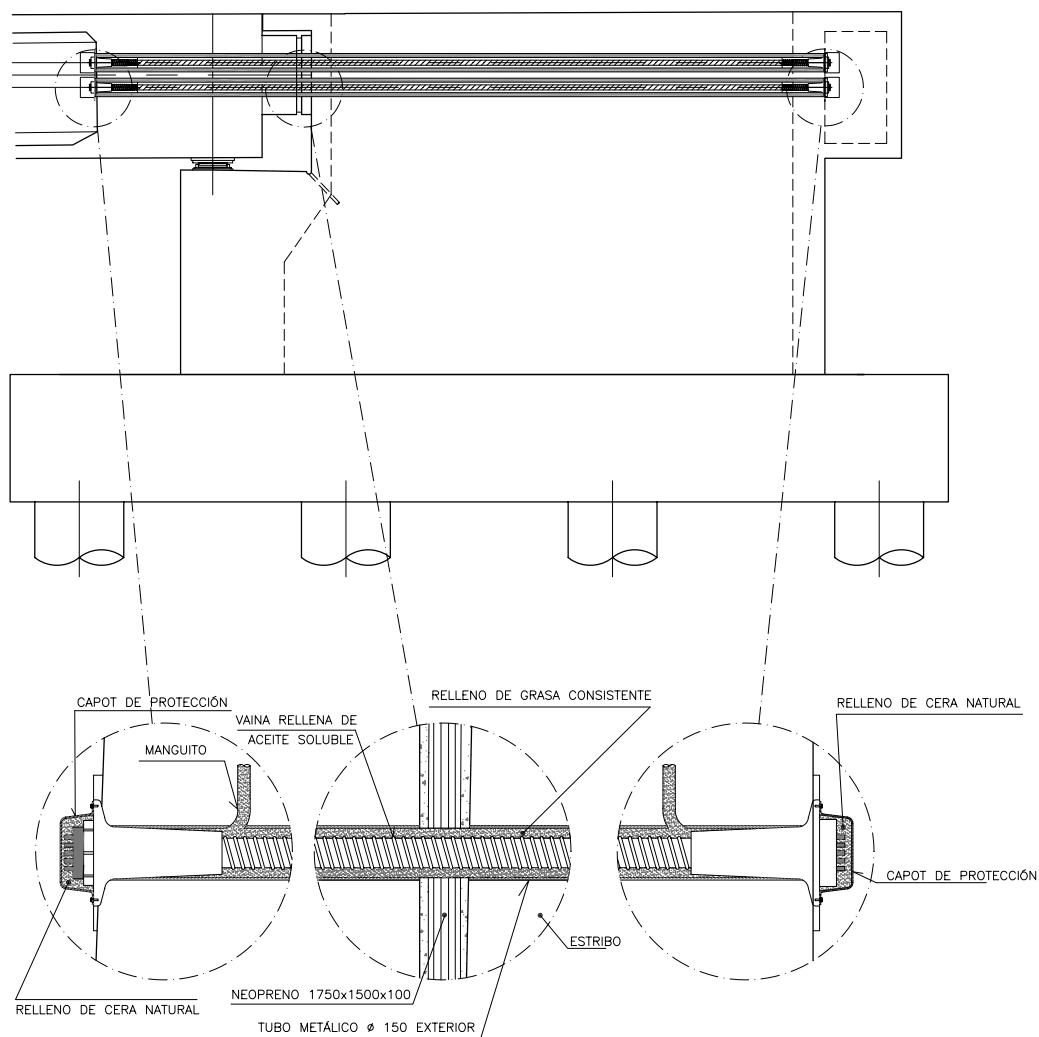


Figura 9. Estribo fijo de tablero tipo cajón de hormigón pretensado. Sección longitudinal

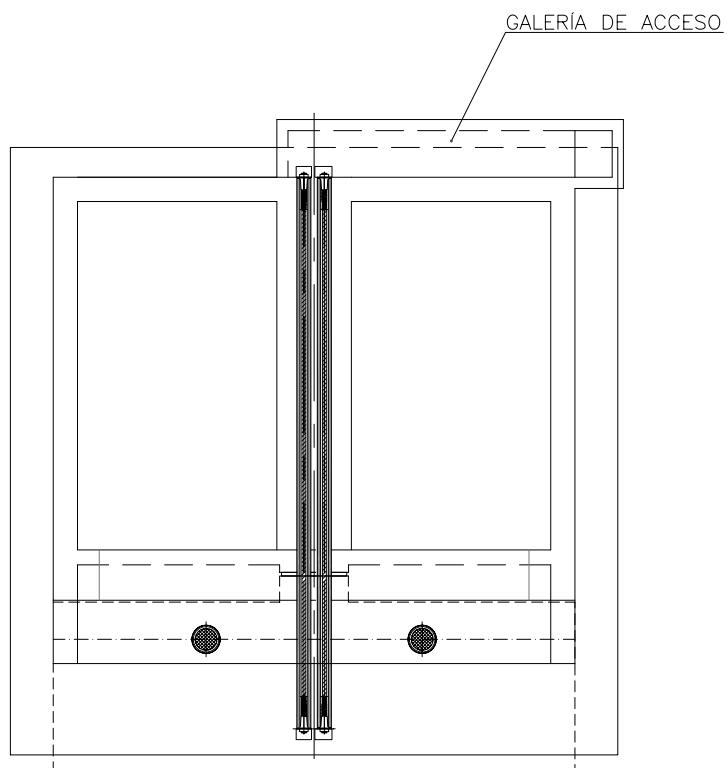


Figura 10. Estribo fijo de tablero tipo cajón de hormigón pretensado. Sección horizontal

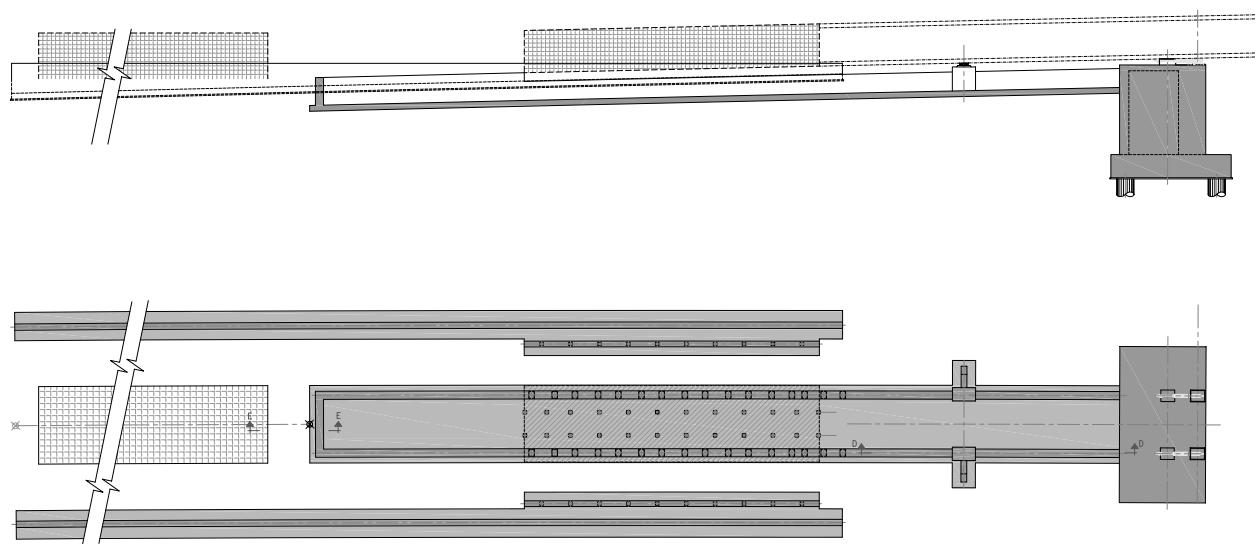


Figura 11. Parque de fabricación de puente empujado. Planta y alzado

centro de gravedad de la sección. Para cargas horizontales muy grandes puede no ser posible centrar los anclajes en el eje del tablero en planta, y haya que disponerlos en dos grupos a izquierda y derecha del eje. En ese caso no debe olvidarse que todas las cargas horizontales producen un momento de eje vertical en la unión entre tablero y estribo que debe

tenerse en cuenta en el dimensionamiento de los anclajes.

Un caso particular lo constituyen los estribos fijos de los puentes empujados. Para este caso, resulta muy útil disponer el punto fijo en el estribo en el que se sitúa el parque de fabricación para poder emplearlo

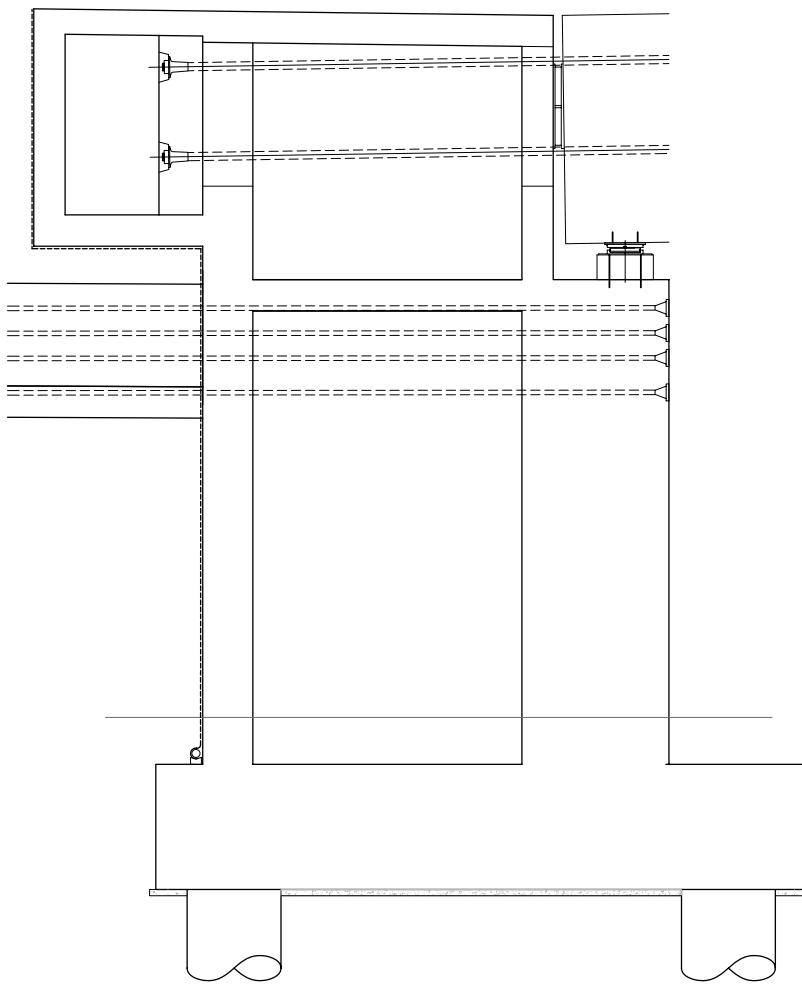


Figura 12. Parque de fabricación de puente empujado. Detalle de anclaje entre parque y estribo

como elemento que con su peso y el de las tierras sobre él contribuye a resistir las cargas horizontales.

2.3. Conexiones a través de topes longitudinales

Los tableros tipo losa constituyen un caso en el que el diseño de los accesos a los anclajes para mantenimiento o sustitución es a menudo complicada. Para estos casos los autores preferimos recurrir a soluciones con topes longitudinales como el de la figura 13.

Se trata de una solución tecnológicamente muy senci-

lla. De cara al dimensionamiento el único punto que no debe olvidarse es que las acciones longitudinales de tiro provocan no sólo tracciones sino también flexiones en el tablero por la excentricidad del apoyo con respecto al centro de gravedad. Para las acciones horizontales en el sentido hacia el estribo, esta flexión puede atenuarse o eliminarse porque sí es posible aquí disponer los apoyos cercanos al centro de gravedad.

Por último, desde el punto de vista estético, conviene que el tope longitudinal quede lo más integrado posible en el estribo. Una forma es hacerlo como en el estribo de la figura 14.

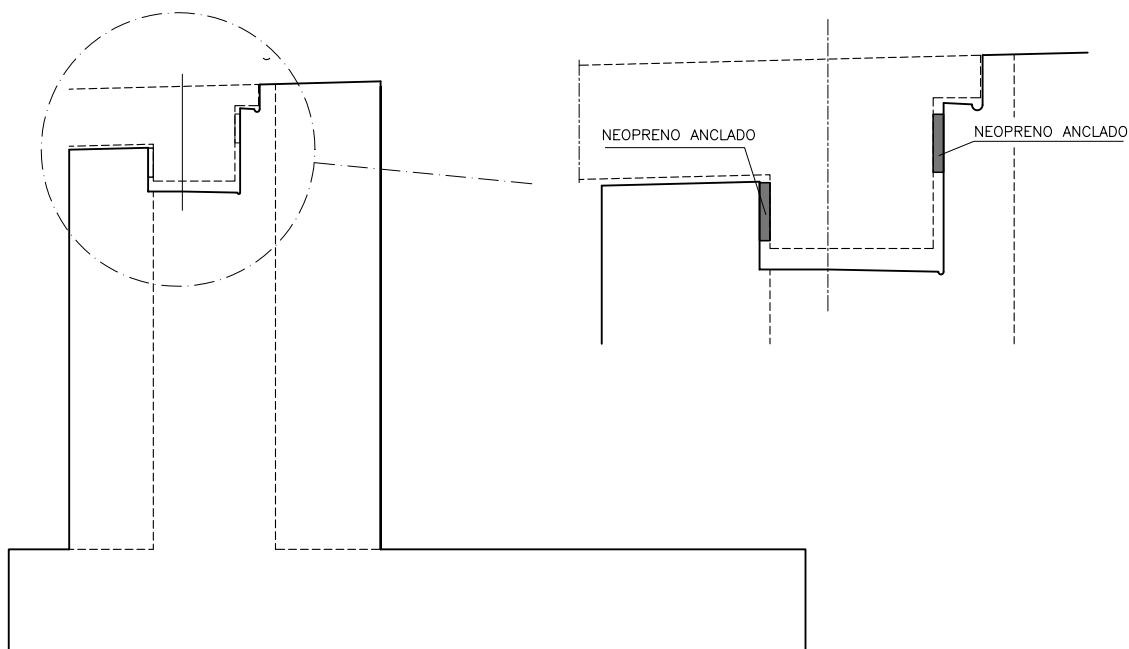


Figura 13. Estribo fijo de tablero tipo losa pretensada. Sección y detalle de anclaje

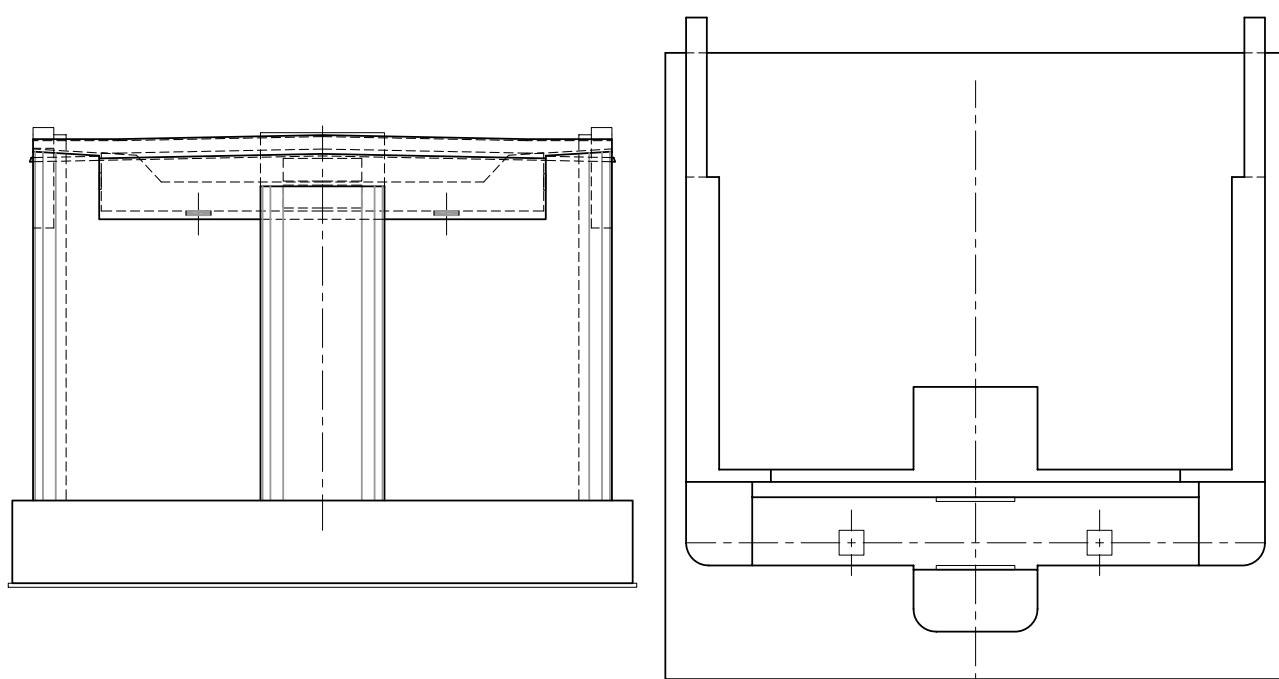


Figura 14. Estribo fijo de tablero tipo losa pretensada. Alzado y planta

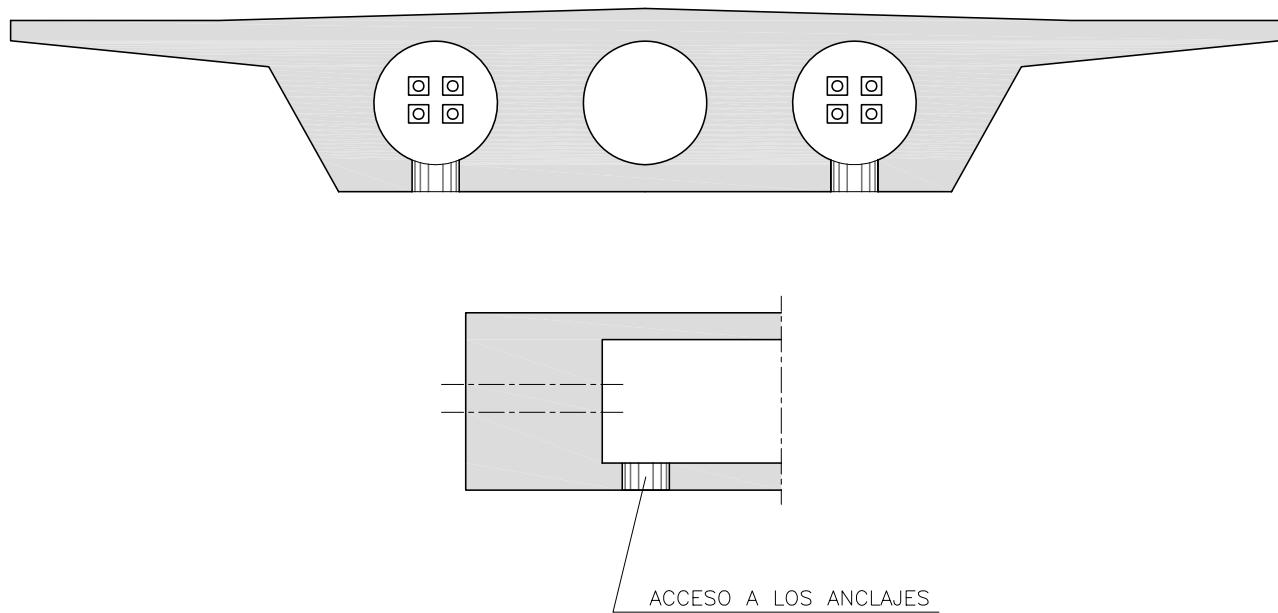


Figura 15. Estribo fijo de tablero tipo losa pretensada. Cajetín de acceso a anclajes

Naturalmente, estas soluciones son también posibles en tableros de sección cajón. Aunque no en la experiencia de los autores de este artículo, sí pueden verse detalles en otras publicaciones [4]

Otra alternativa válida en ocasiones en puentes tipo losa es realizar un detalle como el que muestra la figura 15.

2.4. Conexiones a través de enlaces sísmicos

Como ya se ha citado, en zonas de sismicidad elevada, las cargas que actúan sobre el punto fijo pueden ser muy grandes. Cuando el viaducto no es de gran longitud y con sismos moderados, se puede realizar el diseño con la tipología habitual, simplemente introduciendo en el análisis las hipótesis correspondientes a la acción sísmica.

Cuando no es el caso, puede ser necesario realizar detalles antisísmicos, que se pueden englobar en dos grupos: los dispositivos de conexión y los de disipación. Los primeros, conocidos como conectores o por su denominación en inglés STU (shock transmission units), no impiden el desplazamiento del tablero bajo cargas lentas. Así, se puede configurar el punto fijo en una pila intermedia del viaducto. Bajo cargas rápidas como el sismo, pero también el frenado y arranque, los dispositivos se bloquean, por lo que se convierten en los transmisores de las elevadas cargas originadas por esas acciones. De esta forma es posible además no solo diseñar un único punto fijo sino que, por ejemplo, ambos estribos pueden convertirse en puntos fijos bajo cargas rápidas. Un ejemplo de utilización de este sistema está en el magnífico viaducto diseñado por IDEAM sobre el arroyo Las Piedras, en la línea de alta velocidad entre Córdoba y Málaga [5].

Un segundo grupo de enlaces, que también pueden ser complementarios de los dispositivos anteriormente citados, son los amortiguadores. Éstos tienen la función de disipadores de energía durante el sismo. Su función es la de reducir los efectos del sismo. El viaducto antes citado combina ambos elementos en un único aparato. Los autores no hemos tenido la oportunidad de diseñarlo en nuestros viaductos para ferrocarril de alta velocidad, pero sí en un viaducto de carretera en zonas de muy alta sismicidad, del que se incluye un detalle en la figura 16.

El cálculo de estos elementos es complejo no tanto por las herramientas disponibles para ello sino porque las características elásticas y de amortiguamiento dependen del fabricante concreto. Lo habitual es que el Proyectista realice el diseño estructural basándose en los esfuerzos sísmicos calculados por el suministrador de los dispositivos.

2.5. Conexiones en puntos intermedios del tablero

Existe un grupo de conexiones que se disponen en puntos intermedios del tablero. Se emplean habitualmente en casos en los que el tablero es de gran longitud y se busca reducir los esfuerzos en el punto fijo mediante la eliminación o disminución de los correspondientes a los rozamientos de los apoyos. También puede preferirse la disposición de dos juntas (una en cada estribo), pero de desplazamientos mitad a una sola junta en el estribo móvil. Un caso particular lo constituyen tableros de entre 90 y 180 m de longitud. La disposición del punto fijo en mitad de la longitud del tablero puede permitir eliminar la necesidad de juntas de carril en los estribos.

Este último caso es el del viaducto que se muestra a continuación. El tablero es de vigas prefabricadas

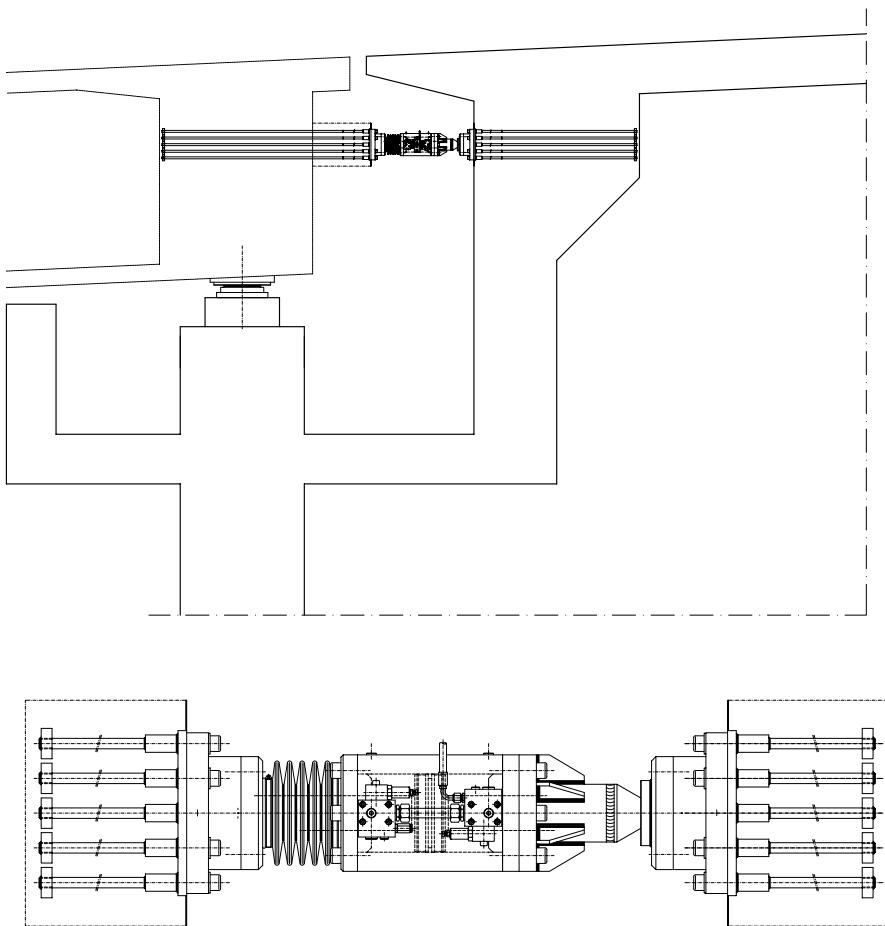


Figura 16. Amortiguador sísmico

continuas pero la solución es aplicable a otras tipologías. La solución habitual de pila en forma de Delta se amplía aquí haciendo que los arranques de la pila central coincidan con los de las laterales, con las que comparte cimentación. Esta pila se diseña con criterios resistentes y de deformabilidad. Para facilitar su ejecución se realiza en sección cajón metálica rellena posteriormente de hormigón. Un alzado y detalle de la estructura citada se incluyen en las figuras 17 y 18 (en página siguiente).

3. DIMENSIONAMIENTO

Las acciones que contribuyen al dimensionamiento de la conexión son las siguientes:

- 1) Efecto del rozamiento de los aparatos de apoyo. En puentes para ferrocarril de alta velocidad lo preceptivo es el empleo de apoyos tipo Pot. El rozamiento entre el teflón y acero inoxidable es variable en función de la carga y de la vida del aparato. A efectos de diseño, las directivas del ADIF recomiendan un valor mayorado del 5% de la carga permanente para análisis en ELU, y del 3% en ELS. Para un cálculo más afinado se puede recurrir a normativas como la británica o la europea [6] [7] o literatura especializada [8]. Cuando se diseñan puntos fijos intermedios surge la duda de qué coeficiente de rozamiento emplear. Sería demasiado favorable pensar que los pots a un lado y a otro rozan con el mismo valor. Por otro lado, también sería excesivamente desfavorable suponer que todos los pots de un lado rozan con

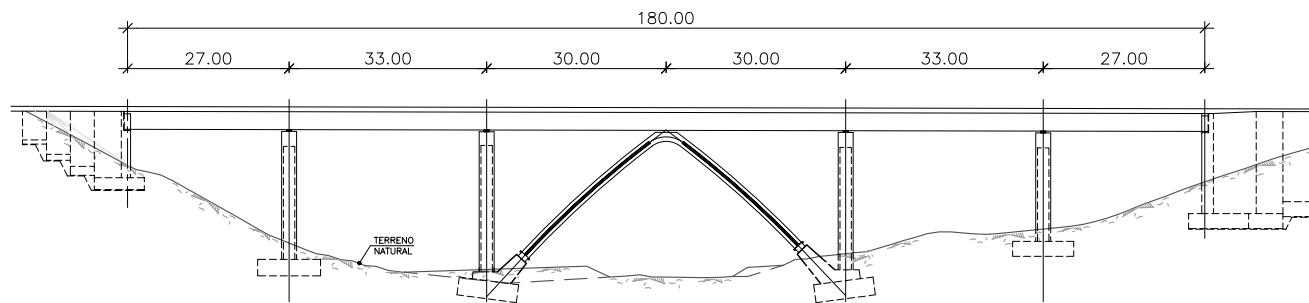


Figura 17. Puente con conexión a punto fijo intermedio. Alzado

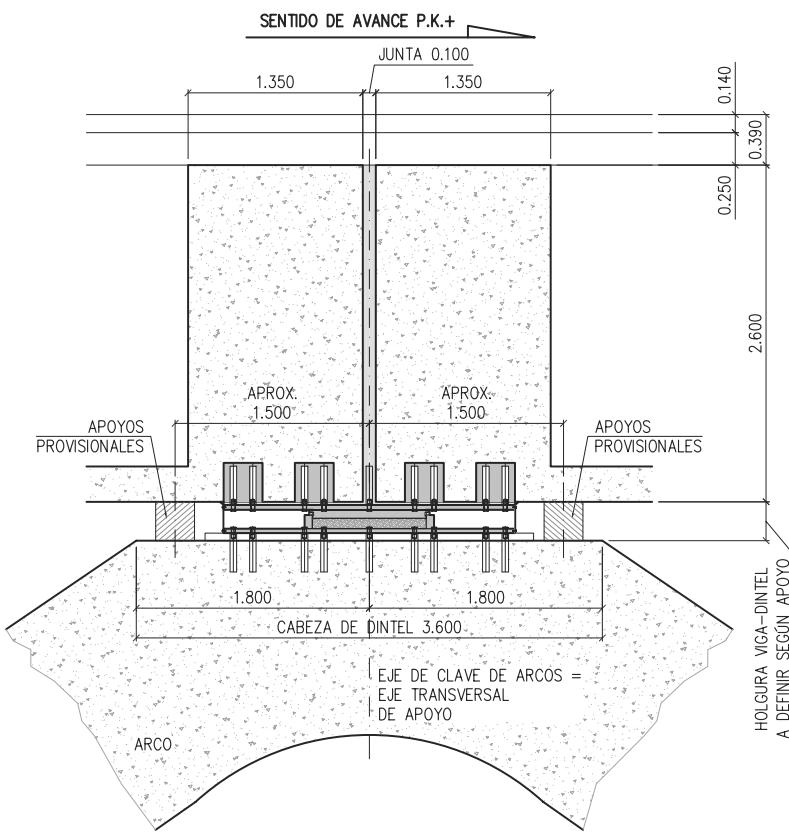


Figura 18. Puente con conexión a punto fijo intermedio. Detalle

el 5% y los del otro con un valor mínimo (1%). Algunos autores [9] proponen diseñar suponiendo un valor del rozamiento en uno de los lados igual a dos puntos por debajo del rozamiento en el otro lado. También puede pensarse al menos en un rozamiento igual a un lado y a otro pero mayorar y minorar las cargas permanentes en la línea de lo que figura en la EHE08 [10] para situaciones en donde la estructura es sensible a valores desiguales de la carga permanente.

- 2) Interacción vía estructura. Las acciones reológicas y térmicas dan lugar a reacciones en el apoyo fijo que se evalúan por los métodos recogidos en [1] o [2].
- 3) Frenado y arranque. Se pueden evaluar estas acciones también según las normas citadas. Se debe tener en cuenta la excentricidad en la aplicación de la carga puesto que el frenado actúa en una vía y el arranque en la otra. Por otro lado, también resulta posible disminuir esta acción teniendo en cuenta la parte que se transmite directamente a la vía. De esta forma se puede trabajar directamente con la carga resultante del análisis de interacción. Los resultados pueden ser muy apreciables, con reducciones de hasta un 40% en la fuerza de frenado que se transmite al estribo en el caso de puentes continuos de escasa longitud (<40 metros).
- 4) Fuerza centrífuga y de lazo.

- 5) Viento: Evaluado según [1].
- 6) Sismo. La acción del sismo longitudinal y transversal se evalúa de acuerdo con la normativa vigente española o europea [11][12]. La masa que se emplea en la evaluación de la acción del sismo es la permanente y la parte cuasipermanente de la sobrecarga de tráfico. En España este valor es cero pero la normativa europea recomienda un valor de 0,3 para líneas de tráfico intenso.
- 7) Pretensado. En el caso de emplear cables o barras pretensadas se considera su acción de acuerdo con [10], es decir, con su valor mayorado o minorado para comprobaciones en ELS. Se deben evaluar las pérdidas a corto y largo plazo. En cables cortos se debe especificar un sistema o procedimiento que minimice las pérdidas por penetración de cuñas. Lo más habitual es recurrir a anclajes regulables, a procedimientos de tesado del tipo "isotensión". Alternativamente puede diseñarse la conexión teniendo en cuenta el importante valor de las pérdidas por penetración de cuñas en cables cortos.

En la evaluación de las acciones sobre los anclajes de la conexión se debe tener en cuenta si existe coacción al giro. Así, para los casos en los que se dispone el anclaje en dos o más bloques separados transversalmente en sección, es necesario considerar que las acciones horizontales transversales provocan en la conexión momentos de eje vertical. El modelo debe por tanto recoger este empotramiento y tener en cuenta la flexi-

bilidad de las pilas para una correcta evaluación de los esfuerzos en cada bloque de anclajes.

La conexión se debe comprobar para las siguientes combinaciones:

- 1) Máxima tracción en ELU y Sismo de Diseño. Comprobación de resistencia
- 2) Máxima tracción en ELS y Sismo Frecuente. Se comprueba aquí que no existe despegue en la conexión.
- 3) Máxima compresión en ELS. Para el diseño de la capacidad de los apoyos de neopreno en su caso.

El pretensado no tiene requerimientos especiales con respecto al habitual. Existe la opinión, pensamos que equivocada, de que los elementos de conexión deben diseñarse con el criterio habitual en puentes atirantados que consiste en limitar la tensión máxima en el cable o barra al 45% de la tensión de rotura, para evitar riesgos de fallo por fatiga. En puentes atirantados esta precaución es lógica puesto que las cargas producen oscilaciones apreciables en las tensiones del cable. En el caso de conexiones a puntos fijos, si se siguen las pautas de diseño mencionadas en este artículo, las variaciones tensionales son mínimas puesto que cualquier acción horizontal se reparte entre un sistema muy rígido, el apoyo, y otro flexible, el cable o barra diseñado con la suficiente longitud, y sin una inyección rígida de la vaina. Por ello, el acero de esos elementos puede llevarse hasta el límite elástico minorado bajo acciones en ELU.

4. DETALLES DE DISEÑO

En las conexiones más habituales, las realizadas por medio de cables o barras pretensadas, es muy impor-

tante asegurarse que estos elementos se encuentren dentro de vainas con suficiente holgura. Es decir, que se debe evitar que tanto en el lado del tablero como en el del estribo las barras o cables estén en contacto directo con el hormigón o indirecto a través una vaina inyectada. La función protectora de la inyección entre la barra y la vaina la cumple en su lugar un relleno de grasa o aceite

La razón para no inyectar está en que se debe permitir que la barra no tome cargas por efecto de los giros o deformaciones verticales de los apoyos. Si la barra estuviese inyectada se produciría un efecto de cargas repetidas al paso de los trenes que reduciría notablemente el margen de seguridad a rotura e influiría también en la resistencia a la fatiga. También habría que tener en cuenta el incremento de carga bajo acciones longitudinales repetidas. La diferencia de rigideces entre apoyos verticales y el pretensado es muy elevada a favor de los primeros sólo en el caso de que los pretensados tengan suficiente longitud libre. Finalmente, sólo elementos libres pueden ser objeto de sustitución.

Los detalles que hay que cuidar son por otro lado los relativos a la conservación. No deben existir juntas por la que pueda acceder agua a los anclajes. Una forma habitual de evitarlo es utilizar los apoyos verticales de la conexión como elementos que lo impidan, haciéndolos con un taladro central por el que pasa la barra o cable.

En los puentes que diseñamos en Silga también solamente hacer un detalle que evita que el agua que pueda entrar por la junta entre tablero y estribo llegue a caer directamente sobre los neoprenos del anclaje (figura 19).

Por último, otro aspecto que pensamos que resulta importante es prever la posibilidad de inspeccionar,

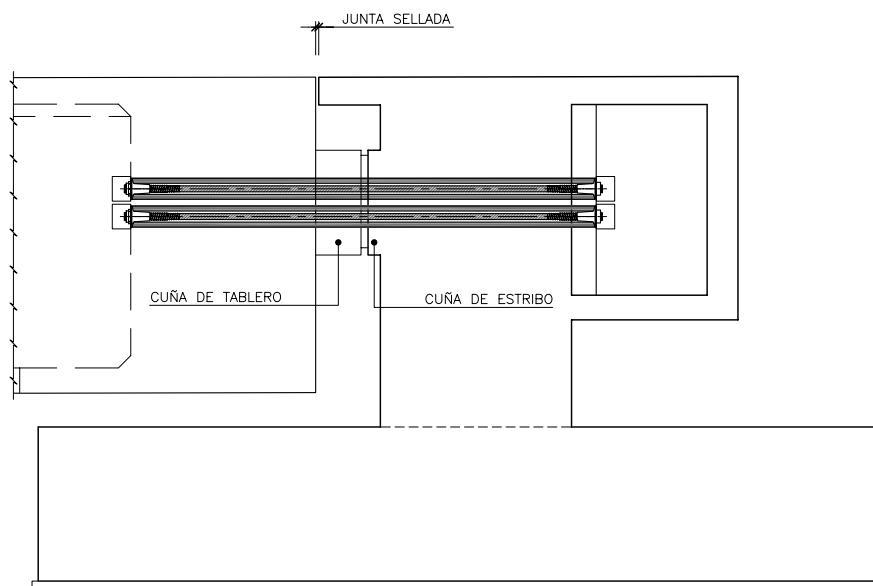


Figura 19. Estribo fijo de tablero tipo cajón de hormigón pretensado. Detalle de anclaje

conservar o reemplazar los elementos pretensados. Para ello hay que prever el acceso al tablero siempre que sea posible y en todos los casos al extremo del anclaje correspondiente al estribo para el que se debe diseñar una galería de acceso. No existen directrices acerca de las dimensiones mínimas de esta galería. Los autores emplean en sus diseños valores de unos 2,00 m de altura y 1,50 m de anchura. Hay que tener en cuenta que cualquier operación de sustitución de anclajes se hará siempre con gatos unifilares que se manejan a mano y que tienen unas dimensiones muy reducidas.

5. CONCLUSIÓN

Se han descrito las tipologías más usuales empleadas en el diseño de las conexiones al punto fijo en puentes para ferrocarril de Alta Velocidad. Se han descrito a continuación los puntos fundamentales que pensamos que se deben tener en cuenta en el dimensionamiento de la conexión.

Finalmente se presenta la experiencia de los autores en el diseño de las conexiones con la vista puesta en el comportamiento estructural, la conservación y el mantenimiento de unos elementos que en muchos casos resultan críticos para la seguridad de la estructura.

REFERENCIAS

- [1] MINISTERIO DE FOMENTO. *IAPF 10. Instrucción sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril*. Madrid: Ministerio de Fomento. 2010. 134 p. NIPO: 161-10-229-X.
- [2] AENOR. *UNE-EN 1991-2:2004. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes*. Madrid: AENOR, 2004. 162 p.
- [3] CALÇADA R., DELGADO R., CAMPOS E MATOS, A. *Bridges for High Speed Railways*. 1^a ed. Leiden, The Netherlands: CRC Press, 2009. 304 p. ISBN: 978-0-415-47147-3.
- [4] MARTÍNEZ CUTILLAS A. *Viaductos continuos de ferrocarril de gran longitud. Puentes de Ferrocarril. Proyecto, construcción y conservación*. Vol 1. Grupo español del IABSE. 1^a ed, 2002. 292 p.
- [5] MILLANES MATO M., PASCUAL SANTOS J., ORTEGA CORNEJO M. "Viaducto Arroyo Las Piedras. Primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas". *Revista Hormigón y Acero*, 2007, n° 243, p. 5-36.
- [6] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *BS 5400-9:1983. Steel, concrete and composite bridges. Part.9: Bridge Bearings*. London: British Standards Institution, 1983.
- [7] AENOR. *UNE-EN 1337-2. Apoyos estructurales. Parte 2: Elementos deslizantes*. Madrid: AENOR, 2006.
- [8] RAMBERGER G. *Structural Bearings and Expansion Joints for Bridges*. IABSE 2002. 89 p.
- [9] HERRERO BENEITEZ J.E. "Aparatos de apoyo. Cálculo". *Jornada sobre apoyos, juntas y equipamientos de puentes*. Madrid: Asociación Técnica de Carreteras, 1996.
- [10] MINISTERIO DE FOMENTO. *EHE 08. Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.
- [11] MINISTERIO DE FOMENTO. *NCSE 07. Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2007.
- [12] *EN-1998-2:2005. Eurocode 8. Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 2: Bridges*. 2005.

Análisis estructural de algunas obras de Félix Candela mediante modelos de elementos finitos

Finite element model analysis of works authored by Félix Candela

Javier Oliva Quecedo⁽¹⁾, Pablo Antolín Sánchez⁽¹⁾, Alfredo Cámara Casado⁽¹⁾ y José M. Goicolea Ruigómez⁽²⁾

Recibido | Received: 11-05-2010

Aceptado | Accepted: 05-07-2010

Resumen

Por su facilidad constructiva y la relativa sencillez de su análisis estructural, el paraboloide hiperbólico de hormigón armado es una forma profusamente utilizada por el arquitecto Félix Candela (1910-1997). En este artículo se analiza el comportamiento de varias de esas obras. Concretamente dos paralelogramos alabeados [1], el restaurante Los Manantiales (Méjico) y la Iglesia de Guadalupe (Madrid). Se explica la geometría del paraboloide hiperbólico y se describe brevemente el análisis estructural presentado por Félix Candela. Los resultados presentados posteriormente confirman la distribución de esfuerzos descrita por Candela. En todos los casos estudiados las tensiones resultan ser admisibles para el hormigón. Se ha verificado también el comportamiento de membrana de las estructuras mediante un factor cuyo valor oscila entre 0 (flexión pura) y 1 (membrana pura). El comportamiento se aleja o acerca al de membrana pura en función de las condiciones de apoyo como ya recalcó el arquitecto madrileño.

Palabras clave: Félix Candela, lámina, paraboloide hiperbólico, Xochimilco, Guadalupe, hormigón armado, análisis estructural.

Abstract

Because it is easy to build and due to the relative simplicity of its structural analysis the hyperbolic paraboloid made of reinforced concrete is highly employed by the architect Félix Candela (1910-1997). In this article the structural behaviour of several such works is analyzed. Specifically two warped parallelograms [1], Los Manantiales restaurant (Mexico) and Guadalupe church (Madrid). The hypar geometry and the structural analysis reported by Candela are briefly explained. In all cases the stresses are allowable for the material. We have verified the membrane behaviour of the structures by means of an index which value oscillates between 0 (pure bending) and 1 (pure membrane). This index depends on the support conditions of the shell, as Candela remarked.

Keywords: Felix Candela, shell, hypar, Xochimilco, Guadalupe, reinforced concrete, structural analysis.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 104 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, España).

(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: joliva@mecanica.upm.es

1. INTRODUCCIÓN

Félix Candela ha sido una figura excepcional en el ámbito general de la ciencia de la construcción. Sus estructuras laminares son conocidas en todo el mundo y han servido de inspiración a ingenieros y arquitectos. Con motivo del centenario de su nacimiento (27 de Enero de 1910) se han celebrado numerosos actos para recordar su figura y su obra. En ese marco se han analizado mediante modelos de elementos finitos algunas de sus obras más representativas. Concretamente se estudian dos de los modelos canónicos compuestos por asociación de paralelogramos alabeados [1], la cubierta del restaurante Los Manantiales en Xochimilco (Méjico) y la Iglesia de Nuestra Señora de Guadalupe en Madrid (España). Todas ellas son estructuras laminares con forma de paraboloide hiperbólico.

2. EL PARABOLOIDE HIPERBÓLICO

Las láminas son elementos estructurales que aparecen tanto en la naturaleza (huevos, cráneos...) como en multitud de obras de ingeniería (fuselajes de aviones, tanques de almacenamiento de líquidos, cascos de submarinos, cubiertas de edificios...). En este tipo de elementos la forma determina su comportamiento estructural, por eso es importante centrarnos primariamente en la descripción de la geometría para poder entender el comportamiento resistente de las obras que vamos a estudiar.

Una superficie curva se dice *desarrollable* cuando puede reducirse a una superficie plana sin deformarla, por ejemplo una bóveda cilíndrica puede desarrollarse en un rectángulo. Una superficie *no desarrollable* requiere deformarse para transformarse en un plano, como ejemplo pensemos en una bóveda semiesférica. De esta forma las superficies no desarrollables tienen más recursos resistentes [2].

Si cortamos una superficie por una serie de planos que contienen a la normal en un punto, obtenemos una serie de curvas. De todas esas curvas, hay una que tiene la máxima curvatura en ese punto (K_1) y otra con un valor mínimo (K_2). K_1 y K_2 se conocen como *curvaturas principales* de la superficie. El producto de las curvaturas principales es la *curvatura gaussiana*, K . Si una de las curvaturas principales es nula, la curvatura gaussiana también lo será, por ejemplo en una lámina cilíndrica. Esas superficies se llaman de curvatura simple. Si K es

positiva; es decir, si las dos curvaturas principales son del mismo signo, se dice que es una superficie *sinclástica* o *elíptica*. Si las dos curvaturas principales son de distinto signo K será negativa y la superficie será *anticlástica* o *hiperbólica* (Figura 1). Tanto las superficies sinclásticas como anticlásticas son de doble curvatura.

Primeramente hay que distinguir entre láminas *apropiadas* e *inapropiadas* [3]. Para que una lámina sea apropiada ha de tener doble curvatura; es decir, ha de ser no desarrollable. Su comportamiento estructural es predominantemente de membrana; es decir, los esfuerzos actúan mayoritariamente en su plano. Por el contrario, en las láminas inapropiadas gran parte del comportamiento estructural es de flexión. Cuando las secciones trabajan a flexión sólo las fibras extremas están trabajando a su máxima capacidad y eso cuando el material resiste tanto tracciones como compresiones. En el caso del hormigón los esfuerzos de tracción se concentran en la armadura con lo cual aproximadamente dos tercios de la sección se convierten en un peso muerto. A partir de ahí Candela enuncia en una de sus conferencias en México lo que define como "*un principio económico fundamental*": "*hay que evitar, en lo posible, los esfuerzos de flexión, mediante la elección de una forma apropiada*" [4]. Una superficie de curvatura simple como una bóveda cilíndrica puede trabajar en gran parte como membrana bajo ciertas distribuciones de carga para las que su forma sea antifunicular, pero cuando aparecen otras cargas se desarrolla flexión en la estructura. Sin embargo, las superficies de doble curvatura, si se sujetan adecuadamente, pueden trabajar sólo como membranas, independientemente de las cargas aplicadas. Esto puede verse comparando la rotura de una bóveda cilíndrica con la de una bóveda esférica bajo cargas verticales; la primera fallará por flexión, la segunda por tracción, aunque existan flexiones (Figura 2).

El conoide, el hiperboloide de una hoja y el paraboloide hiperbólico son superficies antoclásticas que pueden generarse mediante líneas rectas (superficies regladas). Debido a eso son superficies más simples de construir que las sinclásticas. El paraboloide hiperbólico tiene la ventaja sobre las otras dos de que la sencillez de su definición geométrica hace que su funcionamiento estructural sea más fácil de plantear y comprender.

2.1. Definición de la superficie

Consideremos dos rectas en el espacio, HOD y ABC, que se cruzan; es decir, que no son paralelas ni se cortan

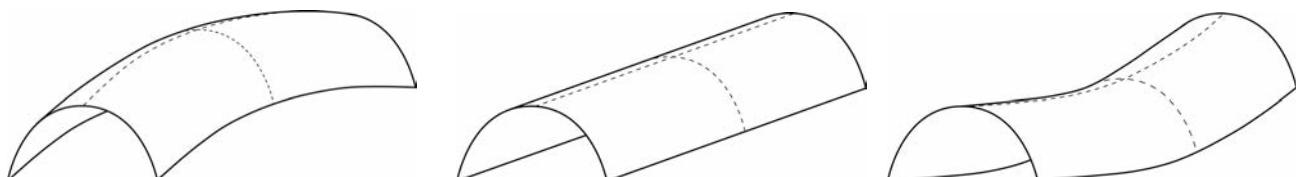


Figura 1. Superficies según su curvatura gaussiana: (a) Doble curvatura sinclástica ($K > 0$); (b) Curvatura simple ($K = 0$); (c) Doble curvatura antoclástica ($K < 0$)

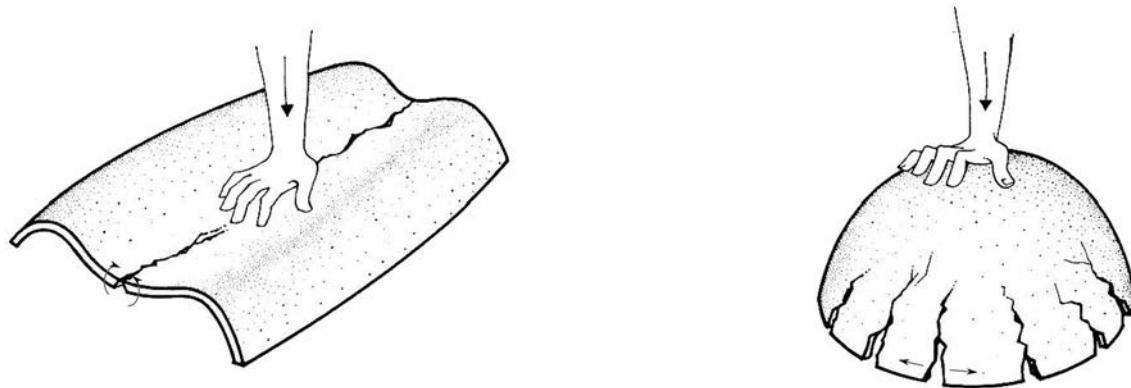


Figura 2. Fallo a flexión de la curvatura simple - Fallo a tracción de la curvatura doble

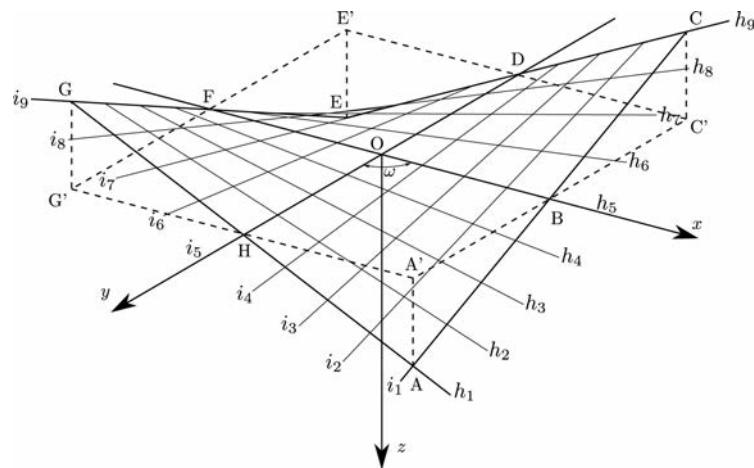


Figura 3. Definición de la superficie

(Figura 3). Las rectas h_i que se apoyan en ambas rectas y que son paralelas a un determinado plano xOz llamado plano director definen la superficie. Esa familia de rectas h_i se denomina el primer sistema de generatrices. A su vez las rectas HOD y ABC determinan otro plano director yOz que es paralelo a las dos. Así, la superficie puede entenderse también como generada por un segundo sistema de generatrices, la familia de rectas i_j que son paralelas a ese plano y que cortan a todas las generatrices del primer sistema (h_i).

Así que el paraboloid hiperbólico contiene dos sistemas de líneas rectas, las rectas de cada uno de ellos son paralelas a un plano director y esos dos planos directores forman entre sí un ángulo cualquiera ω . Entonces, por cada punto de la superficie pasa una recta de cada uno de los dos sistemas de generatrices. Hay que resaltar que el ángulo xOy puede ser cualquiera mientras que xOz e yOz serán ángulos rectos.

La ecuación en coordenadas cartesianas de esa superficie será:

$$Z = \frac{X^2}{a^2} - \frac{Y^2}{b^2} \quad (1)$$

Si utilizamos los ejes x e y definidos anteriormente, la

ecuación del paraboloid hiperbólico se puede escribir como:

$$z = kxy \operatorname{sen}(\omega) \quad (2)$$

donde k es una constante que representa el alabeo unitario del paraboloid; $k = AA' / (OB \cdot OH \cdot \operatorname{sen} \omega)$ en la Figura 3. Los ejes x e y sólo serán perpendiculares en el caso de que $a = b$ y en ese caso ω será igual a 90° .

Si cortamos la superficie por los bisectores de los planos directores obtendremos dos paráboles (GOC y EOA) que se conocen como *paráboles principales*, las curvaturas de ambas son de signo contrario como corresponde a una superficie anticlástica.

Otra forma de entender esta superficie es considerarla como generada por una parábola principal P_1 que se mueve manteniéndose paralela a sí misma a lo largo de otra parábola principal P_2 . Así la superficie tiene dos sistemas de generatrices parabólicas.

2.2. Análisis estructural

Para explicar el comportamiento estructural de los paraboloides hiperbólicos Félix Candela se basa en las

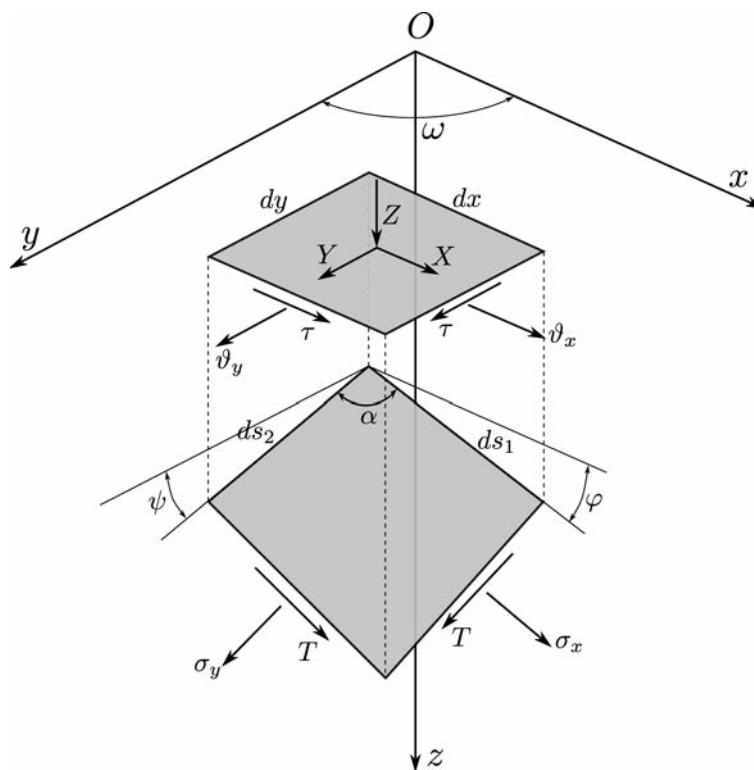


Figura 4. Elemento de superficie y su proyección

ecuaciones de equilibrio, dejando a un lado las de la elasticidad. No porque no las conozca o no las domine, sino porque opina que debido a la naturaleza del hormigón se producirán redistribuciones de esfuerzos que apartarán a la estructura del estado tensional obtenido utilizando las ecuaciones de la elasticidad: “...los métodos basados en la teoría de la elasticidad no son apropiados para el análisis de estructuras hiperestáticas de concreto armado, y como estos métodos son los únicos admitidos por la mayoría de los Reglamentos, nos encontramos con el hecho insólito de que no podemos aplicar, para el cálculo de estructuras de concreto armado —casi el único material estructural— métodos que estén de acuerdo con sus características.” [5]. Además la propia delgadez de las láminas hará que la contribución de la flexión sea pequeña y eso llevará a la estructura a un estado de membrana más eficiente.

Candela presenta en dos artículos el cálculo estructural de láminas de hormigón con forma de paraboloides hiperbólicos [1, 6] utilizando las fórmulas generales para tensiones de membrana en una superficie de cualquier forma desarrolladas por Pucher [7]. Planteando el equilibrio en los ejes x , y y z en un elemento como el de la Figura 4 y considerando que un paraboloides hiperbólico se define con la ecuación (2), se llega a la solución de las tensiones proyectadas reales por unidad de anchura para un caso general donde las cargas aplicadas por unidad de superficie sean X_1 , Y_1 y Z_1 (X , Y y Z por unidad de superficie proyectada) en cada uno de los ejes x , y y z :

$$\tau = \left(\frac{y}{2} X_1 + \frac{x}{2} Y_1 - \frac{Z_1}{2k} \right) \sqrt{\phi} \quad (3)$$

$$\theta_x = (A_1 x + A_2 y + A_3) \sqrt{\phi} + (A_4 y^2 + A_5 y + A_6) \ln(X_7) + f_1(y) \quad (4)$$

$$\theta_y = (B_1 y + B_2 x + B_3) \sqrt{\phi} + (B_4 x^2 + B_5 x + B_6) \ln(Y_7) + f_2(x) \quad (5)$$

donde $\phi = \sin^2 \omega + k^2 y^2 + k^2 x^2 - 2k^2 xy \cos \omega$; A_i y B_i son constantes que dependen de la carga aplicada, del ángulo ω y de la constante k ; y X_7 y Y_7 son funciones de x e y . $f_1(y)$ y $f_2(x)$ son funciones arbitrarias de integración de una sola variable. Esta indeterminación de las tensiones σ_x y σ_y (o de sus proyecciones) nos permite satisfacer cualquier condición de contorno que queramos imponer.

Si proyectamos sobre el plano tangente a la estructura podemos obtener las tensiones reales en función de las tensiones θ_x , θ_y y τ :

$$\sigma_x = \theta_x \sqrt{\frac{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x} \right)^2}{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial y} \right)^2}}; \quad \sigma_y = \theta_y \sqrt{\frac{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial y} \right)^2}{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x} \right)^2}}; \quad T = \tau \quad (6)$$

En las ecuaciones (3), (4) y (5) podemos ver que el valor de T queda fijado, pero σ_x y σ_y varían dependiendo de las funciones de integración $f_1(y)$ y $f_2(x)$ que se escojan. Eso significa que las tensiones normales en una superficie ilimitada están indeterminadas. Para fijarlas nece-

sitamos imponer unas condiciones de contorno, así tenemos cierta libertad en la disposición de los apoyos.

Paraboloides hiperbólicos limitados por bordes rectos

Debido a la definición de la superficie, para que el borde sea recto tendrá que ser una generatriz. Si queremos una estructura o elemento estructural que sea un paralelogramo alabeado limitado por generatrices rectas, podemos dejar dos bordes contiguos libres de tensiones eligiendo unos valores determinados de las funciones de integración f_1 y f_2 . Pero eso fijará los valores de las tensiones en los otros dos bordes, esas tensiones tendrán que ser absorbidas mediante un apoyo continuo, lo que supone la introducción de esfuerzos adicionales que alteran el estado de tensiones de los puntos interiores. De ahí podemos deducir que un cuadrilátero alabeado bajo su peso propio no puede estar en equilibrio salvo que dos lados contiguos estén sujetos de forma que puedan soportar cargas en cualquier dirección. Si asociamos varios cuadriláteros las condiciones de simetría pueden simplificar las condiciones de apoyo necesarias, pero siempre quedarán esfuerzos no equilibrados. En caso de que dejemos el borde libre sin sujetar, sus deformaciones nos alejarán del estado de membrana en las zonas cercanas a él, lo que dará lugar a la aparición de esfuerzos de flexión. En la práctica, si el borde queda libre, será necesario disponer un elemento de rigidez en ese borde. En el caso de elegir una viga de rigidez gruesa se perjudica la expresión formal y la estética.

Paraboloides hiperbólicos limitados por bordes curvos

Las tensiones normal y tangencial en una sección cualquiera, no paralela a ninguna generatriz que esté contenida en un plano que forme un ángulo β con el plano director xOz , vienen dadas por las siguientes expresiones [1]:

$$\sigma_\beta = \sigma_x \frac{\operatorname{sen}^2 \beta}{\operatorname{sen} \alpha} + 2\tau \frac{\operatorname{sen} \beta \operatorname{sen}(\beta - \alpha)}{\operatorname{sen} \alpha} + \sigma_y \frac{\operatorname{sen}^2(\beta - \alpha)}{\operatorname{sen} \alpha} \quad (7)$$

$$\tau_\beta = \sigma_x \frac{\operatorname{sen} \beta \operatorname{cos} \beta}{\operatorname{sen} \alpha} - \tau \frac{\operatorname{sen}(2\beta - \alpha)}{\operatorname{sen} \alpha} - \sigma_y \frac{\operatorname{sen}(\beta - \alpha) \operatorname{cos}(\beta - \alpha)}{\operatorname{sen} \alpha} \quad (8)$$

Al poder σ_x y σ_y tomar cualquier valor, es posible elegir $f_1(y)$ y $f_2(x)$ de tal manera que en un borde curvo no paralelo a ninguna generatriz σ_β y τ_β tomen un valor cualquiera, incluso por ejemplo cero, lo que hará que

ese borde libre quede sin tensiones. Los demás bordes de la estructura tendrán unas tensiones que quedan fijadas al elegir esas funciones de integración. En [6] se presenta un ejemplo del cálculo de una estructura en la que un borde libre curvo se deja voluntariamente sin tensiones. En este caso los bordes no necesitan una rigidez adicional, con lo cual pueden quedar con el mismo espesor que el resto de la lámina, esto permite una mejor expresión del formalismo estructural.

3. CASOS DE ESTUDIO

A continuación se analizan mediante modelos de elementos finitos algunas cubiertas laminares de Félix Candela cuya geometría corresponde a la del paraboloides hiperbólico. Para ello se ha utilizado la versión 6.8 del paquete Abaqus [8]. Se han realizado cálculos lineales con un material elástico y empleando elementos lámina S4R (cuadriláteros de cuatro nodos con integración reducida). También se ha evaluado la influencia de la no linealidad geométrica, resultando esta despreciable. El caso de carga considerado corresponde al peso propio de la lámina con la particularidad de que su valor se multiplica por dos. Las propiedades del hormigón utilizadas son $E=30$ MPa, $\nu=0,2$ y $\rho=2.500$ kg/m³.

Para evaluar de manera sencilla el comportamiento de membrana o de flexión de la lámina, se propone un índice (escalar) cuyo valor en cada punto está entre 0 (flexión pura) y 1 (membrana pura). Representa la fracción de la densidad de energía elástica total que corresponde a los esfuerzos de membrana:

$$\begin{aligned} W_{\text{memb}} &= \frac{1}{2} (n_{XX} \varepsilon_{XX} + n_{YY} \varepsilon_{YY} + 2n_{XY} \varepsilon_{XY}) \\ W_{\text{flex}} &= \frac{1}{2} (m_{XX} \kappa_{XX} + m_{YY} \kappa_{YY} + 2m_{XY} \kappa_{XY}) \\ F_{\text{memb}} &= \frac{W_{\text{memb}}}{W_{\text{memb}} + W_{\text{flex}}}, \quad 0 \leq F_{\text{memb}} \leq 1 \end{aligned} \quad (9)$$

donde (n_{XX}, n_{YY}, n_{XY}) son los esfuerzos (axiles, cortante) de membrana, $(\varepsilon_{XX}, \varepsilon_{YY}, \varepsilon_{XY})$ las deformaciones asociadas, (m_{XX}, m_{YY}, m_{XY}) los esfuerzos de placa (flectores y torsor) y $(\kappa_{XX}, \kappa_{YY}, \kappa_{XY})$ las curvaturas asociadas, estando todos ellos expresados por unidad de longitud de la lámina.

Los casos estudiados son:

- Dos casos canónicos de estructuras formadas por asociación de paralelogramos alabeados. Concretamente los denominados A y D [1].
- El restaurante Los Manantiales en Xochimilco (Méjico).
- La Iglesia de Nuestra Señora de Guadalupe en Madrid (España).

3.1. Paralelogramos alabeados asociados

Estas estructuras están formadas por cuatro paralelogramos alabeados asociados, cada uno de los cuales es un parabolóide hiperbólico. En el caso de carga considerado, los valores de las cargas horizontales por unidad de superficie, X_1 e Y_1 , son nulos. Además los paraboloides de este tipo de estructuras son equiláteros; es decir, el valor de ω es 90° . Eso da lugar a una simplificación de las expresiones (4) y (5) que definen las tensiones ϑ_x y ϑ_y . En el caso de que el alabeo sea pequeño ($k \leq 0,04$) la carga correspondiente al peso propio puede suponerse constante en proyección horizontal lo cual hace que el valor de τ sea constante y tanto ϑ_x como ϑ_y se anulen si escogemos unas funciones de integración nulas. En ese caso las tensiones principales tienen el valor absoluto de τ pero con diferente signo cada una de ellas y sus direcciones forman 45° con las generatrices. Es decir, tenemos una dirección de compresión y otra de tracción que forman 90° entre sí (Figura 5). No habrá tensiones normales en las generatrices que hacen de bordes ya que son direcciones de cortante puro. Esos cortantes no equilibrados de los bordes rectos darán lugar a unas tensiones tangenciales que serán las únicas reacciones de la estructura. Cuando el alabeo crece, la lámina se aleja de ese comportamiento de cortante puro y los valores de ϑ_x y ϑ_y dejan de ser nulos y, por tanto, aparecen tensiones normales en las generatrices. En cualquiera de los dos casos, si el borde queda sin sujetar sus deformaciones nos alejarán del estado de membrana en las zonas cercanas a él, lo que dará lugar a la aparición de esfuerzos de flexión.

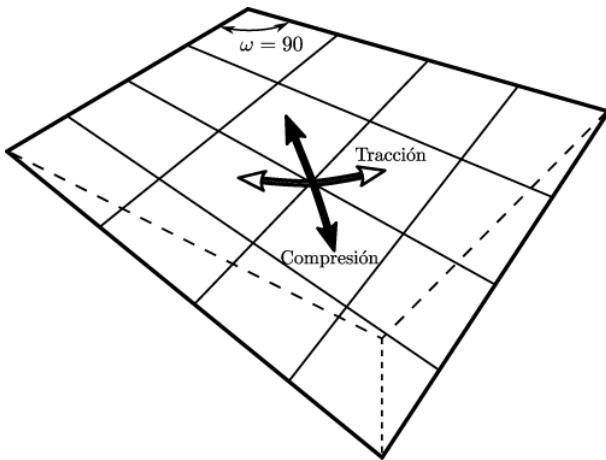


Figura 5. Direcciones de tracción y compresión

3.3.1. Forma A – Paraguas

La forma A, también denominada *paraguas* (Figura 6), es muy utilizada por Candela en almacenes, mercados y fábricas de Ciudad de México: mercado de Coyoacán (1955), mercado de Anahuac (1956), bodegas Rio (1954), fábrica de Industrias Cavalier (1955)...

El modelo que aquí se analiza no corresponde a ninguna obra en particular, sino que trata de ser un

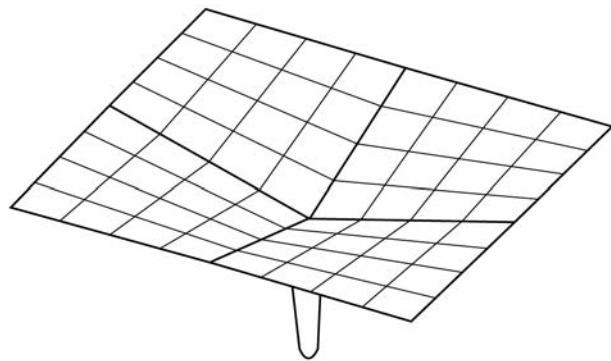


Figura 6. Forma A [1]



Figura 7. Modelo experimental de un paraguas (1953)

análisis general de este tipo de estructuras. Se han tomado unas dimensiones en planta de $8 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ y una profundidad del punto central respecto a los extremos de $1,6 \text{ m}$. Las dimensiones en planta se han elegido similares a las del modelo experimental de la Figura 7 y la profundidad es tal que el alabeo unitario es del orden del utilizado en las obras reales de Candela. Ese alabeo unitario será $k = 1,6 / (4 \cdot 4 \cdot \text{sen}90^\circ) = 0,1 \text{ m}^{-1}$. El espesor de la lámina es 4 cm.

Cada uno de los cuatro paraboloides tiene dos bordes contiguos acoplados a un parabolóide adyacente, lo cual equilibrará en parte esa zona, y los otros dos totalmente libres. Así que el comportamiento se alejará del de membrana como hemos explicado anteriormente.

En la Figura 8 se muestran las direcciones principales de tensiones en la fibra media del modelo que hemos analizado. Lejos de los bordes las direcciones siguen el patrón explicado anteriormente con dos direcciones de tracción y compresión orientadas formando 45° con las generatrices. En los bordes se aleja de ese patrón y las direcciones se orientan paralelamente a dichos bordes de forma que en los valles se concentran las compresiones y en los bordes libres las tracciones, lo que confirma los cálculos de [1]. Debido a ello, los bordes libres necesitan una armadura adicional de tracción para evitar problemas derivados de la fisuración.

En cuanto a las tensiones nos encontramos con que no superan en ningún caso los 3 MPa. Concretamente las máximas tensiones de tracción aparecen en los bordes

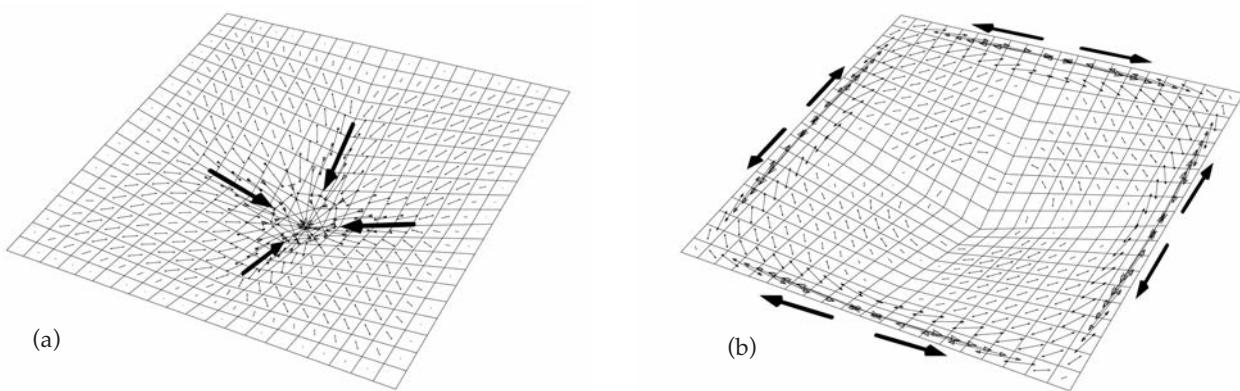
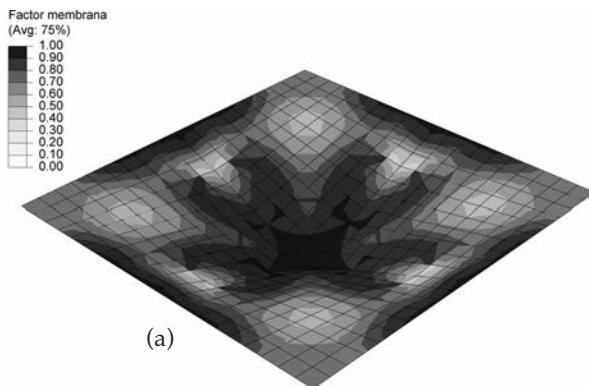
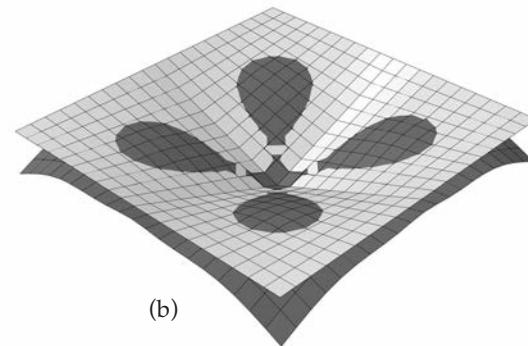


Figura 8. Direcciones principales de tensiones en la Forma A: (a) Compresiones; (b) Tracciones



(a)



(b)

Figura 9. Forma A: (a) Factor de membrana; (b) Deformada, Blanco=Sin deformar, Gris=Deformada (x200)

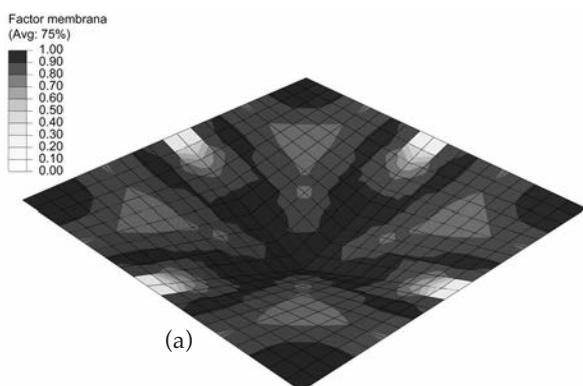
libres, donde Candela dispone una armadura de tracción adicional, y toman un valor máximo de 2,71 MPa. Las compresiones más fuertes aparecen en el centro de la estructura y llegan hasta un valor máximo de 2,14 MPa.

En la Figura 9a aparece la distribución del factor de membrana definido anteriormente. Como puede verse los factores se alejan de la unidad sobre todo en el centro de cada uno de los cuatro paraboloides debido a que al estar los bordes libres aparecen flexiones secundarias como puede verse en la deformada (Figura 9b).

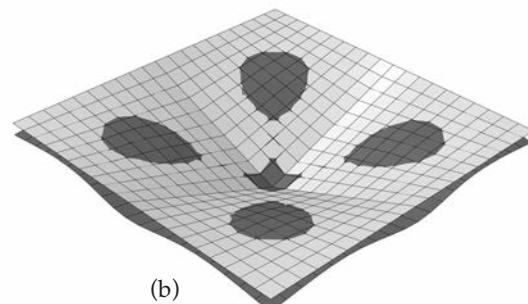
Para ayudar a mejorar el comportamiento de membrana habría que transmitir a la estructura las tensiones de corte necesarias en los bordes. Eso se puede conseguir rigidizando los bordes por ejemplo mediante una viga de rigidez o un tirante, esta última opción tiene la

ventaja de que no afecta a la expresión formal. Para simular ese efecto en nuestro modelo numérico hemos fijado los nodos de los bordes en esa dirección (paralela al propio borde), esto representaría la acción de una barra o tirante muy rígido dispuesto en ese borde. En la Figura 10 podemos ver que el factor de membrana mejora y que la deformación debida a flexiones secundarias se reduce claramente.

Candela utiliza también un análisis simple e intuitivo [9] para confirmar sus cálculos: se trata de asumir que media estructura (es decir dos paraboloides consecutivos) se comporta como un voladizo y que las cargas se concentran en los bordes y en el valle de unión entre los dos paraboloides (Figura 11). En un caso de carga como el que nos ocupa es sencillo calcular la carga de media estructura y el punto de aplicación de su resultante, que



(a)



(b)

Figura 10. Forma A con los bordes fijos en su dirección: (a) Factor de membrana; (b) Deformada, Blanco=Sin deformar, Gris=Deformada (x200)

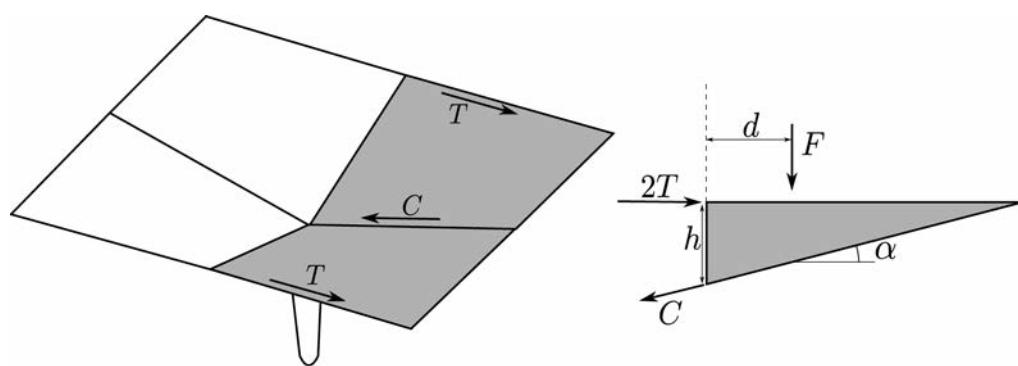


Figura 11. Forma A – Análisis voladizo

estará a una distancia d del punto central. Esa carga se descompone en las tracciones en los bordes, T , y en la compresión en el valle, C . Entonces:

$$Fd = 2Th \Rightarrow T = \frac{Fd}{2h} \quad (10)$$

y C se obtiene directamente planteando el equilibrio en dirección horizontal:

$$C\cos\alpha = 2T \Rightarrow C = \frac{2T}{\cos\alpha} \quad (11)$$

En nuestro caso el peso total de la estructura es de 131,9 kN, así que el valor de F será la mitad ($F = 65,95$ kN). El valor de d es 1,98 m, con lo que considerando que $h = 1,60$ m, tenemos un valor de $T \approx 40,8$ kN. Dado que $\alpha = \arctan(1,6/4) = 21,8^\circ$, el valor de C será $C = 2 \cdot 40,8 / (\cos 21,8^\circ) \approx 87,9$ kN.

En nuestro modelo de elementos finitos obtenemos los valores correspondientes al borde integrando las tensiones en las dos filas extremas de elementos y los valores del valle con las cuatro filas centrales, que es donde se concentran los esfuerzos. Obtenemos unos valores $T_{EF} = 40,0$ kN y $C_{EF} = 87,7$ kN, que son valores muy similares a los obtenidos en el cálculo simple antes citado.

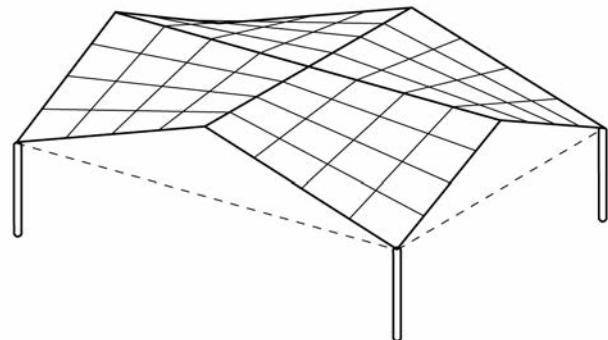


Figura 12. Forma D [1]



Figura 13. Fábrica de Sedas Parisina (Foto de [3])

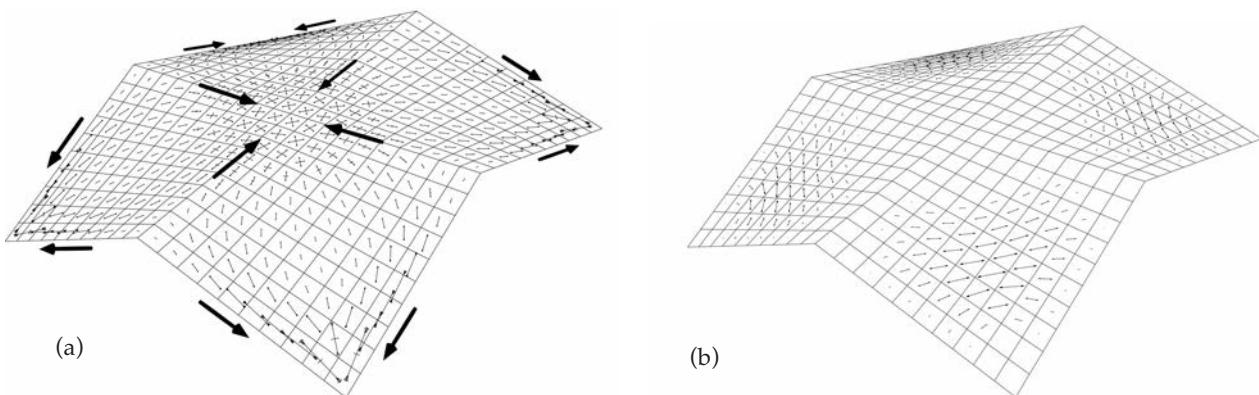


Figura 14. Direcciones principales de tensiones en la Forma D: (a) Compresiones; (b) Tracciones

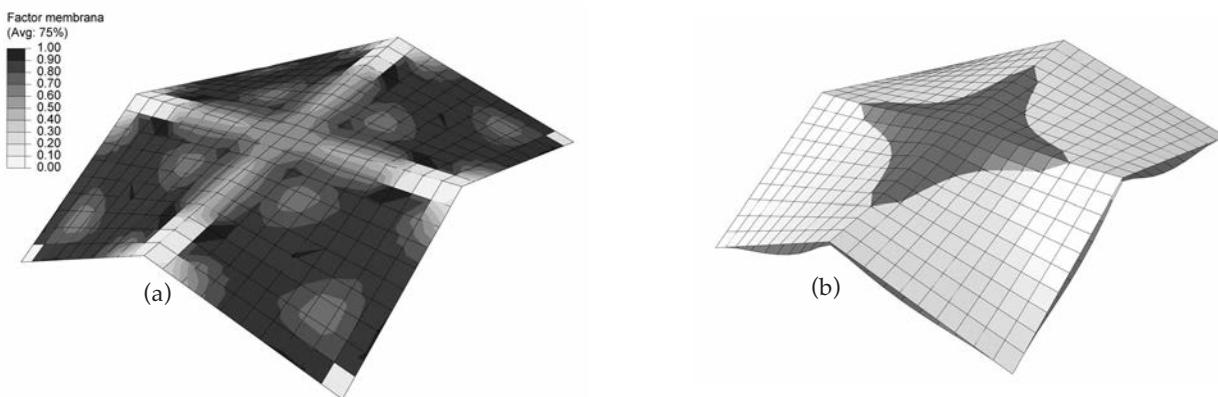


Figura 15. Forma D: (a) Factor de membrana; (b) Deformada, Blanco=Sin deformar, Gris=Deformada (x200)

3.1.2. Forma D

La forma D (Figura 12) la utiliza Candela por ejemplo en la fábrica de Sedas Parisina (1953) (Figura 13), en la Escuela de Danza del Parque de Chapultepec (1956) y en ciertos módulos de la Iglesia de la Milagrosa (1955), todas situadas en Ciudad de México. El modelo que hemos analizado tiene las mismas dimensiones que el del apartado anterior.

La Figura 14 recoge las direcciones principales de tensiones en la fibra media. Lejos de los bordes las direcciones forman 45° con las generatrices y conforme nos acercamos a ellos se van orientando en su dirección. En este caso los bordes están todos comprimidos, lo que se corresponde con los cálculos de [1]. Al igual que en el caso anterior los valores de las tensiones son reducidos y admisibles para el hormigón. En este caso encontramos unas tracciones máximas de 1,23 MPa que aparecen en la fibra superior de los caballetes horizontales y unas compresiones máximas de 2,44 MPa en las zonas de los apoyos. En la Figura 15 aparece la distribución del factor de membrana. Podemos ver que, de acuerdo con el análisis de Candela, en las cumbres con esfuerzos no equilibrados se genera una flexión no deseada, siendo mínimo aquí el índice de membrana.

3.2. Restaurante Los Manantiales

La cubierta de este restaurante situado en Xochimilco

(Ciudad de México) fue terminada en 1958. Está formada por la asociación de cuatro paraboloides hiperbólicos con bordes curvos de manera que se consigue una forma particular que hace que sea conocida popularmente como *La flor* (Figura 16). Son solo cuatro paraboloides porque las hojas opuestas forman parte de la misma superficie. Ya hemos explicado que la presencia de bordes curvos resta importancia a los esfuerzos no equilibrados en esas zonas lo cual da lugar a la posibilidad de obtener formas más espectaculares al no precisarse apoyos especiales ni vigas de borde.

La estructura se apoya en el suelo en ocho puntos que forman un octágono regular. Cada apoyo dista 32,4 m del opuesto. El diámetro máximo de la estructura, es decir, la distancia entre los puntos más altos de dos bordes curvos opuestos, es de alrededor de 42,4 metros. La altura del punto central es 5,84 metros. El espesor de la lámina es 4 cm a excepción de los valles de unión entre paraboloides donde se regresa hasta los 12 cm de forma que esas zonas actúan como vigas de rigidez con sección en "V". Los ocho puntos de apoyo están zunchados por debajo del suelo mediante un octágono de barras de acero que soporta las cargas horizontales de forma que la cimentación solo se ve afectada de cargas verticales.

En la Figura 17 se muestran las direcciones principales de tensiones en la estructura. En el cuerpo de los paraboloides encontramos una dirección circunferencial de

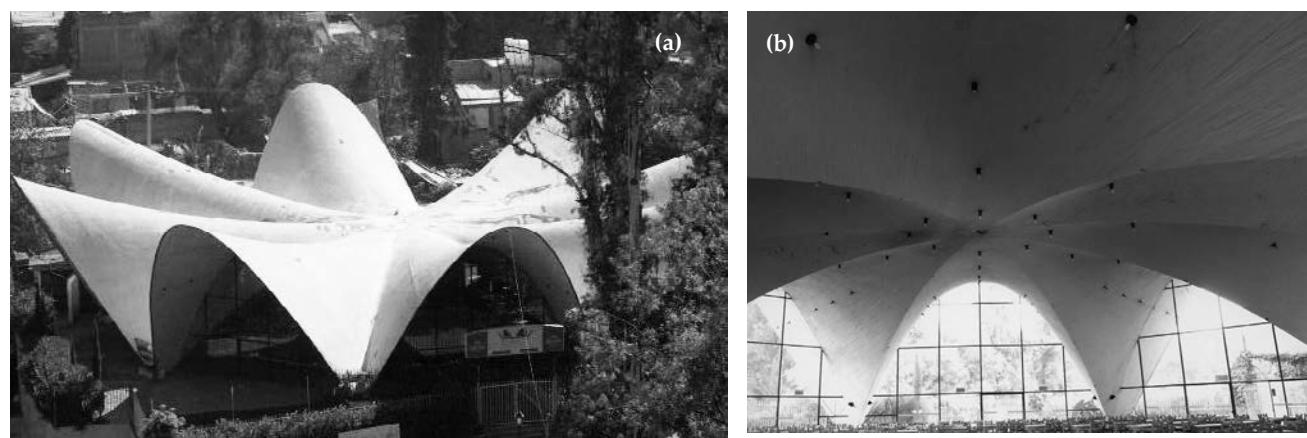


Figura 16. Restaurante Los Manantiales (México D.F.) (Fotos de [9]): (a) Exterior; (b) Interior

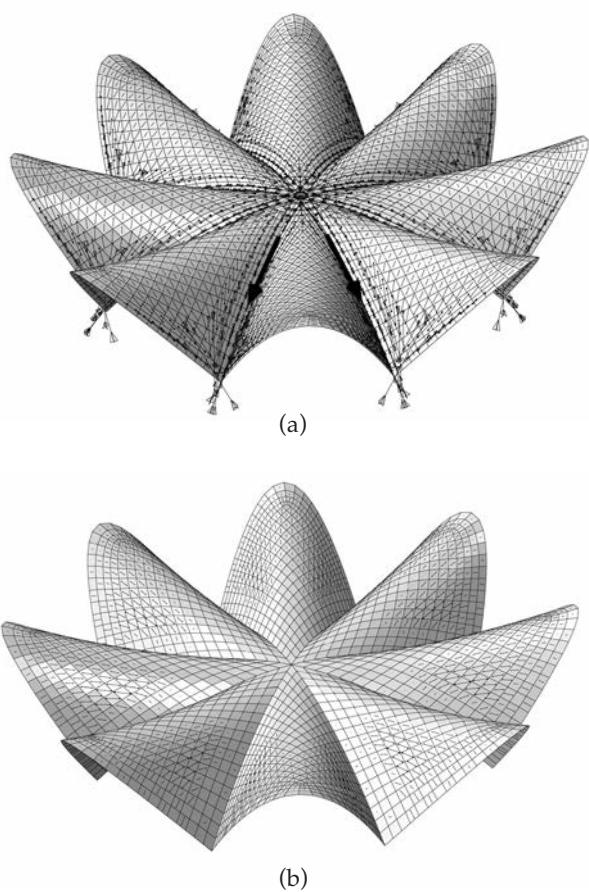


Figura 17. Direcciones principales de tensiones en la cubierta de Los Manantiales: (a) Compresiones; (b) Tracciones

compresión y una dirección radial de tracciones. Los bordes son principalmente caminos de compresión, sobre todo los valles regresados que se comportan como arcos de rigidez que llevan las cargas a las cimentaciones.

Las tracciones máximas en la estructura son muy reducidas y no llegan a alcanzar el valor de 1,0 MPa. Las compresiones son mayores, en la fibra superior aparecen valores de hasta 4,15 MPa; esos valores aparecen muy concentrados en los apoyos. En los modelos de elementos finitos los apoyos se han definido como nodos fijados en todas direcciones; esa condición puntual hace que aparezcan valores de tensiones en esas zonas que no corresponderán con la realidad donde el apoyo está más repartido. Fuera de esas zonas las compresiones máximas en la fibra superior aparecen en el centro de la estructura y alcanzan un valor de 2,73 MPa. En la fibra inferior las compresiones máximas aparecen en la zona de los apoyos y llegan a alcanzar los 2,49 MPa, que son valores totalmente admisibles para el hormigón.

En la Figura 18a se presenta el factor de membrana para la cubierta del restaurante Los Manantiales. Puede observarse que se presenta un comportamiento más de membrana que en los casos anteriores debido a la presencia de bordes curvos. El factor de membrana baja de valor en la zona cercana a los bordes libres, zona en la que, como puede verse en la Figura 18b, aparecen deformaciones debidas a flexión.

Después de que Candela diseñara esta estructura, se ha utilizado el mismo modelo, por ejemplo, en el restaurante Seerose de Postdam (1982) y en la Ciudad de las Artes y las Ciencias de Valencia (2002) en cuya concepción participó el propio Félix Candela.

3.3. Iglesia de Nuestra Señora de Guadalupe

En el año 1963 comienza la construcción de la denominada popularmente *Iglesia de los Mexicanos* en Madrid, con proyecto de Enrique de la Mora y Félix Candela. Colabora asimismo en la obra José A. Torroja Cavanillas. El proyecto de la cubierta puede consultarse en la Biblioteca de la Escuela de Ingenieros de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid ya que fue presentado por el profesor Avelino Samartín, que trabajó en el proyecto, para la obtención del título de Doctor Ingeniero. La cubierta está formada por ocho paraboloides hiperbólicos, con un vértice central más elevado a semejanza de un sombrero mexicano. La planta es un octógono de 20,5 metros de lado.

En este caso los bordes de los ocho paraboloides son bordes rectos, pero las condiciones de contorno son más restrictivas que en los paralelogramos alabeados asociados. Los ocho bordes exteriores están apoyados en unos contrafuertes y unos tímpanos como puede verse en la imagen de la Figura 19. Los bordes de unión entre los

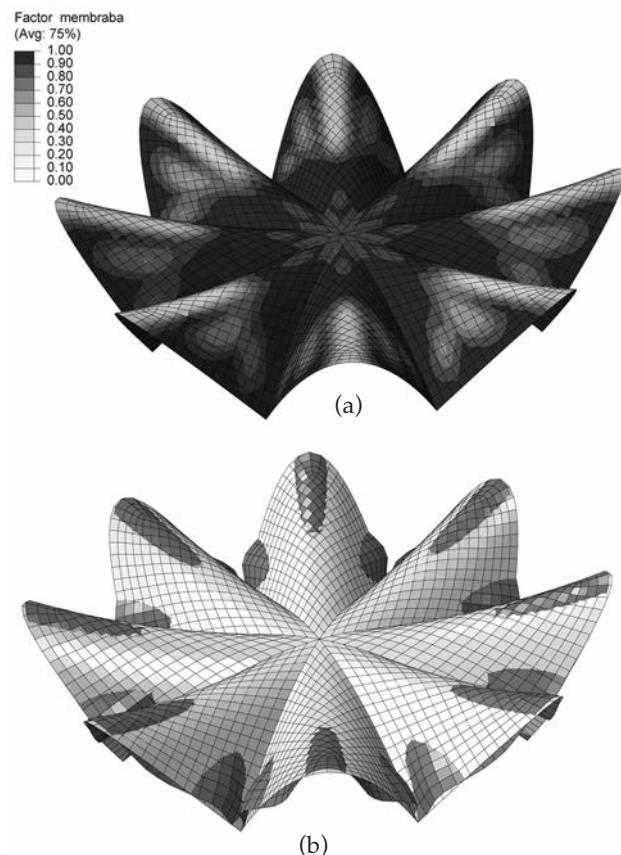


Figura 18. Cubierta de Los Manantiales: (a) Factor de membrana; (b) Deformada, Blanco=Sin deformar, Gris= Deformada (x400)



(a)



(b)

Figura 19. Nuestra Señora de Guadalupe: (a) Exterior; (b) Interior

paraboloides exteriores y los interiores solamente se apoyan en los puntos bajos, pero se refuerzan con unas vigas de rigidez que sujetan más efectivamente las láminas. Los paraboloides centrales están unidos mediante unas cristaleras sujetas por elementos metálicos. En el modelo los bordes exteriores se han considerado apoyados de manera continua y se ha considerado la presencia de las vigas de rigidez (Figura 20). El espesor de los paraboloides es 4 centímetros.

En la Figura 21 se muestra parte de uno de los cálculos de Candela en los que proporciona los valores de fuer-

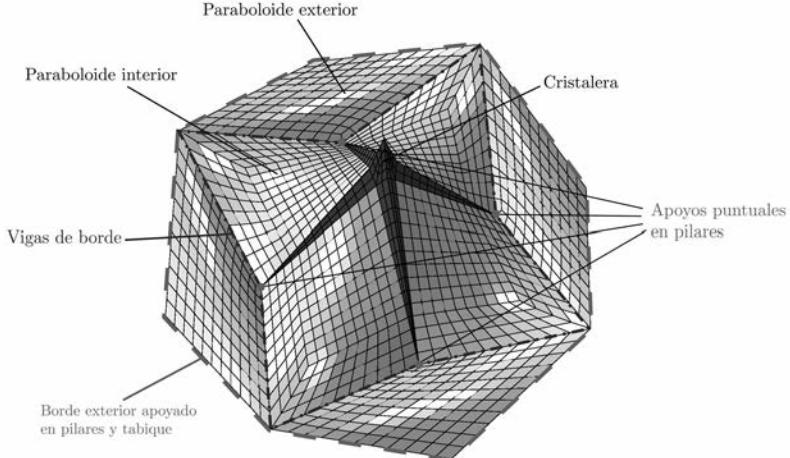


Figura 20. Descripción estructural de la cubierta de Guadalupe

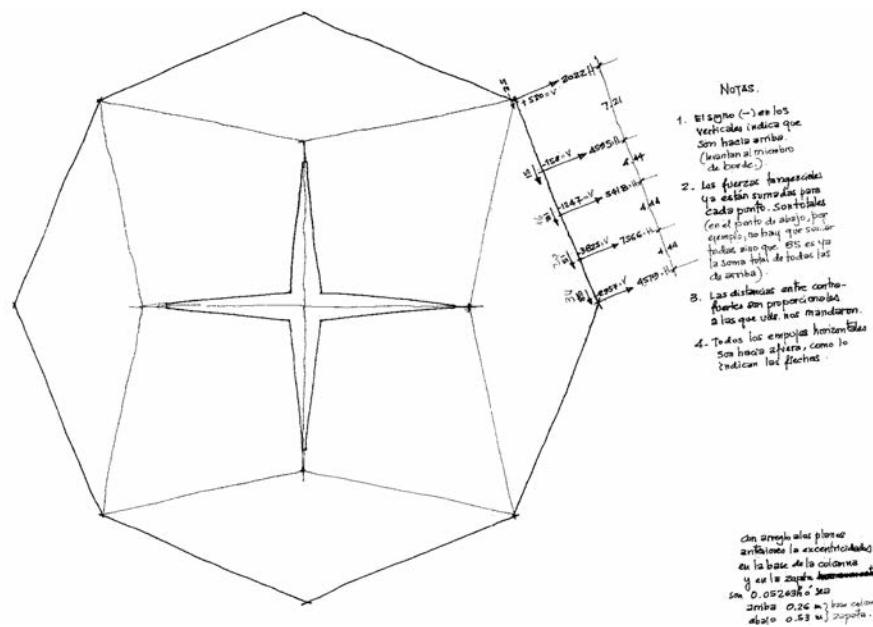
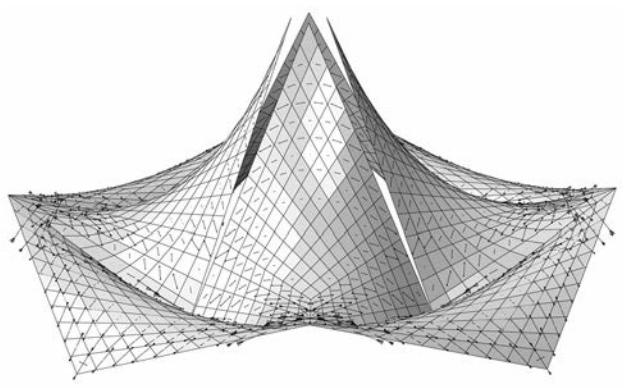
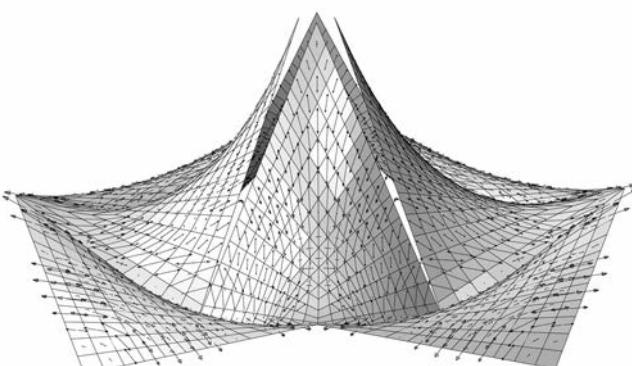


Figura 21. Cálculos de Candela para el proyecto de la iglesia de Guadalupe en Madrid relacionados con las reacciones de borde



(a)



(b)

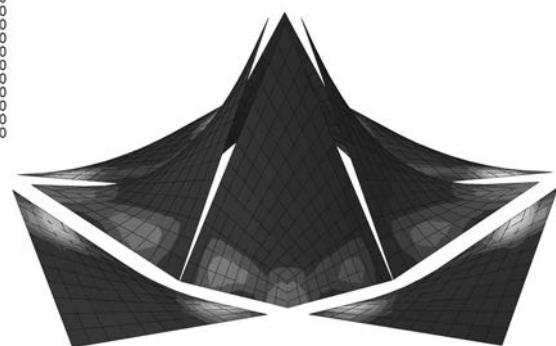
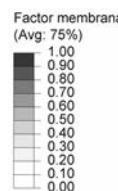
Figura 22. Direcciones principales de tensiones en la cubierta de Ntra. Sra. de Guadalupe: (a) Compresiones; (b) Tracciones

zas necesarias en los apoyos del borde exterior, aspecto que ya se ha comentado antes que resulta esencial para garantizar el funcionamiento como membrana, y al que, como vemos, Candela dedica su atención preferente.

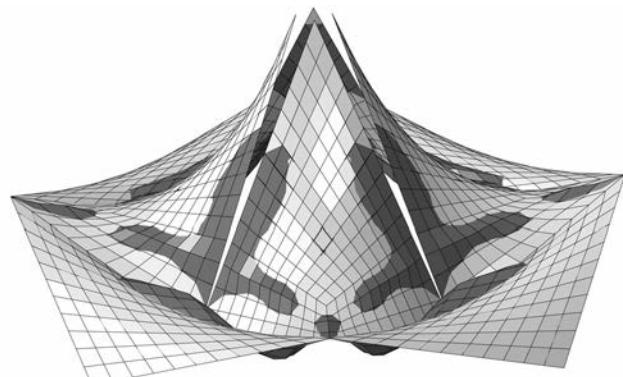
Las direcciones principales de tensiones se muestran en la Figura 22. Al igual que sucede en las estructuras anteriores, las tensiones de tracción son reducidas y alcanzan un valor máximo de 2,89 MPa en la fibra inferior y de 1,83 MPa para la fibra superior. En cuanto a las compresiones los valores máximos están en torno a 3,0 MPa en ambas caras. En la Figura 23 se presenta el factor de membrana para la cubierta. Su valor es muy elevado en la mayor parte de la cubierta y sólo se aleja de la unidad en las zonas próximas a las vigas de borde donde las condiciones de apoyo hacen que aparezcan unas deformaciones de flexión que desvían el comportamiento del de membrana puro.

4. EFECTOS DE LA FISURACIÓN

Aunque las tensiones de tracción en el hormigón obtenidas anteriormente son reducidas, es muy probable que aparezcan fisuras en el material debido por ejemplo a movimientos en los apoyos, imperfecciones geométricas, defectos de construcción o por la propia aleatoriedad del hormigón. Esa fisuración dará a lugar a una redistribu-



(a)



(b)

Figura 23. Cubierta de Guadalupe: (a) Factor de membrana; (b) Deformada, Blanco=Sin deformar, Gris=Deformada (x500)

ción tensional que podrá hacer variar el comportamiento de la lámina. La influencia de ese fenómeno se analiza mediante un análisis no lineal con un modelo de hormigón de fisura cohesiva discreta [10] considerando una resistencia a tracción de 2,5 MPa. En este tipo de modelos las fisuras aparecen cuando las tensiones llegan a una superficie llamada "de detección de fisuras". La plastificación por compresión se controla mediante la denominada "superficie de compresión", aunque en los casos presentados en este artículo las tensiones de compresión son bajas y no se alcanza nunca esa superficie. En la Figura 24 se muestra la definición de esas superficies en función de las tensiones principales. Para el caso de tracción uniaxial, en una primera fase, la tensión crece con la deformación con una constante de proporcionalidad que es el módulo elástico del material hasta alcanzar la resistencia a tracción del hormigón. A partir de ahí comienza la formación de la fisura (punto A) y la capacidad resistente del hormigón va decreciendo hasta anularse cuando la fisura está completamente desarrollada, lo que sucede para una apertura de fisura de 0,05 mm. La ley de ablandamiento se ha tomado lineal [11] (Figura 24). La armadura se dispone con la misma orientación y cuantía que en las estructuras reales. En cada elemento se consideran 9 puntos equidistribuidos en el espesor de la lámina para considerar la variación del estado tensional en las diferentes fibras. En estos cálculos se considera la no linealidad geométrica aunque, como en el cálculo elástico lineal, no tiene apenas influencia.

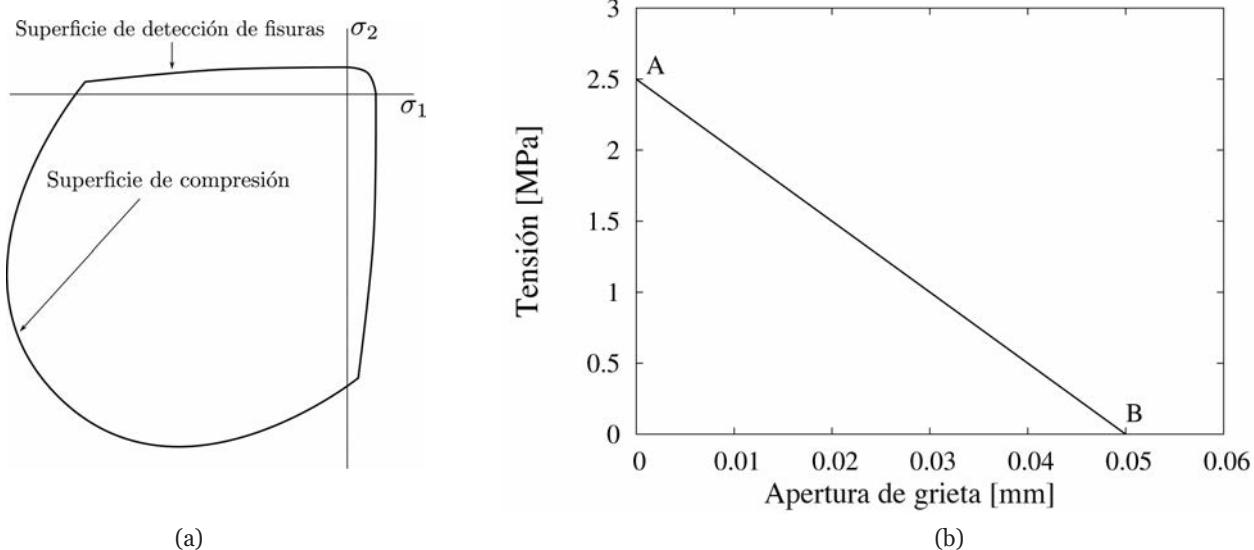


Figura 24. Modelo de hormigón de fisura cohesiva: (a) Superficies de plastificación y fisuración; (b) Diagrama tensión-deformación en tracción uniaxial

Este análisis se realiza en la forma A (paraguas) y en la cubierta de la Iglesia de Guadalupe debido a que es en esas estructuras donde las tracciones alcanzan valores suficientemente altos. Las Figuras 25 y 26 muestran las zonas fisuradas y el factor de membrana en ambas estructuras; como puede verse los valores son casi idénticos a los obtenidos cuando no se considera la fisuración (Figuras 9 y 23). En el caso de la forma A aparecen fisuras en la fibra superior de la zona media de los bordes libres (elementos marcados en blanco en la Figura 25), que es la zona donde se concentran las mayores tracciones. En la Iglesia de Guadalupe apare-

ticos a los obtenidos cuando no se considera la fisuración (Figuras 9 y 23). En el caso de la forma A aparecen fisuras en la fibra superior de la zona media de los bordes libres (elementos marcados en blanco en la Figura 25), que es la zona donde se concentran las mayores tracciones. En la Iglesia de Guadalupe apare-

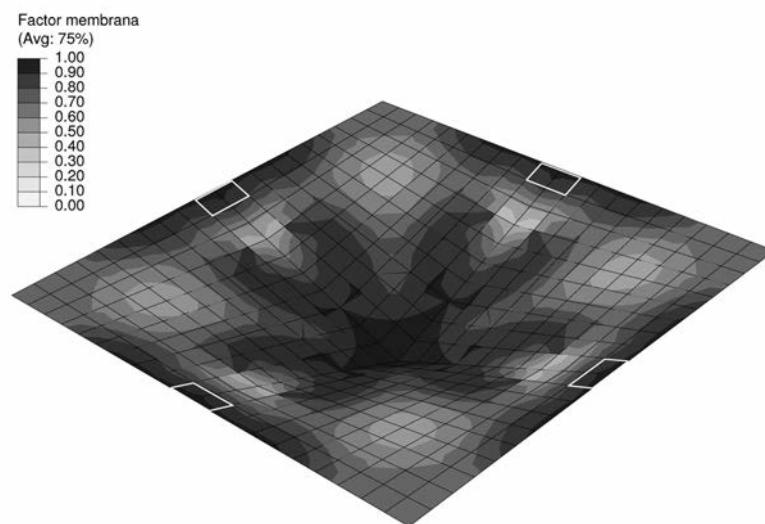


Figura 25. Factor de membrana en la Forma A considerando fisuración ($f_{ct}=2,5$ MPa)

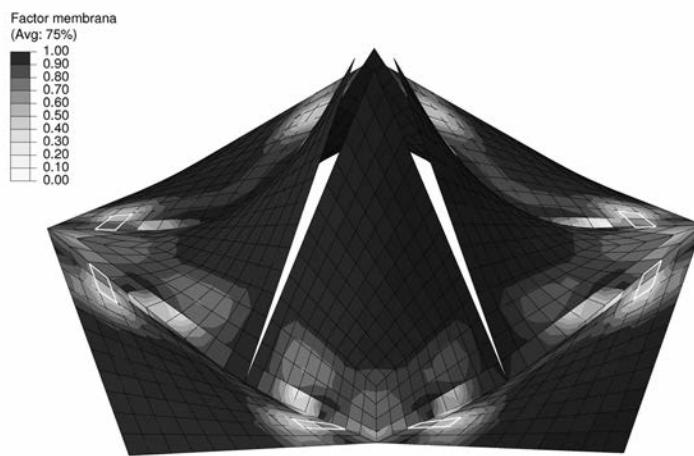


Figura 26. Factor de membrana en la Iglesia de Guadalupe considerando fisuración ($f_{ct}=2,5$ MPa)

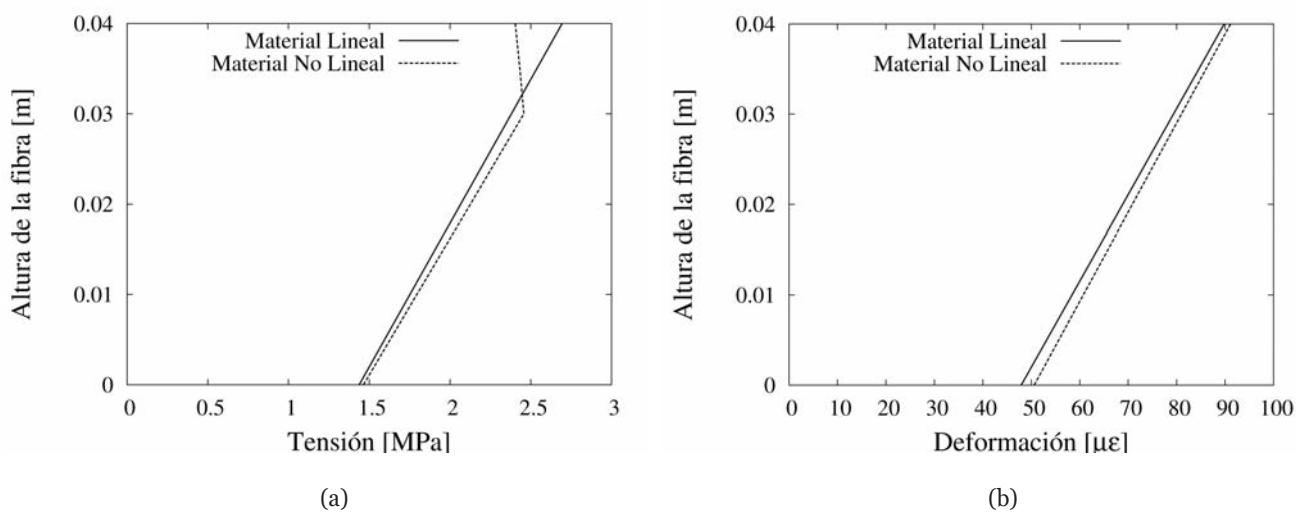


Figura 27. Sección fisurada de la forma A con material lineal y no lineal: (a) Tensiones; (b) Deformaciones

cen en la fibra inferior de las zonas indicadas en la Figura 26, que también es donde se obtenían las mayores tracciones en el cálculo elástico. Los valores de tensiones en las estructuras son prácticamente idénticos, aunque, lógicamente, ya no aparecen tracciones mayores que 2,5 MPa. La Figura 27 muestra las tensiones y deformaciones en la dirección perpendicular a una de las fisuras de la forma A obtenidas en el cálculo lineal y en el no lineal. En el cálculo lineal la fibra superior tiene unas tracciones de 2,7 MPa. Esas tensiones superan la resistencia a tracción del hormigón, que se ha fijado en 2,5 MPa, por eso en el cálculo no lineal aparece una fisura en esa sección y la capacidad resistente de las fibras superiores se reduce dando lugar a un quiebro en la ley de tensiones de la sección. La fisura es incipiente y ninguna fibra llega a perder completamente su capacidad resistente. Como se ve la profundidad de la fisura es alrededor de 1 cm. Debido a ese efecto, las deformaciones son ligeramente mayores en el cálculo no lineal.

Si consideramos un caso más extremo en el que la resistencia a tracción del hormigón se supone igual a 1,0 MPa,

las fisuras no sólo aparecen en los bordes, sino que se extienden por gran parte de la lámina en dirección aproximadamente perpendicular a las direcciones principales de tracción obtenidas en el cálculo elástico y mostradas anteriormente. En la Figura 28 se muestra el factor de membrana y la dirección de la fisura en cada elemento. El factor de membrana aumenta en los bordes, pero en el resto de la lámina sigue tomando valores muy similares a los presentados anteriormente. Las tensiones en la estructura también son muy similares con la salvedad de que ya no aparecen tracciones superiores a 1,0 MPa. La Figura 29 muestra la distribución de tensiones en dirección normal a una fisura que se ha desarrollado completamente; como puede verse hay una zona cuya contribución es nula porque ya se ha alcanzado el punto B del diagrama tensión-apertura (Figura 24).

5. CONSIDERACIONES FINALES Y CONCLUSIONES

Se ha realizado un análisis elástico de algunas obras de Candela, contradiciendo en cierta medida los principios

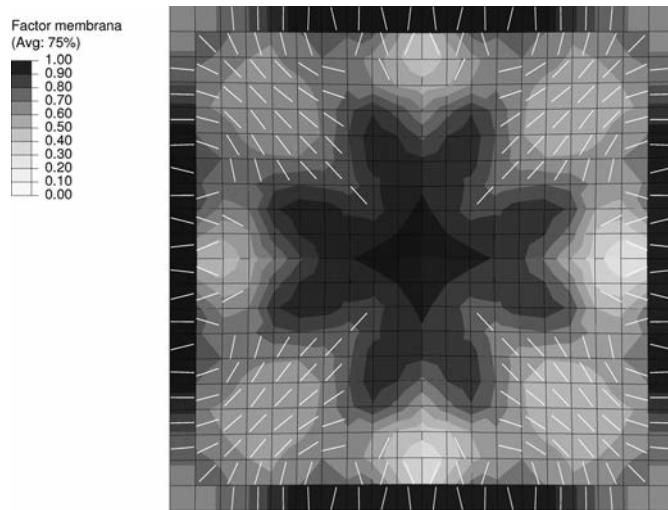


Figura 28. Factor de membrana en la Forma A considerando fisuración ($f_{ct}=1,0$ MPa) y orientación de las fisuras

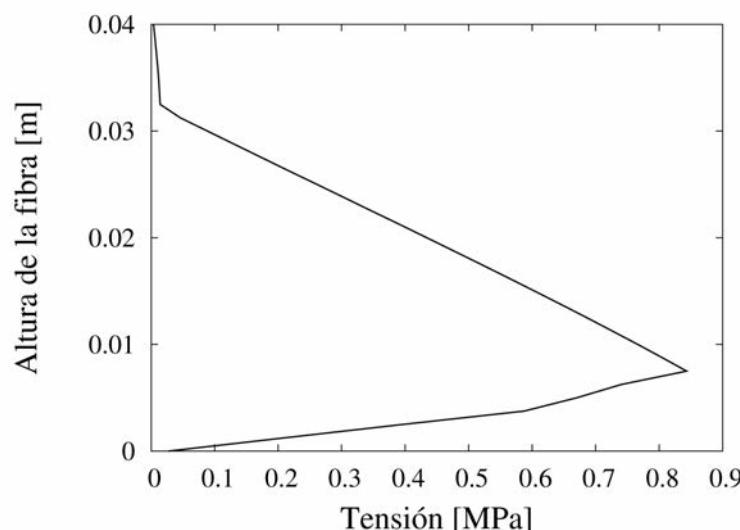


Figura 29. Distribución de tensiones en una fisura totalmente desarrollada en la forma A ($f_{ct} = 1,0$ MPa)

del propio autor que defendió un cálculo basado en consideraciones de equilibrio como hemos explicado anteriormente. En ese sentido conviene mencionar la polémica que se suscitó en la redacción de las recomendaciones para láminas del American Concrete Institute (ACI) [12]. Es de destacar la carta que escribe el arquitecto al presidente del comité, Anton Tedesco. En ella Candela explica los motivos por los que emite un voto negativo a las normas propuestas y advierte que, en el caso de no ser aceptado ese voto, renuncia a ser miembro del comité [9].

La conclusión principal que podemos sacar de los resultados expuestos es que los cálculos y análisis de Félix Candela quedan confirmados por nuestros modelos. Y esto cobra mayor importancia si consideramos que nuestros cálculos son elásticos y que Candela se basa en las condiciones de equilibrio como hemos explicado.

En todos los modelos analizados se confirma la importancia de las condiciones de contorno que hacen que el comportamiento de la estructura se acerque o aleje del estado de membrana como explicó Candela. En el caso de bordes libres las deformaciones hacen que aparezcan flexiones secundarias que reducen el valor del factor de membrana. Cuando los bordes son curvos se simplifica esa exigencia pudiéndose obtener formas más espectaculares como se demuestra en el análisis de la cubierta del restaurante Los Manantiales.

En todos los casos estudiados las tensiones, tanto de tracción como de compresión, son reducidas y admisibles para el hormigón, aunque en algunas zonas puede ser conveniente disponer armadura adicional para evitar problemas derivados de la fisuración. Conviene recordar que el caso de carga empleado es el del peso propio multiplicado por dos, que no corresponde a un caso real pero que se considera que cubre otras acciones como las sobrecargas.

En el caso de considerar la no linealidad del material y suponer una resistencia a tracción reducida aparecen

fisuras en las láminas, lo que da lugar a una redistribución de tensiones en la estructura, pero el comportamiento global sigue siendo de membrana y las tensiones en la lámina apenas varían, salvo que, como es lógico, dejan de aparecer tracciones mayores que la resistencia a tracción del hormigón. La no linealidad geométrica no tiene influencia en los resultados.

Como conclusiones más particulares que solo atañen a las formas A y D podemos reseñar que en los modelos de los paralelogramos alabeados asociados se confirma el signo de las tensiones en los bordes mostrado por Candela [1]. En el caso de la forma A también se confirma que el análisis simplificado de la estructura como un voladizo da unos resultados muy próximos a los obtenidos con el modelo de elementos finitos.

REFERENCIAS

- [1] CANDELA F. "Structural applications of hyperbolic paraboloidal shells". *ACI Journal Proceedings*. 1955, vol. 51, nº 1, p. 397-416.
- [2] REDDY J. *Theory and Analysis of Elastic Plates and Shells*. Boca Raton, FL: CRC Press, 2007. 547 p.
- [3] FABER C. *Candela: The Shell Builder*. New York: Reinhold Publishing Corporation, 1963. 240 p.
- [4] CANDELA, F. *En defensa del formalismo y otros escritos*. Bilbao: Xarait Ediciones, 1985. 172 p.
- [5] CANDELA F. "Hacia una nueva filosofía de las estructuras". *Student Publications of the School of Design*, North Carolina State College, 1955.
- [6] CANDELA F. "General formulas for membrana stresses in hyperbolic paraboloidal shells". *ACI Journal Proceedings*. 1960, vol. 57.

- [7] PUCHER A. "Über den spannungszustand in doppelt gekrummten flachen". *Beton und Eisen*. 1934, vol. 33.
- [8] ABAQUS. Abaqus Incorporation. User's Manual, 2008.
- [9] MOREYRA GARLOCK M.E. y BILLINGTON D.P. *Félix Candela. Engineer, Builder, Structural Artist*. Princeton: University Art Museum – Yale University Press, 2008. 208 p.
- [10] HILLERBORG A., MODEER M. y PETERSSON P.E. "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements". *Cement and Concrete Research*. 1976, vol. 6, p. 773-782.
- [11] CRISFIELD M. A. "Variable step-lengths for nonlinear structural analysis". *Technical Report 1049, Transport and Road Research Lab*, Crowthorne, England, 1982.
- [12] ACI Committee 334. "Concrete shell structures: Practice and commentary". *ACI Journal Proceedings*, Vol. 61, p. 1091-1108, 1964.

Diseño óptimo integral de tubos de hormigón

Comprehensive optimal design for concrete pipes

Albert de la Fuente⁽¹⁾, Antonio Aguado⁽²⁾ y Climent Molins⁽²⁾

Recibido | Received: 14-05-2010
Aceptado | Accepted: 01-07-2010

Resumen

En este artículo se presenta el modelo Análisis de Tubos de Hormigón (ATH), una herramienta para el diseño y la verificación de tubos de hormigón con cualquier configuración de armadura (barras y/o fibras estructurales) sometidos al ensayo de aplastamiento. El modelo permite reproducir el comportamiento hasta rotura del tubo teniendo en cuenta la fisuración y la respuesta post – pico de los materiales. Éste se ha planteado en dos partes: (1) un modelo de análisis no lineal de secciones y (2) un modelo que simula el tubo y la configuración de ensayo. Con ello se pretende, por una parte, estudiar la influencia de distintos parámetros y, por otra, facilitar al proyectista una herramienta para el diseño óptimo y la comprobación de tubos. Asimismo, se presenta un caso real de diseño de un tubo de 2,80 m de diámetro. Se verifica que los resultados propuestos por el modelo concuerdan satisfactoriamente con los experimentales.

Palabras clave: tubos de hormigón, hormigón con fibras, análisis no lineal, ensayo de aplastamiento, fisuración.

Abstract*

In this paper a model called Análisis de Tubos de Hormigón (ATH) is presented. It consists of a tool for designing and checking concrete pipes with any reinforcement configuration (rebars and/or structural fibers) subjected to the three edge bearing test. The model allows reproducing the behaviour up to failure accounting for the cracking and the post-peak response of the materials. It has been divided in two main parts: (1) a model for the non-linear analysis of sections and (2) a model which simulates the pipes and the test configuration. With this model, it is possible to carry with the study about the influence of the main parameters as well as with the optimum design of pipes. Furthermore, a real design case of a pipe with 2.80 m internal diameter is presented. The results obtained with the model are in good agreement with the experimental ones.

Keywords: concrete pipes, fiber reinforced concrete, non linear analysis, crushing test, cracking.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 105 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña, UPC. (Barcelona, España).

(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña, UPC. (Barcelona, España).

Persona de contacto / Corresponding author: albert.de.la.fuente@upc.edu

1. INTRODUCCIÓN

Los tubos de hormigón (TH) para conducciones de saneamiento, ya sean de hormigón en masa (THM) o de hormigón armado con armaduras pasivas (THA) son una solución conocida y aceptada [1].

Asimismo, las alternativas de hormigón con fibras (THF) [2-6] y mixta armaduras pasivas y hormigón con fibras (THAF) también son posibles [2-4]. Éstas proporcionan ventajas tanto desde el punto de vista técnico como económico. Desde el primero, se logra una mejora apreciable de varias propiedades mecánicas del hormigón (ductilidad, tenacidad) y, en particular, con la adición de fibras metálicas [7]. Asimismo, la combinación mixta armado+fibras conduce a una sinergia estructural positiva: las barras desarrollan la principal función resistente [8], mientras que las fibras cosen toda la superficie de las fisuras reduciendo su separación y anchura así como colaboran, junto con las barras, en la función resistente. Desde el segundo, el ahorro de armadura tradicional se traduce en una disminución de las operaciones de montaje, mano de obra, maquinaria y riesgos asociados [4].

Ahora bien, en España, estas dos alternativas se han contemplado en varias campañas experimentales [4], sin embargo, aún no se han introducido en el mercado. Esa falta de implantación puede ser fruto de la tradicional dificultad para vencer la inercia al cambio [9], que dificulta la innovación, así como a factores de riesgo de pequeños cortes en la manipulación de los tubos o bien, a la falta de métodos de cálculo para este material. Respecto a esto, hasta la entrada en vigor de la EHE-08 [10], las fibras no estaban consideradas como material resistente.

De cara a dar respuesta al problema del diseño de TH reforzados con las estrategias habituales (THM y THA) así como con las más recientes (THF y THAF), se presenta este artículo con el objetivo de dar a conocer un nuevo método de diseño óptimo de TH. Para comprobar la bondad de la propuesta en THA, se incluye un ejemplo de diseño de una tubería de 2,80 m de diámetro interior (D_i) en el que se comparan los resultados obtenidos numéricamente con los obtenidos experimentalmente, habiéndose obtenido una excelente correlación entre ambos. Este procedimiento ha permitido alcanzar un significativo ahorro de material.

El método de diseño propuesto se plantea en dos partes diferenciadas:

1. Un modelo de análisis no lineal de secciones que acepta múltiples configuraciones de armado.
2. Un modelo de análisis estructural, que incluye el modelo de análisis seccional como subrutina y que simula el tubo y la configuración del ensayo de aplastamiento (EA) o de tres aristas (E3a) (ver Figura 1), permitiendo reproducir el comportamiento integral hasta rotura del tubo.



Figura 1. Ensayo de tres aristas o de aplastamiento.
Cortesía de PREFRAGA.

2. LA SITUACIÓN ACTUAL

2.1. Método directo y el método indirecto de diseño

El *método directo* [11-13] se fundamenta en la definición de las leyes de esfuerzos considerando la interacción suelo-estructura mediante el método de elementos finitos (MEF) [14-16] o, alternativamente, mediante distribuciones de presión aproximadas [17 y 18]. A partir de éstas, se verifica la capacidad estructural del tubo frente a: (1) la flexión; (2) la tensión diagonal (cortante); (3) la tensión radial; (4) la deformación excesiva del hormigón comprimido y (5) frente a un ancho de fisura (w) fijado.

El uso de este método conduce, en general, a diseños estructuralmente eficientes y económicos [15], si bien con elevado esfuerzo de cálculo y tiempo. Su uso se reserva para:

1. El diseño de tuberías de gran diámetro y/o con grandes coberturas de terreno.
2. Casos en los que un diseño, considerando las condiciones reales de instalación, pueda conducir a reducciones importantes de costes económicos.
3. Estudios paramétricos.

El *método indirecto* se basa en la determinación experimental de la resistencia del tubo mediante el EA (Figura 1). Las condiciones de este ensayo se pueden reproducir fácilmente en las plantas de prefabricados que producen TH.

La principal diferencia de este método frente al *método directo* es que no se precisa de la determinación de las leyes de esfuerzos en la configuración final del tubo. Además, se supone que el EA reproduce la condición más pésima de apoyo en situación de servicio (apoyo directo) [4]. Esto hace que sea el método más extendido, aparte de la fiabilidad y reproducibilidad del EA,

viniendo todo ello apoyado por la existencia de códigos que facilitan la tarea del proyectista.

La carga que debe alcanzar el tubo en el EA está tabulada en función del: diámetro nominal D_n (D_i en TH), el tipo de verificación (servicio o rotura) y la clasificación resistente (E y A, europea y americana, respectivamente).

A nivel de cálculo, existen varias aproximaciones analíticas para reproducir el comportamiento integral hasta rotura de los THM y los THA [19] bajo la configuración del EA. Incluso, existen modelos numéricos que tienen en cuenta también la interacción suelo-estructura: el Soil Pipe Interaction Design and Analysis (SPIDA) [14-15] y el Standard Installation Direct Design (SIDD) [20], por ejemplo. A pesar de ello, éstos han sufrido cierto desfase en comparación con los modelos actuales en cuanto el tratamiento a nivel sección [21]. En este sentido, estos modelos no son operativos cuando se pretende afrontar el diseño y/o comprobación de THF y THAF.

2.2. Situación normativa

A nivel europeo, la UNE-EN 1916 [22] regula tanto los THM como los THA o tubos de hormigón reforzados con fibras de acero (THFA). Si bien, ésta no considera la situación mixta de fibras y armadura pasiva (THAFA). Por otro lado, dicha normativa europea recoge conceptos de las americanas ASTM C14 [23] y C76 [24] para THM y THA, respectivamente, basadas en el *método indirecto*.

La UNE-EN 1916 [22] no sugiere ni cuantías mínimas de armadura pasiva tradicional ni de fibras para alcanzar las clases resistentes A o E. Éstas se fijan en las normativas nacionales y están basadas en la ASTM C76 [24] o en algún método de diseño de THA [18 y 25]. En este sentido, en España es la UNE 127916 [26] la que fija las cuantías mínimas de acero en THA. Sin embargo, no se establecen cuantías mínimas de fibra de acero para THFA, sino que debe disponerse la reflejada en los documentos de fábrica.

2.3. Retos de futuro

Para THA, de lo expuesto hasta aquí se deduce, por un lado, que en ocasiones la armadura mínima sugerida por las normativas conduce a resultados del EA demasiado conservadores y, por otro, que para diámetros nominales elevados (por encima de 2,50 m), su diseño no queda contemplado en las normativas.

En relación con los THFA, debido a la falta de recomendaciones y métodos de cálculo simplificados, el diseño se hace por tanto: probar con varias dosificaciones y/o espesores hasta que se logra una cuantía óptima para alcanzar la clase resistente deseada en el EA.

De cara a dar respuesta a estos vacíos, se ha desarrollado un modelo de análisis no lineal de TH llamado

Análisis de Tubos de Hormigón (ATH) para la simulación numérica del EA. Con esta herramienta se puede estudiar: (1) configuraciones de armadura y clases resistentes no recogidas en normativa; (2) la inclusión de fibras, con capacidad estructural, como elemento resistente y cuantificar su aportación en todas las fases de carga; (3) la influencia de parámetros geométricos del tubo y mecánicos de los materiales y (4) la sinergia estructural derivada del empleo de fibras y armadura pasiva.

Se pretende, de este modo, que el técnico pueda emplear el modelo ATH para adecuar el diseño de los tubos a las condiciones reales de planta y optimizar el tipo y las cuantías de refuerzo. Así, se evitará recurrir al ensayo como método de prueba-error de diseño, lo que resulta antieconómico debido al gran número de diámetros comerciales, espesores y clases resistentes y, por lo tanto, frena el desarrollo tecnológico de este elemento (la aceptación de fibras estructurales, por ejemplo).

Antes de plantear el modelo, parece conveniente explicar con cierto detenimiento el EA con el fin de entender mejor comportamiento del mismo, tanto a nivel estructural y seccional como del material.

3. EL ENSAYO DE APLASTAMIENTO (EA) O DE TRES ARISTAS (E3A)

3.1. Procedimiento de Ensayo

La ASTM C497-05 [27] y UNE-EN 1916 [22] especifican las dimensiones, materiales, el procedimiento a seguir y la configuración para ejecutar el EA. La sección transversal y el perfil longitudinal del EA se presentan esquemáticamente en la Figura 2.

El proceso de carga y los requerimientos resistentes son función del tipo de armado [22]. Concretamente, para THA el ensayo se lleva cabo de forma continua hasta la rotura del tubo, verificándose que se alcanza la carga de fisuración controlada (F_c) para la cual se produce una fisura estabilizada de ancho 0,3 mm y longitud continua máxima de 300 mm y, también, que la carga de rotura (F_u) es superior a la carga de rotura especificada (F_n). Por otra parte, un THFA debe:

1. Resistir F_c durante un minuto sin que aparezcan fisuras, siendo F_c igual o superior al 67% de F_n .
2. Llevar el tubo hasta rotura, obteniéndose F_u la cual debe ser superior a F_n .
3. Cuando la carga ha descendido más de un 5% respecto a F_u , se procede a la descarga para posteriormente recargar. En esta segunda carga se debe alcanzar, como mínimo, el 67% de F_n . Este nivel de carga debe ser soportado durante un minuto sin que se produzca la ruina del tubo. La historia de carga completa se recoge en la Figura 3.

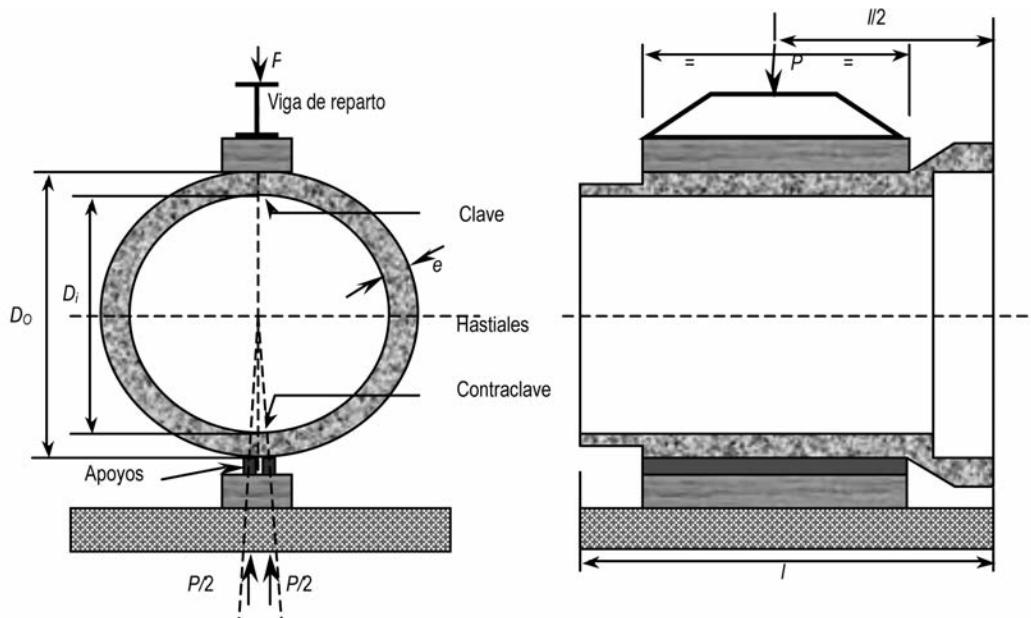


Figura 2. Izquierda, sección transversal y derecha, sección longitudinal del EA

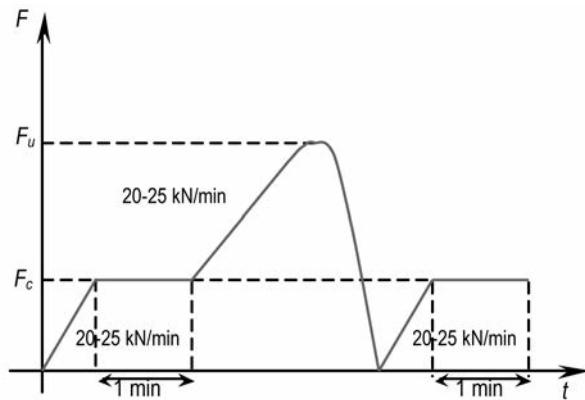


Figura 3. Patrón de carga en el tiempo P-t aplicado en el EA en los THFA

La razón de ser de este proceso de carga cíclico es verificar que el tipo y la cuantía de fibras son las adecuadas para garantizar la carga mínima post-rotura y, de forma indirecta, que el anclaje fibra-hormigón y la resistencia post-pico del hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) son las adecuadas [6].

3.2. Respuesta estructural de TH bajo el EA

La respuesta estructural se descompone en las fases reflejadas en las Figuras 4a y 4b: (1) Elástica, (2) Elástica-Fisurada, (3) Fisurada, (4) Pre-Rotura, (5) Rotura y (6) Post-Rotura.

Los TH recorren las mismas fases durante el EA independientemente del tipo de refuerzo. En estado de agotamiento, los modos de fallo de la estructura pueden ser varios: flexión, cortante y tensiones radiales [11]. Si bien, este trabajo se centra en los mecanismos de rotura por tensiones normales.

La tubería es una estructura con un grado de hiperestatismo y, consecuentemente, tiene la posibilidad de redistribuir esfuerzos de flexión en función de la capacidad de giro de las secciones críticas. En este sentido, la capacidad de redistribución no sólo depende de la geometría (D_i , e) y de las condiciones de apoyo, sino también del tipo, cuantía y configuración de armado.

Por esta razón, previo a describir el modelo ATH, se hace un análisis teórico de la respuesta de los TH frente al EA. La exposición se apoya en las curvas cualitativas carga F desplazamiento vertical en clave v (Figura 4a) y en la evolución de los esfuerzos flectores M con F en las dos secciones críticas (Figura 4b). En este sentido, la clave y la contraclave trabajan a flexión simple, mientras que el resto de secciones a flexión compuesta.

Fase elástica (1)

La respuesta en esta fase está gobernada principalmente por la geometría (D_i , e y β), el módulo de elastici-

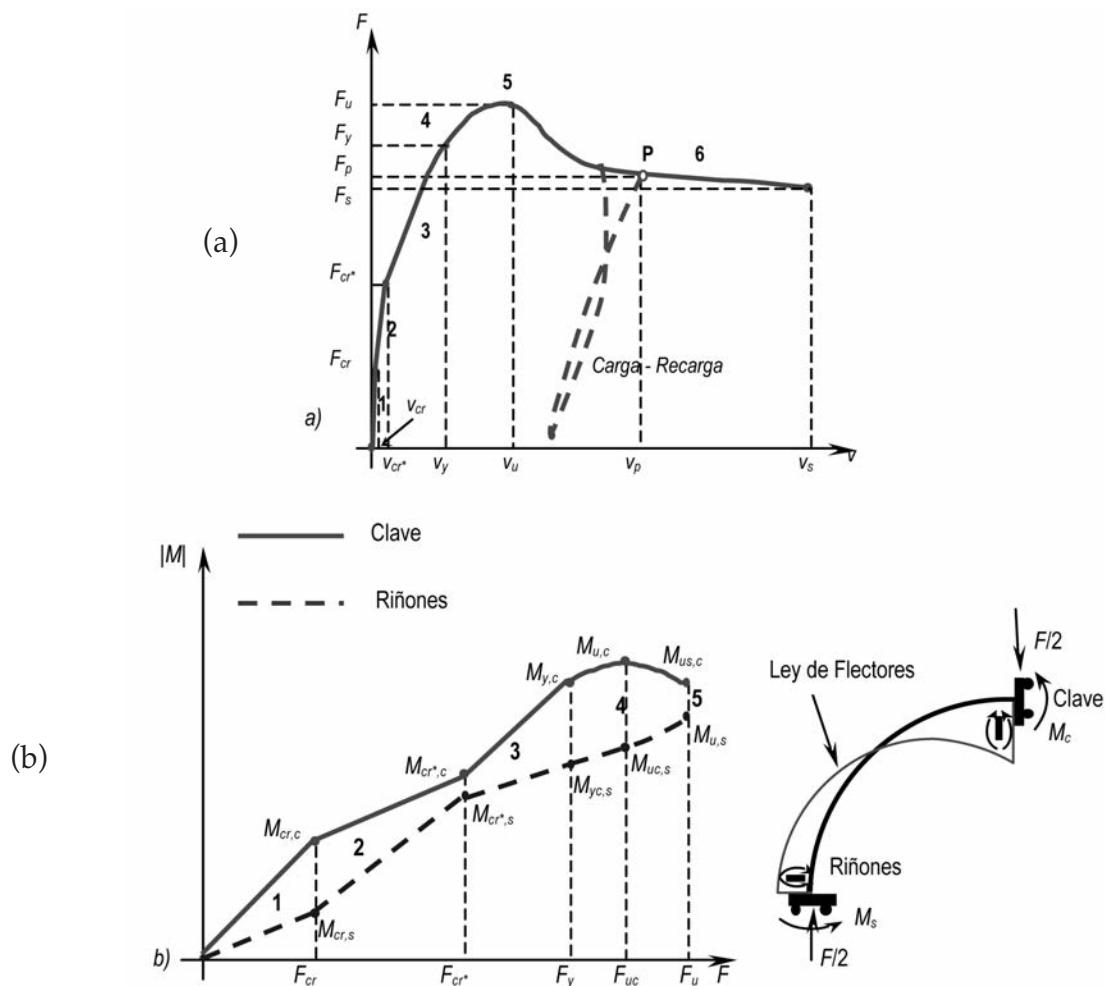


Figura 4. Diagramas cualitativos: a) Carga-desplazamiento en clave y b) Momento-carga para una tubería con capacidad de redistribución plástica completa.

ciudad de la matriz de hormigón (E_c) y su resistencia a tracción (f_{ct}). Asimismo, ésta es prácticamente independiente del tipo y de la configuración de armadura [6]. La tubería en esta fase ofrece su máxima rigidez frente al aplastamiento y los materiales responden elásticamente hasta que se alcanza la carga de primera fisura (F_{cr}), a partir de la cual se pasa a la fase fisurada. Para la carga F_{cr} , las secciones críticas trabajan a $M_{cr,c}$ en clave y $M_{cr,s}$ en riñones.

Fase elástico-fisurada (2)

En esta fase la sección de clave ha fisurado. Debido a la pérdida de rigidez a flexión de ésta y, en virtud del hiprestatismo del sistema, se produce una redistribución de momentos hacia los hastiales (Figura 4b). Asimismo, la curva $F-v$ sigue una tendencia lineal (Figura 4a) con una ligera pérdida de rigidez respecto a la fase anterior.

La fase finaliza cuando se alcanza la fisuración de los riñones para $M_{cr^*,s}$ (superior a $M_{cr,c}$ debido a la existencia de un esfuerzo axil en esa sección de valor $F_{cr^*}/2$) y para un esfuerzo reflector $M_{cr^*,c}$ en clave.

En tubos con cuantía de armadura superior a la mínima de flexión $A_{smín,f}$ [28 y 29], siendo ésta la suma

de toda la armadura traccionada (barras+fibras), no se produce la ruina al alcanzar F_{cr^*} (Figura 4a).

Contrariamente, en THM, en algunos THF y, en el caso extremo, en THA y/o THAF con cuantías inferiores a $A_{smín,f}$, la carga F^* es la de rotura (F_u) y, el modo de fallo es frágil. En este caso, no existen prácticamente fisuras adicionales aparte de las concentradas en las secciones críticas (ver Figura 5).



Figura 5. Patrón de fisuración en rotura en THFA. Cortesía de PREFRAGA

Fase fisurada (3)

En esta etapa se inicia un nuevo proceso de redistribución de momentos: la clave se rigidiza debido a la fisuración de los riñones, que han perdido parte de su rigidez inicial al final de la fase 2. En el transcurso de esta fase, el patrón de fisuración se estabiliza y el ancho de fisura (w) en las secciones extremas aumenta con F . La respuesta en el espacio $F-v$ es lineal (ver Figura 4a).

Los THA presentan la carga de prueba F_c [22] en el rango $[F_{cr}-F_y]$, siendo F_y la carga para la cual la sección más crítica plastifica. En general, con las configuraciones de armadura habituales, esta sección es la de clave, siendo $M_{y,c}$ su momento de plastificación y $M_{yc,s}$ el momento en riñones cuando se alcanza $M_{y,c}$.

Fase Pre-Rotura (4)

La fase de pre-rotura consiste en un proceso de degradación progresiva de la tubería que, generalmente, activa un proceso de fisuración secundaria. Se produce una pérdida no lineal de la rigidez con el aumento de F (Figura 4a) produciéndose una nueva redistribución de momentos hacia los riñones. No obstante, se precisa de dos requisitos para que se pueda dar esta redistribución y que la rotura se alcance primero en la sección en clave:

- Homogeneidad de la matriz de H en THM o de la matriz de HRF en THF. En tal caso, la existencia de un axil de valor axil $F/2$ en la sección de riñones tiene un efecto favorable y retrasa su rotura. Bajo esta hipótesis, se puede garantizar que los riñones no agotan cuando se alcanza F_y y que pueden absorber más energía de flexión. En la Figura 6a se presenta un diagrama de interacción axil-flector cualitativo de una sección de un THM o un THF con las trayectorias de esfuerzos de las secciones críticas. Nótese, que se trata de una superficie simétrica res-

pecto al eje horizontal. Esto se debe a la simetría tanto de la sección (rectangular) como a la distribución homogénea del refuerzo, en el caso de existir éste. Teniendo en cuenta este hecho y la existencia del axil ($F/2$) en los riñones, se comprueba que $|M_{u,s}| > M_{u,c}$ y, en consecuencia, la capacidad de redistribución de sistema.

- Refuerzo adecuado de la sección en riñones en THA y THAF. En referencia a esto, las cuantías de armadura empleadas para resistir las tracciones en la zona de riñones en THA oscilan entre un 60% [22] y un 75% [19] de las dispuestas en clave. En general, estos porcentajes son suficientes para que la plastificación se inicie en clave ($M_{y,c}$) y pueda desarrollarse la redistribución de esfuerzos clave-riñones de esta fase. La Figura 6b recoge el diagrama de interacción axil-flector cualitativo de una sección de un THA o un THAF. En ésta se observa que, a diferencia del caso anterior, $|M_{u,s}|$ no es, en general, superior a $M_{u,c}$ debido a los porcentajes de armadura anteriormente mencionados.

Esta fase finaliza cuando se alcanza la carga F_u , siendo $M_{us,c}$ el momento en clave cuando se alcanza $M_{u,s}$.

Rotura (5)

La fase de rotura se concentra en el punto de coordenadas (F_u, v_u) del diagrama $F-v$ (Figura 4a). Se trata de un estado a partir del cual el sistema no acepta mayor carga. El modo puede ser frágil o dúctil; concretamente, los THM y tubos los THA, THF y THAF con cuantías inferiores a $A_{smi,f}$ presentan rotura frágil y se produce al final de la fase 2. Por el contrario, los tubos con cuantías superiores a $A_{smi,f}$ presentan un comportamiento más dúctil y con un patrón de fisuración con mayor número de fisuras.

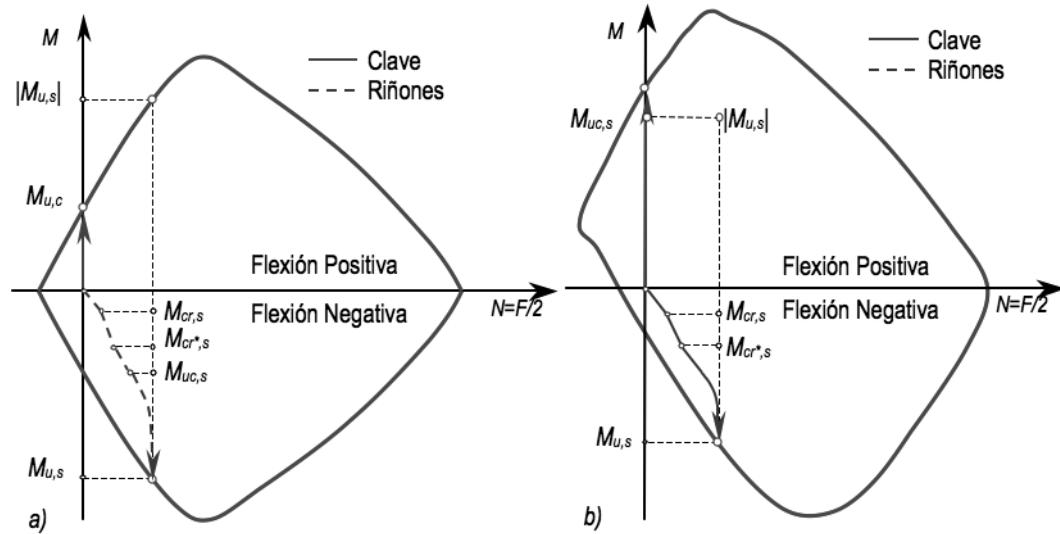


Figura 6. Diagramas de interacción Nu-Mu y trayectorias para secciones (a) de hormigón en masa o con fibras y (b) con refuerzo asimétrico

En tubos de clases resistentes elevadas y diámetros medios-altos ($D_i > 1800$ mm), es habitual no someter los tubos hasta la carga F_u por varias razones: (1) falta de capacidad de carga de las prensas habituales; (2) deformaciones elevadas del sistema en pre-rotura y, por lo tanto, peligro de fallo del pistón y/o del sistema hidráulico; (3) en ocasiones sólo interesa conocer la carga F_c , en consecuencia, se detiene el ensayo cuando se alcanza dicho valor para luego reaprovechar el tubo. Habitualmente, F_c suele ser la más determinante y la que goberna el diseño del tipo y configuración de armadura. Estas razones son las que justifican la poca disponibilidad de resultados de ensayos para este rango de diámetros y niveles de carga.

Post-Rotura (6)

En esta fase, el sistema se limita a deformarse con resistencia decreciente al aplastamiento. Las fisuras de mayor ancho se sitúan en las secciones críticas (clave, contraclave y riñones). Para éstos, el EA se detiene cuando se alcanza un desplazamiento de seguridad (v_s) con el fin de evitar fallos en el pistón (ver Figura 4a).

Los THM sufren rotura frágil y no ofrecen prácticamente resistencia post-rotura. Del mismo modo, para la verificación de los THA sólo se requiere conocer F_c y, en algunos casos, F_u , por lo tanto, no es necesario someter al tubo hasta estos niveles de deformación. Si bien, si las cuantías de acero son las adecuadas, la rotura dúctil está garantizada.

En cambio, para THFA se precisa someter al tubo a un proceso de descarga-recarga (Figura 3) hasta alcanzar altas deformaciones. En [6] se recogen los resultados de una campaña experimental dedicada, entre otras, a corroborar que la respuesta post-rotura es prácticamente independiente de si se ha realizado el ensayo de forma continua o de forma cíclica. En este sentido, esta respuesta depende, fundamentalmente, del tipo de fibras empleadas. Nótese, que el punto P de la Figura 4a pertenece tanto a la curva respuesta del ensayo continuo como a la del ensayo cíclico. Este hecho facilita enormemente las operativa de ensayo, pudiéndose aplicar un ensayo continuo cuando se emplean fibras con resistencia y anclaje adecuados.

4. MODELO NUMÉRICO PARA LA SIMULACIÓN DEL EA

4.1. Introducción

Para la simulación del EA hasta altos niveles de deformación se requiere una subrutina que tenga en cuenta aspectos como: la respuesta fisurada y post-rotura de los materiales y la modelización de la respuesta del HRFA. Para ello, se ha empleado el modelo Análisis de Secciones Simétricas (AES) [30].

Por otra parte, se ha desarrollado la rutina ATH, que incluye el modelo AES. Este modelo permite evaluar la respuesta de TH con múltiples estrategias de refuerzo sometidas al EA. En lo que sigue, se exponen las bases principales del modelo AES incidiendo en las modificaciones introducidas para este trabajo y el modelo ATH.

4.2. Modelo de análisis seccional

4.2.1. Modelización de los materiales

El modelo AES considera la deformación total del hormigón $\varepsilon(t, t_0)$, evaluada en un instante t , como la suma algebraica de las deformaciones de origen mecánico y las deformaciones no mecánicas [ver 30 y 31]. En este trabajo, las segundas no se tienen en cuenta por 2 razones: (1) el esquema de cargas aplicado EA es de naturaleza instantánea y (2) que, en la mayoría de los casos, los efectos de la retracción sobre el estado tensodeformacional de los materiales es pequeña y puede despreciarse [19].

Para simular el comportamiento a compresión del hormigón se emplea el diagrama TTJ [32] porque abarca un rango amplio de resistencias del hormigón y simula adecuadamente la rama post-pico. Por otra parte, el comportamiento a tracción y la rigidización entre fisuras se describe mediante un diagrama Collins y Mitchell [33].

El comportamiento a compresión del HRFA se simula con la expresión propuesta en [34], mientras que su respuesta a tracción se modela mediante un modelo tipo tensión-deformación [35], implementado por ser referente internacional [36].

Por otra parte, el ancho de fisura (w) se evalúa de distintas formas según el tipo de tubo: (1) para THA se emplea la formulación recogida en el Eurocódigo 2 [37]; (2) para THAF se emplea una extensión de la formulación anterior [35] y (3) para THM y THF se ha deducido una expresión a falta de algún modelo alternativo en la bibliografía para su evaluación.

En concreto, para THM y THF se supone que la tubería se comporta como un sólido rígido bajo el EA. Esta hipótesis es razonable en este tipo de tubos, ya que se trata de tubos de diámetro pequeño-mediano ($D_i < 1000$ mm) en los que la respuesta es rígida.

Supóngase que el sólido rígido de la Figura 7 representa un cuarto de tubería y que el ancho de fisura ($w=2w^*$) se puede evaluar descomponiendo el movimiento total en A en un giro con centro en el punto B de valor $\theta_{A'}$ que provoca un descenso de valor v_A y un cierre de la fisura $h_{A'}$ y en un desplazamiento horizontal de los riñones de valor u_B que tiende a abrir la fisura.

Atendiendo a esta descomposición, el valor de w se deduce de la Ecuación 1a, donde h_A puede suponerse

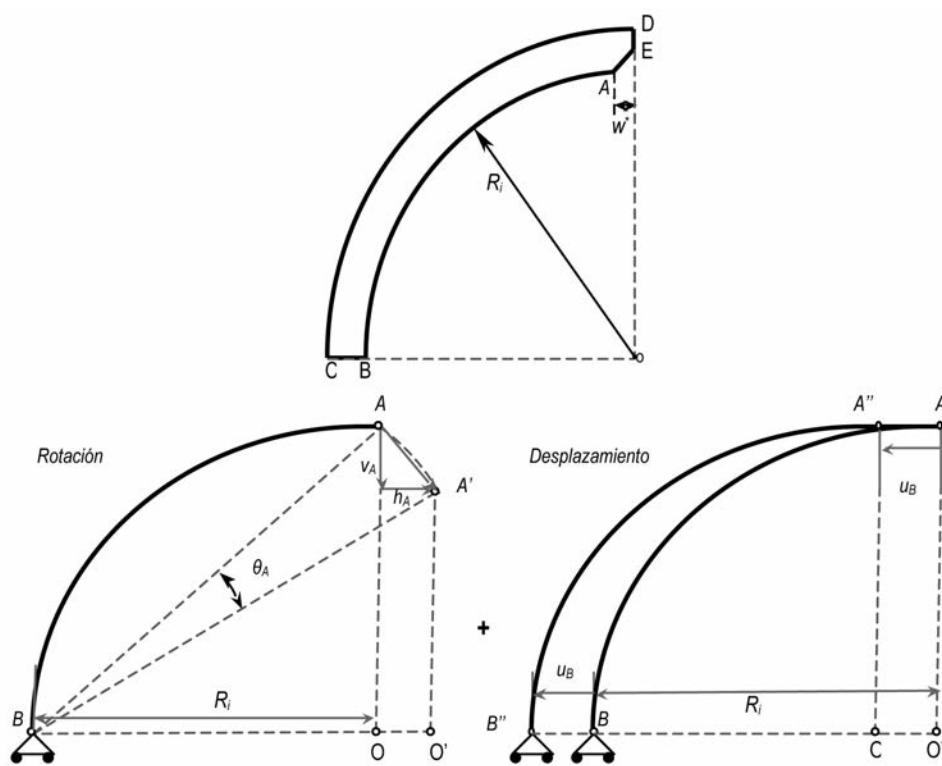


Figura 7. Esquema de sólido rígido adoptado para el cálculo de w en THM y THFA.

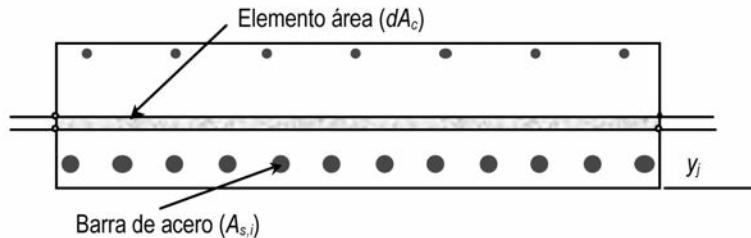


Figura 8. Ejemplo de discretización de una sección de tubería

aproximadamente igual a v_A (Ecuación 1b) al tratarse de pequeños desplazamientos. Por lo tanto, w se puede relacionar con v_A y u_B (valores que derivan del cálculo estructural) mediante la Ecuación 1c.

$$w = 2u_B - h_A \quad (1a)$$

$$h_A \approx v_A \quad (1b)$$

$$w \approx 2u_B - v_A \quad (1c)$$

El acero pasivo para armadura se modeliza con un diagrama trilineal con la posibilidad de endurecimiento.

4.2.2. Hipótesis básicas

Se han tomado las siguientes hipótesis: (1) Las secciones tienen un eje de simetría y están sometidas a estados de flexocompresión recta; (2) adherencia perfecta entre los materiales que componen la sección; (3) las secciones inicialmente planas permanecen planas tras la aplicación de las cargas o deformaciones impuestas;

(4) las deformaciones de cortante son depreciables y no se consideran; y (5) se desprecian los efectos de la curvatura de la pieza (sección circular) sobre la distribución de tensiones y deformaciones de los materiales que constituyen la sección.

4.2.3. Idealización de la sección

La sección de hormigón se descompone en elementos área dA_c y las barras de acero se simulan con puntos que concentran el área equivalente de la barra $A_{s,i}$ en cota $y_{s,i}$. En la Figura 8 se presenta un esquema de discretización de una sección transversal de tubería cualquiera.

4.2.4. Equilibrio y compatibilidad

El plano de deformaciones (definido por la deformación del centro de gravedad del elemento área de referencia ϵ_0 y la curvatura χ) y el estado tensodeformacional de los materiales constituyentes de la sección bajo una combinación de cargas externas (N y M), se obtie-

nen aplicando las ecuaciones de equilibrio interno (Ecuaciones 2a y 2b) y fijando la hipótesis de adherencia perfecta entre las fibras de hormigón y el acero adyacente a éste (Ecuación 2c).

$$N = \int_{A_c} \sigma_c dA_c + \sum_{i=1}^{n_b} \sigma_{s,i} A_{s,i} \quad (2a)$$

$$M = \int_{A_c} \sigma_c (y_c - y_o) dA_c + \sum_{i=1}^{n_b} \sigma_{s,i} (y_{s,i} - y_o) A_{s,i} \quad (2b)$$

$$\varepsilon(y) = \varepsilon_o + \chi(y - y_o) \quad (2c)$$

donde:

- N : Axil.
 σ_c : Tensión del hormigón
 ε_c : Deformación del hormigón.
 dA_c : Diferencial de área de hormigón.
 n_b : Número de barras en la sección.
 $\sigma_{s,i}$: Tensión de la barra i -ésima de acero.
 $\varepsilon_{s,i}$: Deformación de la i -ésima barra de acero.
 M : Momento.
 y_c : Cota del centro de gravedad elemento de área de hormigón.
 y_o : Cota del centro de gravedad del elemento de área de referencia.
 $y_{s,i}$: Cota del centro de gravedad de la barra i -ésima de acero.
 $A_{s,i}$: Área de la barra i -ésima de acero.
 y : Cota del centro de gravedad del elemento analizado.

El conjunto de Ecuaciones 2 forma un sistema de ecuaciones no lineal que se resuelve empleando un esquema iterativo tipo Newton-Raphson [38] donde ε_o y χ son las incógnitas.

4.3. Modelo de análisis estructural

4.3.1. Hipótesis básicas

Para la simulación a nivel estructural del EA se han considerado válidas las siguientes hipótesis: (1) La estructura se puede idealizar como una pieza de plano medio de directriz curva y radio medio (R_m) constante (ver Figura 9); (2) simetría respecto el eje vertical y, por lo tanto, la vinculación de los puntos A y D se resuelve mediante dos empotramientos deslizantes; (3) el apoyo del tubo consiste en una deslizadera que reacciona con una carga $F/2$ y que forma un ángulo β , respecto a la vertical; (4) la curvatura inicial de la pieza no influye ni en la distribución de esfuerzos a lo largo la directriz de la pieza ni en su configuración deformada [19], por lo tanto, se puede emplear la teoría clásica de vigas rectas; (7) se desprecian los efectos del axil y del cortante en el cálculo de los movimientos de

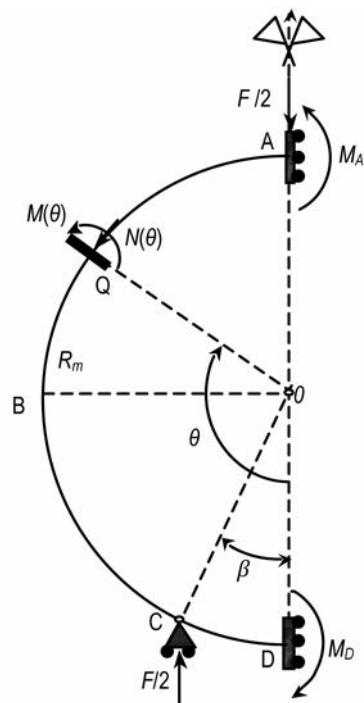


Figura 9. Esquema estático considerado por el modelo ATH

la tubería y (8) se considera que el ensayo continuo es representativo para simular el comportamiento de THFA hasta la post-rotura [6].

En la Figura 9 se presenta el esquema estático del EA con las variables implicadas en el análisis.

4.3.2. Estrategia de análisis

El problema se ha planteado de modo que se pueda obtener el máximo rendimiento de la subrutina de cálculo seccional. Para ello se ha hecho uso de la ecuación de la energía (Ecuación 3), escrita en términos del campo de curvaturas $\chi(\theta)$.

$$W_f = \frac{1}{2} \int_0^\pi \chi(\theta) M(\theta) R_m d\theta \quad (3)$$

Las leyes de esfuerzos (Ecuaciones 4) se obtienen aplicando el equilibrio de la cara frontal de la dovela Q (Figura 9).

$$N(\theta) = \begin{cases} 0 & \text{si } 0 \leq \theta \leq \beta \\ \frac{F}{2} & \text{si } \beta < \theta \leq \pi \end{cases} \quad (4a)$$

$$M_f(\theta) = \begin{cases} M_A - \frac{F}{2} R_m \sin \beta & \text{si } 0 \leq \theta \leq \beta \\ M_A \frac{F}{2} R_m \sin \theta & \text{si } \beta < \theta \leq \pi \end{cases} \quad (4b)$$

El giro en el punto A (Ecuación 5) se obtiene derivando la energía a flexión (Ecuación 3) respecto M_A . Este giro,

considerando la condición de simetría, debe ser nulo en dicho punto.

$$\varphi_A = \frac{\partial W_f}{\partial M_A} = \int_0^\pi \chi(\theta) d\theta = 0 \quad (5)$$

Por otra parte, el desplazamiento en A (Ecuación 6a) se puede obtener derivando la energía de flexión (Ecuación 3) respecto a la carga F .

$$v_A = \frac{\partial W_f}{\partial F} = \int_0^\pi \chi(\theta) \frac{\partial M(\theta)}{\partial F} d\theta \quad (6a)$$

La derivada parcial de M respecto F recogida bajo el símbolo integral de la Ecuación 6a, se calcula mediante la Ecuación 6b.

$$\frac{\partial M(\theta)}{\partial F} = \begin{cases} -\frac{1}{2} R_m \sin \beta & \text{si } 0 \leq \theta \leq \beta \\ -\frac{1}{2} R_m \sin \theta & \text{si } \beta < \theta \leq \pi \end{cases} \quad (6b)$$

La resolución sistema de Ecuaciones 4 permite deducir la incógnita del problema F . Por otra parte, éste es no lineal desde el instante en que se produce la fisuración de alguna sección.

4.3.3. Algoritmo para la resolución del sistema no lineal de ecuaciones

El modelo semi-analítico descrito anteriormente puede resolverse numéricamente siguiendo el siguiente esquema incremental a nivel estructura e iterativo a nivel sección::

1. Se discretiza la mitad de la tubería (ver Figura 9).
2. Se fija la tolerancia para el giro φ_A (tol_φ) y para la fuerza F (tol_F).
3. Se fija un incremento de curvatura en el punto A ($\Delta\chi_A$).
4. Se calcula, mediante el modelo AES, el valor de M_A^{k+1} asociado a la curvatura $\chi_A^{k+1} = \chi_A^k + \Delta\chi_A$.
5. Se supone un valor de la fuerza aplicada F^k . Como primera aproximación se toma el valor obtenido en el paso anterior k tras el proceso iterativo.
6. Se obtienen los esfuerzos $N(\theta)^{k+1}$ y $M(\theta)^{k+1}$ mediante la Ecuación 4.
7. Se calcula el campo de curvaturas $\chi_A(\theta)^{k+1}$ derivado de las leyes de esfuerzos $N(\theta)^{k+1}$ y $M(\theta)^{k+1}$.
8. Se verifica la condición de simetría corroborando que $|\varphi_A| \leq \text{tol}_\varphi$ (Ecuación 5) y que $|F^{k+1} - F^k| \leq \text{tol}_F$. Para ello se integra el campo de curvatura. Para ello se integra el campo de curvaturas $\chi_A(\theta)^{k+1}$. En el caso de que no se cumpla dicha condición se retrocede al paso 5 con un valor de F corregido (F^{k+1}) mediante el método de Newton-Raphson [38].

9. Si se alcanza la convergencia en el paso $k+1$, se calcula el desplazamiento en $A v_A^{k+1}$ mediante las Ecuaciones 6.

5. EJEMPLO DE APLICACIÓN

5.1. Introducción

De cara a verificar la bondad de los resultados propuestos por el modelo numérico y a poner de manifiesto su potencialidad en la optimización del armado, se presenta un ejemplo real consistente en dos THA de diámetro nominal (D_n) 2.800 mm C-135 ($F_c = 90 \text{ kN/m}^2$ y $F_n = 135 \text{ kN/m}^2$) y C-180 ($F_c = 120 \text{ kN/m}^2$ y $F_n = 180 \text{ kN/m}^2$) proyectados para el colector, de 2.270 m de longitud, perteneciente a la Zona Residencial de Zaragoza Arco Sur. Del total de la longitud de éste, 1.070 m se resolvieron con la clase C-135 y los 1.200 m restantes con la C-180.

Ambos tubos se diseñaron mediante el modelo ATH, proponiéndose un armado optimizado para alcanzar las clases resistentes especificadas en proyecto, que posteriormente se corroboraron en el EA.

La inclusión de este ejemplo tiene interés por varios motivos:

- Se trata de un diámetro y clases resistentes que requieren de un diseño especial [26]. En estos casos, la práctica más habitual consiste en extrapolar las cuantías mínimas exigidas para los tubos sí contemplados en normativa. Esto conduce, por una parte, a un sobredimensionamiento del elemento, y, por otra, a que la fabricación sea excesivamente dificultosa a causa de la alta densidad de armadura.
- Se pone de manifiesto la influencia del procedimiento constructivo y, en especial, la necesidad de asegurar unas tolerancias en los recubrimientos. En este sentido, la carga de fisuración en el EA sufre una importante merma si éstos son excesivos a causa del movimiento de las jaulas durante el proceso de hormigonado.
- Son diámetros raramente empleados debido a varias razones: (1) requieren de maquinaria pesada para su transporte y colocación (ver Figuras 10a y 10b, respectivamente); (2) se precisa un exhaustivo control de la colocación con el fin de garantizar el sellado de las juntas; y (3) se requiere de grandes prensas para, al menos, alcanzar la carga de fisuración controlada F_c en el EA.

5.2. Optimización del armado mediante el modelo ATH

Se acudió al modelo ATH con el fin de optimizar el consumo de armaduras necesarias para alcanzar las



Figura 10. a) Transporte y b) colocación de los tubos. Cortesía de PREFRAGA

clases resistentes C-135 y C-180 y simular su respuesta resistente en el EA. Como valores de tanteo iniciales, se extrapolaron las cuantías mínimas de tubos sí contemplados en la UNE 127916 [26], obteniéndose: 24,9 cm²/ml y 14,9 cm²/ml en la cara interna y externa, respectivamente, para la C-135 y 34,5 cm²/ml y 20,7 cm²/ml para la C-180. Asimismo, para ambas clases, se estableció un espesor de pared de 280 mm y se fijó el recubrimiento nominal en 40 mm. En este sentido, el recubrimiento nominal mínimo establecido en la UNE 127916 [26] es de 30 mm para este caso. Sin embargo, teniendo en cuenta la densidad de armadura que se emplea y los posibles movimientos de ésta durante el hormigonado, se tomó un valor superior de caras a la seguridad.

Para la modelización, se emplearon valores característicos de las resistencias. Concretamente, para la resistencia a compresión se tomaron los valores mínimos de ($f_{ck,28}$) establecidos en la UNE 127916 [26] (35 N/mm² para la C-135 y 40 N/mm² para la C-180). Asimismo, la resistencia a tracción $f_{ctk,28}$ y el módulo $E_{c,28}$ se obtuvieron mediante las formulaciones recogidas en la EHE-08 [10]. Por otra parte, para el acero de armaduras pasivas se fijó en 500 N/mm² el límite elástico (f_{yk}) y en 200 kN/mm² su módulo elástico de deformación (E_{sk}).

Después de diversos tanteos, se obtuvieron unas cuantías mínimas de armadura para la C-135 y C-180 de: 20,3 cm²/ml en la cara interna y 10,7 cm²/ml en la externa para el primero, y, para el segundo, 22,5 cm²/ml y 18,0 cm²/ml en la cara interna y externa, respectivamente. Ello supone un ahorro total de la armadura del 29,9% para la C-135 y del 26,7% para la C-180 respecto a los valores extrapolados de la normativa.

En la Figura 11 se presenta el diagrama $F-v_A$ obtenido mediante el modelo ATH para cada clase resistente y con las cuantías mínimas propuestas por el mismo. Se marcan los valores de las cargas más representativas. La carga F se ha dividido por el diámetro interior (D_i) para trabajar acorde con la UNE-EN 1916 [22] y la UNE 127916 [26].

A raíz de los resultados reflejados en la Figura 11, se pone de manifiesto que las cuantías propuestas son suficientes para alcanzar las clases C-135 y C-180. En concreto, las cargas F_c (asociadas a un w de 0,3 mm) obtenidas son: 99 kN/m² y 127 kN/m² para la C-135 y la C-180, respectivamente (10,0% y 5,8% superiores a los valores correspondientes a cada clase). Del mismo modo, las cargas F_u son 143 kN/m² y 181 kN/m² (un 5,9% y un 0,6% superiores a las F_n estipuladas para

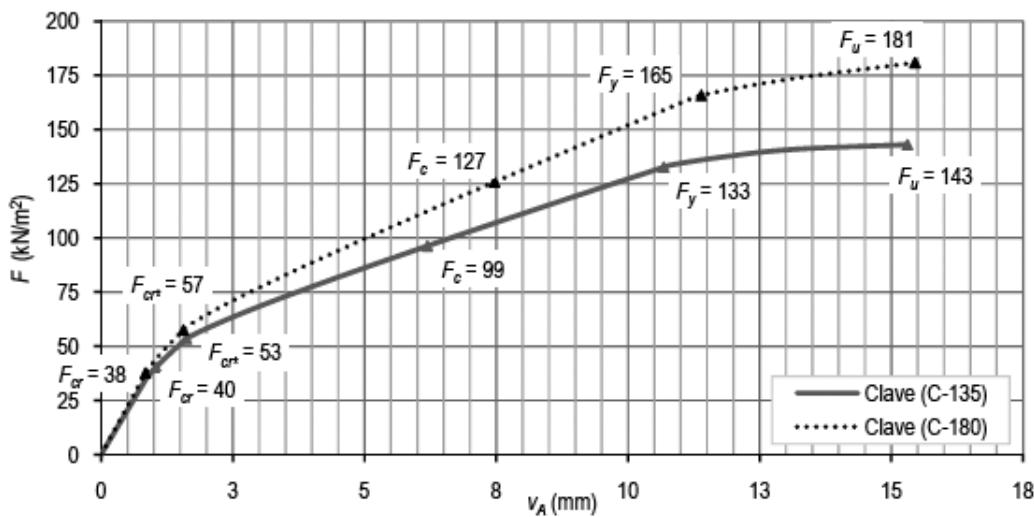


Figura 11. Curva $F-v_A$ para el tubo Dn 2.800 mm C-135 y C-180.

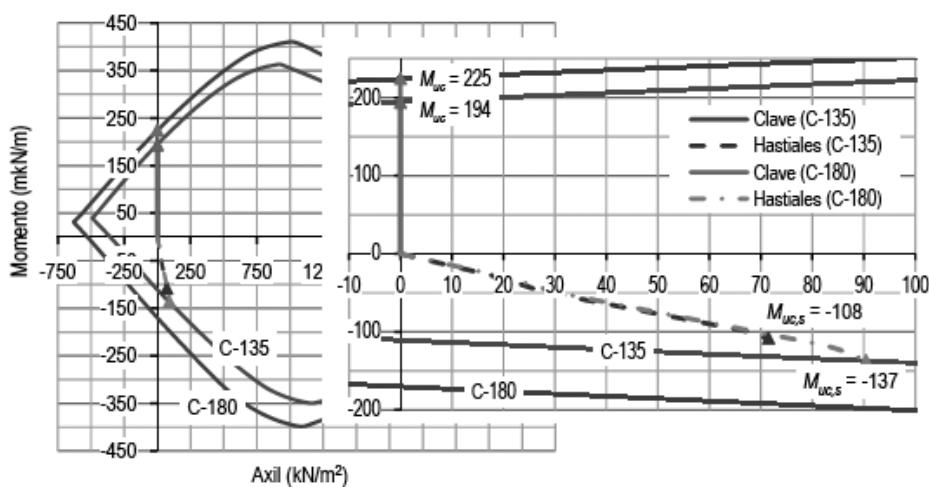


Figura 12. Diagramas axil-momento últimos y trayectorias obtenidas para las secciones en clave y riñones en la simulación del EA para el tubo 2,80 m C-135 y C-180

cada clase). No obstante, los valores en rotura pueden ser ligeramente superiores porque la simulación se interrumpe cuando se alcanza el momento máximo en clave, quedando aún parte de la capacidad resistente de los riñones y de deformación global aún por agotar (ver Figura 12).

Por otra parte, teniendo en cuenta los posibles movimientos de las jaulas durante las operaciones de montaje y hormigonado, se ha hecho un estudio de sensibilidad del recubrimiento nominal de las armaduras para el tubo de la clase C-135 (siendo equivalentes las conclusiones obtenidas para el tubo C-180). Con éste, se pretende enfatizar en la necesidad de disponer los elementos necesarios que garanticen un recubrimiento máximo comprendido entre los 40 y 45 mm para poder alcanzar la clase resistente deseada con la cuantía óptima de armadura propuesta.

Los resultados de este análisis se presentan mediante las curvas F_w , asociadas a cada recubrimiento, recogidas en la Figura 13.

A la luz de los valores señalados en la Figura 13, se constata la importancia de seguir una estrategia de control exhaustiva de los recubrimientos durante el montaje. En efecto, si el recubrimiento aumenta en 5 mm (11,1%) respecto al valor fijado en el análisis (40 mm), las cargas F_c y F_u se reducen un 7,6% (92 kN/m²) y un 2,1% (140 kN/m²), respectivamente, en relación con los valores obtenidos para 40 mm; si bien aún se sigue alcanzando la C-135. Asimismo, si el recubrimiento alcanza los 50 mm (un 22,2% más del valor fijado), ya no se logran los requisitos resistentes deseados. En este caso, F_c desciende un 19,3% (83 kN/m²) y F_u un 3,5% (138 kN/m²). Nótese, que en ambos casos, la carga más sensible frente a la variación del recubrimiento es F_c , lo que se debe, principalmente, al peso que tiene este parámetro en la formulación empleada en el EHE-08 [10] para el cálculo de la separación entre fisuras.

Del mismo modo, se ha probado mediante el modelo ATH que las variaciones de f_{ck} influyen poco tanto en el valor de F_c como en el de F_u . Esto es debido a que el ancho de fisura está gobernado principalmente por

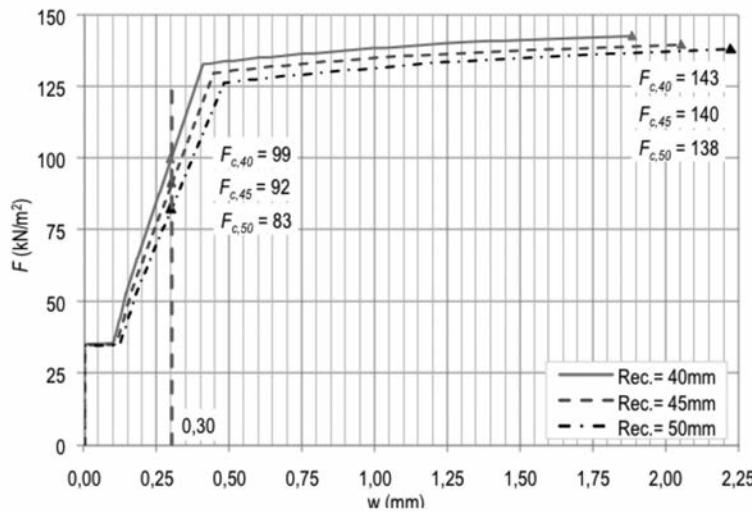


Figura 13. Curva F - w para el tubo D_n 2.800 mm C-135 según el recubrimiento nominal

Tabla 1. Edad (días) y cargas de fisuración controlada (kN/m^2) para las probetas ensayadas

Clase	Probeta	Edad	Campaña		ATH
			F_c	$F_{c,m}$	
C-135	1	10	90,2		
	2	35	90,7	90,7	99,0
	3	21	91,3		
C-180	4	96	120,8		
	5	24	123,6		
	6	28	122,0	122,2	127,0
	7	44	122,5		

parámetros relacionados con la configuración y cuantía de armadura y, la rotura, en este caso, por el valor de la deformación máxima permitida al acero (10%).

5.3. Campaña experimental

Los tubos se fabricaron mediante el sistema de la vibrocompresión, obteniéndose acabados y rendimientos excelentes. Este hecho se debe, en gran parte, al estudio previo de la dosificación óptima del hormigón (340 kg/m^3 de CEM I 52.5 SR, 855 kg/m^3 de arena lavada 0/4, 815 kg/m^3 de gravilla y 365 kg/m^3 de grava, junto con una relación agua/cemento inferior a 0,43).

Las resistencias características a compresión a los 28 días de edad obtenidas de una muestra total de 37 probetas para la C-135 y 31 para la C-180 fueron de 43,8 N/mm^2 para la primera y 43,9 N/mm^2 para la segunda. Por lo tanto, se alcanzaron las resistencias características mínimas establecidas en la UNE 127916.

El refuerzo de los tubos se resolvió con acero B-500S corrugado soldado en forma de espiras circulares. El recubrimiento, tal como se ha comentado, se consideró uno de los parámetros geométricos críticos y se controló exhaustivamente mediante el uso de una densa malla de separadores (ver Figura 14).

Se fabricaron un total de 435 tubos C-135 y 490 de la C-180 de 2.461 mm de longitud con las configuraciones óptimas de armado sugeridas por el modelo ATH. De todos estos, se ensayaron 3 de la C-135 y 4 de la C-180 en el EA (Figura 1).

Asimismo, debido a la capacidad limitada de carga de las prensas y al elevado coste de estos tubos (se reutilizan después del ensayo), éstos no se sometieron hasta rotura, sino que el ensayo se detuvo cuando se formaba la fisura de ancho 0,3 mm. En dicho instante, se capturó el valor de la carga para posteriormente compararlo con F_c .



Figura 14. Estrategia empleada para garantizar la rigidez de las jaulas y los recubrimientos. Cortesía de PREFRAGA

En la tabla 1 se recogen los resultados obtenidos para la carga F_c y se comparan con los valores obtenidos con el modelo ATH.

Atendiendo los resultados presentados en la Tabla 1 se pone de manifiesto, por una parte, que las cuantías de armadura sugeridas conducen a que se alcancen los valores estipulados de F_c para cada clase resistente. Por otra parte, se desprende que el modelo numérico ATH sobrevalora el valor de dicha carga respecto a las medias de los resultados experimentales (9,2% para la C-135 y 3,9% para la C-180). Ello puede ser debido a: (1) que los recubrimientos reales son superiores a los 40 mm fijados en el análisis; (2) a que no se ha considerado el peso propio en el análisis y (3) a que las condiciones de apoyo consideradas (dos apoyos simples formando 30° respecto el centro del tubo) no coinciden exactamente con las condiciones reales. Asimismo, se descarta que esta diferencia se deba a que la edad de ensayo sea distinta a los 28 días considerados en el análisis; pues, según los resultados recogidos en la Tabla 1 este parámetro tiene poca influencia en F_c , incluso para edades de sólo 10 días.

En consecuencia, teniendo en cuenta la multitud de parámetros involucrados en el análisis, se puede afirmar que el modelo se ajusta bien a los resultados experimentales obtenidos y podría ser apto, a falta de una población mayor de ensayos, para abordar la optimiza-

ción de la configuración y cuantía de armadura para THA como el presentado en este ejemplo.

Se ha contrastado el modelo para otros diámetros y espesores e incluso para THFA y THAFA, llegándose a correlaciones ensayo-modelo satisfactorias [39]. Si bien, aún siguen en marcha varias campañas experimentales que pondrán a disposición más resultados con los que validar el modelo.

6. CONCLUSIONES

Este artículo se ha dividido en 3 partes principales, en las cuales se ha tratado y concluido lo siguiente:

- En la primera se ha hecho: (1) un resumen de los principales métodos de diseño de TH, mencionando algunos modelos numéricos ya existentes; (2) una exposición de la situación normativa y (3) se han planteado las carencias detectadas en cuanto a la simulación de THF y THAF así como la necesidad de disponer de una herramienta para el diseño óptimo del refuerzo de estos elementos.
- En la segunda parte se ha hecho un análisis teórico del comportamiento integral de TH sometidos al EA. Se han visto las principales diferencias en cuanto a la respuesta resistente en función del tipo y configuración de armadura. Este análisis ha servido tanto para enfocar el estudio como para poner de manifiesto cuáles son los principales fenómenos que debe considerar un modelo de análisis no lineal de tubos.
- Por último, se han presentado las bases teóricas y la formulación empleada en el modelo ATH. Asimismo, con el fin de verificar la idoneidad del modelo, se ha propuesto el armado de un tubo de 2,80 m de diámetro y clases resistentes C-135 y C-180 que, posteriormente, se han contrastado en el EA. En la campaña experimental se alcanzaron las clases resistentes deseadas con reducciones del 29,9% (C-135) y del 26,7% (C-180) del armado total y con concordancias modelo-ensayo satisfactorias (error medio del 9,2% para la C-135 y del 3,9% para la C-180). Si bien, estas diferencias pueden deberse, principalmente, a movimientos de las jaulas durante las operaciones de hormigonado, que se han limitado mediante el uso de separadores.

Por otra parte, ATH también simula la respuesta de THF y THAF, si bien, las campañas experimentales siguen en marcha y su difusión está prevista en trabajos futuros. En consecuencia, no se emiten conclusiones en referencia a estos tipos de tubos.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a las empresas PRECON, S.A. y PREFRAGA, S.A. por su apoyo económico, ma-

terial y técnico brindado. Especialmente, a Jaime Ar-mengou (PRECON, S.A.) y a José María Romía (PRE-FRAGA, S.A.). Asimismo, los autores de este documento también quieren poner de manifiesto su agradecimiento por el apoyo económico recibido vía el Proyecto de Investigación BIA2010-17478: *Procesos constructivos mediante hormigones reforzados con fibras*.

REFERENCIAS

- [1] VIÑOLAS V., AGUADO A., JOSA A. "Evaluación de la sostenibilidad en tuberías de saneamiento". *II Congreso UPC Sostenible 2015*. Barcelona, Spain, 2009.
- [2] HAKTANIR T., ARI K., ALTUN F., ALTIS C.G., KARAHAN O. "Effects of steel fibers and mineral filler on the water-tightness of concrete pipes". *Cement and Concrete Composites*. 2006, vol. 28, nº 9, p. 811-816.
- [3] HAKTANIR T., ARI K., ALTUN F., KARAHAN O. "A comparative experimental investigation of concrete, reinforced-concrete and steel-concrete pipes under three-edge-bearing test". *Construction and Building Materials*. 2007, vol. 21, nº 8, p. 1702-1708.
- [4] DE LA FUENTE A., ARMENGOU J. "Aplicaciones estructurales del HRFA: Tubos de saneamiento, paneles de cerramiento y placas de suelo reforzado". *Aplicaciones estructurales del HRFA, Jornada Técnica 2007-JT-02*, 9 de Octubre de 2007. Barcelona: UPC, ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Ingeniería de la Construcción, 2007.
- [5] LAMBRECHTS A. "Performance classes for steel fibre reinforced concrete: Be critical". *7th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete*, Chennai, India, 2008.
- [6] FIGUEIREDO A. "Evaluation of the test method for crushing strength of steel fiber reinforced concrete pipes". *7th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete*, Chennai, India, 2008.
- [7] THOMAS J., RAMASWAMY A. "Mechanical properties of steel fiber-reinforced concrete". *ASCE Journal of materials in civil engineering*. 2007, vol. 19, nº 5, p. 385-392.
- [8] CHIAIA B., FANTILLI A.P. VALLINI P. "Evaluation of crack width in FRC structures and application to tunnel linings". *RILEM Materials and Structures*. 2009, vol. 42, nº 3, p. 339-351.
- [9] PARROT J. *Estudio de la sostenibilidad en tuberías de saneamiento*. Tesina de Especialidad (Dir. Antonio Aguado). Barcelona: UPC, 2009.
- [10] EHE-08. *Instrucción del Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2007. 702 p.
- [11] ACPA. *Concrete pipe handbook*. 8th pr. Vienna, 2005. 238 p.

- [12] ACPA. *Concrete pipe technology handbook: a presentation of historical and current state-of-the-art design and installation methodology*. 3th pr. Vienna, 2005. 143 p.
- [13] ASCE. *Standard No. 27-00. Standard practice for direct design of precast concrete pipe for jacking in trenchless construction*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2000. 51 p.
- [14] HEGER F.G., LIEPINS A.A., SELIG E.T. "SPIDA: An analysis and design systems for buried concrete pipe". *Advanced in underground pipeline engineering*. Proc., Int. Conf., ASCE 1985. New York, N.Y. p. 143-154.
- [15] KURDIZIEL J.M., TIMOTHY J.M. "SPIDA method for reinforced concrete pipe design". *Journal of transportation engineering*. 1991, vol. 117, n° 4, p. 371-381.
- [16] WATKINS R.K., ANDERSON L.R. *Structural mechanics of buried pipes*. 1st ed. Boca Raton, FL: Taylor & Francis, 1999. 444 p.
- [17] OLANDER H.C. *Stress analysis of concrete pipe*. Engineering monograph, n° 6. U.S. Department of Interior, Bureau Reclamation, 1950.
- [18] HEGER F.G., McGRATH T.J. *Design methods for reinforced concrete pipe and box sections*. Simpson Gumpertz & Heger Inc. Report submitted to ACPA, December 1982.
- [19] HEGER F.J. *A theory for the structural behaviour of reinforced concrete pipes*. PhD Thesis. Massachusetts, USA: Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, MIT, 1962.
- [20] McGRATH T.J. "Design of reinforced concrete pipe – a review of traditional and current methods", *The 2nd Conference on structural performance of pipes*. Columbus, Ohio, USA, March 14-17, 1993.
- [21] SARGAND S.M., HAZEN G.A., VAITHIANA-THAN E., HURD J.O. "Verification of performance of a concrete pipe". *Transportation research board 73rd Annual Meeting*. Washington, DC, USA, Jan 9-13, 1994.
- [22] UNE-EN 1916:2008. *Tubos y piezas complementarias de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón con fibra de acero*. Madrid: AENOR, 2008. 96 p.
- [23] ASTM C14-07. *Standard Specification for non-reinforced concrete sewer, storm drain, and culvert pipe*. ASCI 2007.
- [24] ASTM C76-08a. *Standard specification for reinforced concrete culvert, storm drain, and sewer pipe*. ASCI 2008.
- [25] HEGER F.J. "Structural design method for precast reinforced concrete pipe". *Transportation research record*. 1982, n° 878, p. 93-100.
- [26] UNE 127916: 2004. *Tubos y piezas complementarias de hormigón en masa, de hormigón con fibra de acero y de hormigón armado*. Complemento nacional a la norma UNE-EN 1916 : 2003.
- [27] ASTM C497-05. *Standard test methods for concrete pipe, manhole sections or tile*. ASCI 2005.
- [28] VANDEWALLE L. "Cracking behaviour of concrete beams reinforced with a combination of ordinary reinforcement and steel fibers". *RILEM Material and Structures*. 2000, vol. 33, p. 560-567.
- [29] CHIAIA B., FANTILLI A.P., VALLINI P. "Evaluation of minimum reinforcement ratio in FRC members and application to tunnel linings". *RILEM Materials and Structures*. 2006, vol. 40, n° 6, p. 593-604.
- [30] DE LA FUENTE A., AGUADO A., MOLINS C. "Modelo numérico para el análisis no lineal de secciones prefabricadas construidas evolutivamente". *Hormigón y Acero*. 2008, vol. 57, n° 247, p. 69-87.
- [31] MARÍ A., BAIRÁN J. "Evaluación de los efectos estructurales del deterioro, reparación y refuerzo, mediante análisis no lineal evolutivo". *Hormigón y Acero*. 2009, vol. 60, n° 254, p. 51-63.
- [32] THORENFELDT E., TOMASZEWCZ A., JENSEN J.J. "Mechanical properties of high-strength concrete and application in design". *Proceedings of the Symposium Utilization of High Strength Concrete*, Stavanger, Norway, 1987.
- [33] COLLINS M.P., MITCHELL D. *Prestressed concrete basics*. Ontario, Canada: Canadian Prestressed Institute, 1987. 641 p.
- [34] BARROS J.A.O., FIGUEIRAS J.A. "Flexural behaviour of SFRC: Testing and modelling". *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*. 1999, vol. 11, n° 4, p. 331-339.
- [35] VANDEWALLE L. [et al.] "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. σ - ϵ design method". *RILEM Materials and Structures*. 2003, vol. 36, p. 560-567.
- [36] BLANCO A., PUJADAS P., DE LA FUENTE A., AGUADO A. "Análisis comparativo de los modelos constitutivos del hormigón reforzado con fibras". *Hormigón y Acero*. 2010, vol. 61, n° 256, p. 83-100.
- [37] EUROCODE 2: *Design of concrete structures—Part 1: General rules and rules for buildings*. European Standard ENV 1992-1-1: 1992, Brussels, 1992.
- [38] CRISFIELD M.A. *Non-linear finite element analysis of solids and structures. Vol. 1: Essentials*. New York: John Wiley & Sons, 1991.
- [39] DE LA FUENTE A., LARANJEIRA F., AGUADO A., MOLINS C. "Structural applications of SFRC. Numerical model for sewer pipes". *2nd National Congress of precast concrete*. Centro de Congresos do LNEC, Lisboa, Portugal, 2008.

REALIZACIONES ESPAÑOLAS

DIEZ AÑOS
DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

1998-2008

SPANISH WORKS TEN YEARS OF STRUCTURAL ENGINEERING



Este nuevo libro de Realizaciones Españolas se suma a los ya publicados por la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), y antes por ATEP, para mostrar lo que se hace en España en el ámbito del hormigón y, por extensión, de la ingeniería estructural, con el objetivo de favorecer la difusión de información y la transferencia tecnológica. Las algo más de 140 obras incluidas en este libro han sido seleccionadas de entre un conjunto de obras excelentes como las más representativas del decenio 1998-2008, e incluyen puentes y estructuras de edificación, además de algún trabajo relacionado con la gestión de estructuras ya existentes.

La compra de publicaciones puede realizarse a través de la página Web de la Asociación

www.e-ache.com

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

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural



Collegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

Reptado de apoyos elastoméricos en puentes

Sliding in elastomeric bearing pads on bridges

Luis Villamonte Varela⁽¹⁾ y Benjamín Navamuel Aparicio⁽²⁾

Recibido | Received: 16-08-2010
Aceptado | Accepted: 03-12-2010

Resumen

En algunos puentes en los que se han empleado apoyos elastoméricos, más frecuentemente en los de vigas prefabricadas, se producen desplazamientos de los apoyos desde su posición inicial. Si no se corrige a tiempo este proceso, los apoyos pueden incluso llegar a salir por completo de sus mesetas de apoyo. A este fenómeno se le suele denominar "reptado". En el artículo se trata de dar unas ideas generales sobre los apoyos elastoméricos, haciendo cierto énfasis sobre algunas causas de estos desplazamientos y exponiendo, asimismo, algunas medidas para evitarlos.

Palabras clave: apoyo elastomérico, reptado, dimensionamiento de apoyos, deformaciones.

Abstract*

In some bridges where elastomeric bearings have been used, most frequently in precast concrete beams, displacements of the bearings have taken place from their initial position, even getting it out completely if measures are not taken. This situation is called sliding. The article tries to give some ideas about the elastomeric bearings, with some emphasis on some causes of these displacements and proposes some measures to prevent it.

Keywords: elastomeric bearing, sliding, sizing of bearings, deformations.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 106 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Aparejador. Ulma C y E, S. Coop. (Oñate, España).

(2) Ingeniero de Caminos. Ulma C y E, S. Coop. (Oñate, España).

Persona de contacto / Corresponding author: lvillamonte@construccion.ulma.es

1. INTRODUCCIÓN

De los diversos tipos de apoyos, los de uso más frecuente en los puentes desde hace algún tiempo son los elastoméricos zunchados (parece más apropiado el término “zunchado” que el de “laminado” que emplea la norma UNE EN 1337-3 [1]), sin elementos complementarios de bloqueo o de deslizamiento. Tienen varias ventajas (su precio inicial, la no necesidad de mantenimiento y el ser más tolerantes con los pequeños errores) sobre los otros tipos recogidos en la norma, en los casos en que son utilizables, incluso con solicitudes relativamente importantes (puentes de hasta 50-60 m de vano y 400-500 m de longitud). Los apoyos elastoméricos se comenzaron a utilizar en puentes de ferrocarriles franceses en los años 30 del siglo XX, debido a su deformabilidad y a que, en aquel entonces, aseguraban una duración de vida estimada de 20 años, sustituyendo a las láminas de plomo. En los 50, Freyssinet fue el principal impulsor del empleo de los apoyos elastoméricos. En los 60, se comenzaron a realizar numerosos ensayos, siendo uno de los principales protagonistas Jupp Grote [2], cuyos resultados fueron tomados como base para la norma DIN 4141 (a veces, sin considerar que con elastómeros de distinta procedencia los resultados de los ensayos no tienen por qué ser iguales).

2. MATERIALES

El elemento base de los apoyos elastoméricos es el caucho, natural o artificial (caucho de cloropreno éste último, desarrollado y patentado por Du Pont en 1932 con el nombre de neopreno y actualmente libre de patentes), al que se añaden diversos elementos (entre los cuales el negro de humo es el componente más destacado, pudiendo alcanzar casi el 25%) que, junto con la vulcanización adecuada, proporcionan a la goma las cualidades elásticas requeridas para la aplicación estructural. El caucho natural tiene una cierta ventaja económica, pero al ser complementado con aditivos para mejorar su comportamiento al envejecimiento desaparece en gran parte esa ventaja; por eso, su empleo se produce, principalmente, en los países que tenían una gran tradición en las aplicaciones de este material. Algunas ventajas del caucho natural son su menor efecto de fluencia y menor rigidez a bajas temperaturas, pero en general no tienen interés, e incluso en algunos casos, pueden no existir tales ventajas. El color negro del compuesto proviene del negro de humo, que es un elemento necesario, pero que si excede el porcentaje adecuado (25%) provoca un exceso de rigidez del apoyo. Los porcentajes de caucho deben ser superiores al 60% sin que convenga sobrepasarlo más que ligeramente; con porcentajes menores se consigue abaratar el producto, pero con disminución de la calidad, y con porcentajes que excedan apreciablemente el 60% se aumenta el coste y

también se disminuye la calidad. La composición detallada del producto pertenece al secreto del fabricante; en ella intervienen algunos elementos que mejoran el comportamiento de la goma. En los casos en que se emplea el caucho natural, resulta adecuado realizar una envoltura con el artificial (vulcanizando todo el paquete simultáneamente) para mejorar la resistencia del apoyo al ozono.

Como la capacidad de carga del apoyo de goma depende en gran medida del factor de forma de la capa, no se pueden conseguir los espesores necesarios para satisfacer los giros y desplazamientos sin intercalar chapas en la goma, que actúan de zunchos y hacen que el factor de forma sea el adecuado para permitir una compresión importante.

3. FABRICACIÓN

Para la fabricación de los apoyos se parte de láminas de goma “cruda” que viene en rollos con una hoja plástica, enrollada con la goma, que evita que ésta “se pegue”. Se guarda en cámaras frigoríficas ya que a la temperatura ambiente se produce, aunque muy lentamente, su vulcanización de manera natural. Las láminas son de varios espesores para combinarlas adecuadamente al preparar las capas que han de integrar el apoyo.

Para asegurar la adherencia con la goma, las chapas de desengrasan, se granallan y se impregnan en “chemosil” (adhesivo para conseguir la resistencia necesaria en la unión entre chapa y goma). Se forma un paquete de capas de goma cruda (controlándolas por pesajes) y chapas y se introduce en el molde. En los apoyos pequeños, el molde puede ser múltiple, realizándose varios apoyos en cada tanda. El molde se dispone en una prensa con calefactores y sometiéndolo a presión (15 MPa para la superficie del apoyo) y una temperatura de 150° durante un cierto tiempo (como ejemplos, unos 60 minutos para un espesor de 22 mm y unos 120 minutos para 60 mm) y se realiza el vulcanizado del apoyo. A partir de un cierto espesor (unos 60 mm), debido a la mala conductividad térmica de la goma, generalmente es necesario someter al molde a un precalentamiento por ultrasonidos hasta que alcanza los 110° en su interior para conseguir una temperatura interna adecuada en un tiempo razonable, evitando que las capas interiores queden “crudas” estando vulcanizadas las exteriores. La goma, desde una consistencia inicial similar al chicle en estado crudo, pasa a un estado similar a la miel durante el vulcanizado.

Después de la extracción del molde, se eliminan las rebabas que hayan podido quedar por las ligeras fugas de goma (es prácticamente imposible ajustar con total exactitud las cantidades de goma y acero, debido a las ineludibles tolerancias) y se deja reposar

el apoyo durante un día, al menos. El apoyo estará listo para su empleo.

En los primeros tiempos de la fabricación de apoyos, había fabricantes que en vez de preparar los tamaños estándar como elementos individuales, fabricaban tamaños grandes que posteriormente recortaban a las medidas necesarias. Esto provocaba que las chapas quedaran sin la protección de la goma, con riesgo de oxidación e incluso asomando éstas algo más, con la posterior retracción de la goma y oxidación de las chapas (ver figura 1).

4. APPLICACIONES EN LOS PUENTES

En España los apoyos elastoméricos se comenzaron a utilizar, en cantidades apreciables, en los años 70 del siglo xx. En un principio los apoyos eran importados ya que no se fabricaban en el país. Debido a la importación y a la "rareza" del elemento, los precios iniciales eran bastante altos, por lo que fabricantes que se dedicaban a la elaboración de otros dispositivos de goma vieron la oportunidad de negocio y se lanzaron a la fabricación de apoyos elastoméricos sin tener, en muchos casos, una buena idea de las necesidades de las calidades de los materiales ni del proceso de fabricación. Incluso en ocasiones dejaban en obras, para demostrar lo bien que fabricaban, apoyos seccionados que tenían las chapas con bordes cortantes, lo que demostraba el nulo conocimiento de las características necesarias para el apoyo. Actuando de esta forma se llegó a dar el caso de romperse el apoyo al colocar una viga prefabricada encima, es decir con una carga muy baja. En ciertos casos el conocimiento de estas situaciones hizo que algunos proyectistas, en vez de exigir unas características adecuadas a los apoyos, los sobredimensionaran para trabajar con tensiones de compresión más bajas y aumentar la duración de los mismos, sin tener en cuenta que esta solución, además de no asegurar la vida del apoyo, suele ir en detrimento de la funcionalidad del mismo y de la estructura (hay que tener en cuenta que la carga de rotura a compresión de un buen apoyo es del orden de los 200 MPa).

5. REPTADO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS

El problema actual más frecuente de estos apoyos es el reptado, es decir, el desplazamiento del apoyo por deslizamiento, al ser mayor la fuerza horizontal por causas externas como el frenado o el viento, o la producida por deformaciones impuestas (debidas a los efectos reológicos o térmicos), que la fuerza de rozamiento entre el apoyo y sus contactos superior y/o inferior.

Si bien se considera que con una tensión mínima de 3 MPa, con cargas permanentes, es suficiente para



Figura 1. Chapas a la vista y goma retraída

evitar el reptado, según se indica en la UNE-EN 1337-3 [1], puede haber ocasiones en que las fuerzas sean mayores de las consideradas y el rozamiento menor y no se cumpla la condición fundamental: que la resultante de las fuerzas horizontales sea igual o menor que el producto del coeficiente de rozamiento por la carga vertical mínima coexistente con la resultante horizontal. Se deben considerar las siguientes como posibles causas del reptado de los apoyos:

- a) Variación en el valor del coeficiente de rozamiento teórico
- b) Variación en la estimación de las fuerzas actuantes
- c) Sobredimensionamiento de los apoyos
- d) Cambios en el tipo de apoyo proyectado
- e) Defectos en las mesetas de apoyo
- f) Falta de regularización de las pendientes y/o peraltas

En los materiales habituales de construcción, se suele considerar que en los coeficientes de rozamiento sólo intervienen los tipos de materiales en contacto y si el efecto es estático o dinámico. En el coeficiente de rozamiento entre la goma de un apoyo elastomérico y otro material influyen varios factores, siendo algunos muy poco intuitivos [3].

5.1. Variación en el valor del coeficiente de rozamiento teórico

- Los coeficientes de rozamiento más altos posibles entre goma y otros materiales, generalmente se producen después de un deslizamiento. Para los propósitos estructurales esto quiere decir que el coeficiente de rozamiento máximo posible no puede ser considerado.
- Presión unitaria. En los apoyos elastoméricos, el coeficiente de rozamiento (ver figura 2, curva según EN 1337-3) aumenta con la disminución de

la presión unitaria. En el entorno de los 3 MPa se produce una transición entre una curva suave hacia las tensiones máximas (con una disminución del orden de la mitad) y una curva más fuerte hacia las tensiones menores (aumentando hasta el quíntuplo). Sin embargo, esto puede causar una impresión engañosa. En la figura 3 están reflejadas las curvas de la fuerza horizontal posible y de la necesaria para deformar el apoyo, considerando un G de 0,90 MPa y una tangente de 0,70. Vemos que para una tensión de 3 MPa, la fuerza posible es el doble que la fuerza necesaria, es decir, tenemos un factor de seguridad de 2. Con 15 MPa, la fuerza posible es el quíntuplo de la necesaria, es decir, pasamos a tener un coeficiente de seguridad de 5, claramente más favorable. En la figura 4 vemos la gráfica correspondiente a multiplicar el coeficiente de rozamiento por la tensión unitaria, obteniendo la fuerza de rozamiento por unidad de superficie, que es mayor con el aumento de tensión, el doble con 15 MPa que con 3 MPa.

- Dimensiones del área de rozamiento. El coeficiente de rozamiento se incrementa con el aumento de la superficie de contacto.
- Rugosidad de la superficie. Contrariamente a lo que pudiera parecer, una superficie rugosa proporciona un coeficiente de rozamiento menor. Puede ser debido a que no toda la superficie del apoyo está en contacto, sólo las partes que están en contacto con los "picos" de la rugosidad, y por lo tanto el área de contacto es menor que la superficie del apoyo y se produce una disminución del coeficiente de rozamiento.

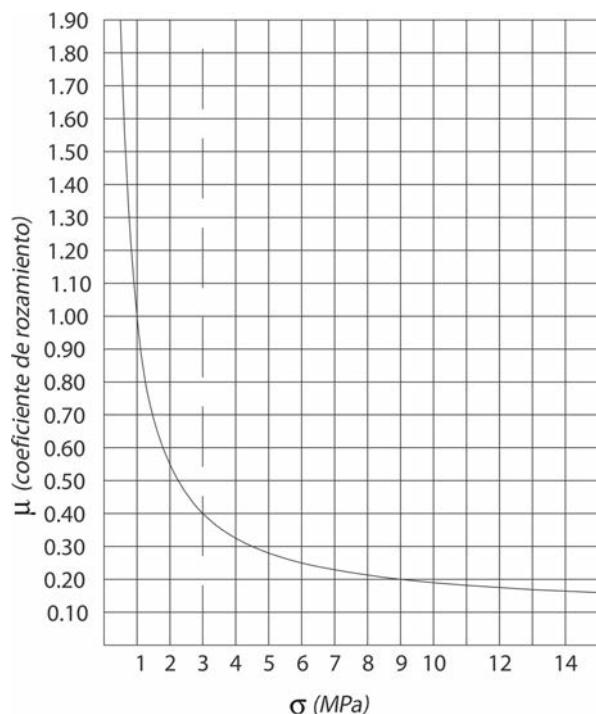


Figura 2. Coeficiente de rozamiento en función de la presión

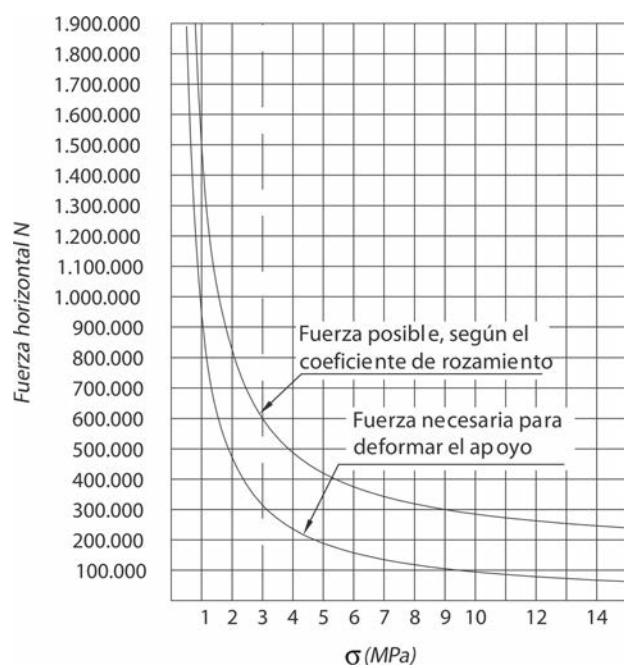


Figura 3. Fuerzas horizontales

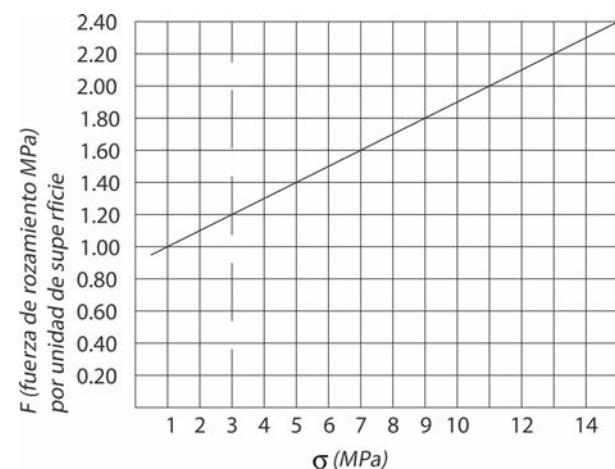


Figura 4. Fuerza de rozamiento

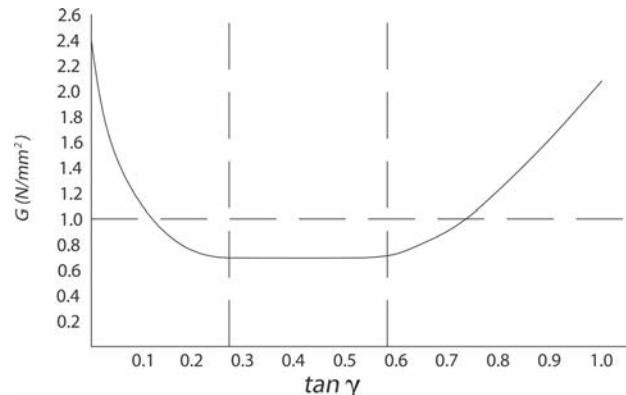


Figura 5. Módulo G convencional

- Duración del estado de carga. Cuando el apoyo está cargado durante mucho tiempo, aumenta el coeficiente de rozamiento, posiblemente porque debido a la fluencia de la goma aumenta la superficie de contacto.

- Eflorescencia. Migración al exterior del apoyo de elementos protectores contra el envejecimiento de la goma, que no resisten esfuerzos cortantes y disminuyen la fuerza horizontal admisible.
- Suciedad. Incluso puede actuar de lubricante y, normalmente, disminuirá el coeficiente de rozamiento, por tener menos capacidad a cortante que la goma.
- Agua. Si las superficies de contacto están mojadas (puede ser ocasional o semi-permanente por el paso de agua por las juntas de calzada) también disminuye el coeficiente de rozamiento.
- Cuando el apoyo es rígido, el lado sobre el que se produce el giro es mayor de lo necesario, la altura neta de goma es pequeña, falta la cuña (bajo la viga, cuando es prefabricada y hay pendientes) y/o hay exceso de giro, el contacto con el apoyo es sólo parcial, lo que supone una disminución de la superficie de contacto y por lo tanto del coeficiente de rozamiento.
- Por el contrario, un aumento de rigidez de apoyo, que es contraproducente para casi todo, y siempre que no se produzcan las otras situaciones mencionadas antes, es favorable para el aumento del coeficiente de rozamiento, aunque puede no ser suficiente.
- Si hubiera una carga pulsante en resonancia con la frecuencia natural de la estructura, podría haber momentos en los que la carga no se transmitiría al apoyo y por tanto no podría soportar una fuerza horizontal.
- Pegamentos. Aún no se pueden establecer criterios bien fundados, pero parecen elementos de riesgo en diversos casos. Se considera que los menos adecuados son los pegamentos plásticos permanentes, posiblemente por tratarse de una unión entre goma (elástica) y pegamento (plástico) [3].

5.2. Variación en la estimación de las fuerzas actuantes

En la magnitud de las fuerzas intervienen:

- Módulo G (módulo de elasticidad transversal). En el caso de deformaciones impuestas (reológicas y térmicas), cuanto más alto sea el módulo, mayor será la fuerza generada por la deformación. Si bien el valor establecido como normal de G es de 0,90 MPa, al margen de las tolerancias admisibles, hay que tener en cuenta que este valor es el que existe cuando el desplazamiento está entre el 27% y el 58% de la altura neta de elastómero. Anteriormente se empleaban, generalmente, apoyos con un módulo G convencional de 1 MPa, que en el intervalo entre

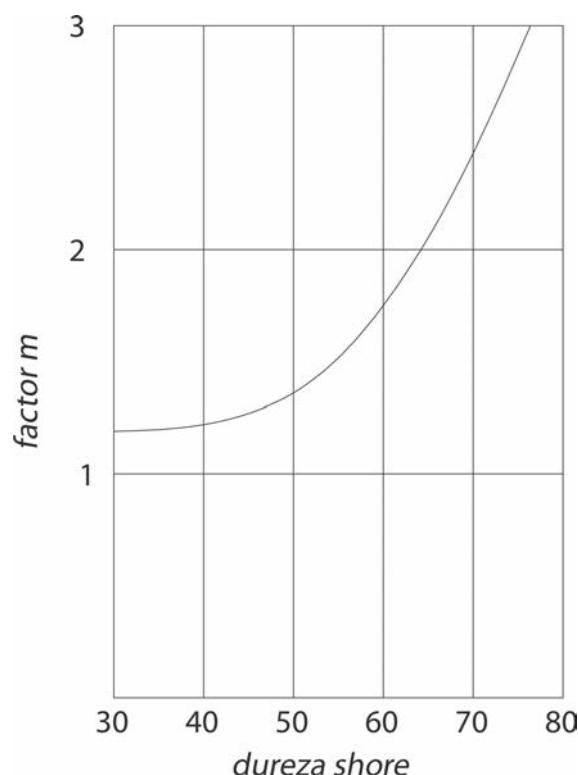


Figura 6. Factor m

$\tan \gamma = 0,27$ y $\tan \gamma = 0,58$ tenían un G del orden de 0,70 MPa (ver figura 5), pero que en el inicio de la deformación era de 2,40 MPa, es decir más de 3 veces el valor de la zona media. Hay algunos tipos de elastómero que son más sensibles a las bajas temperaturas y comienzan a cristalizar (lo que supone un cierto comportamiento plástico) en torno a los 10°C. Debido al comportamiento elasto-plástico del neopreno, cuando el apoyo está sujeto a una deformación permanente, parte de esa deformación no es recuperable y las deformaciones siguientes, en cuanto a influencia en el módulo G, son menores que la medida desde el punto de reposo original, por lo que, si la altura neta de goma está sobredimensionada para compensar un sobredimensionamiento de la superficie estaremos en la zona de una tangente menor y con más riesgo de deslizamiento. En puentes sometidos a fuerzas de aplicación rápida como el sismo, el módulo G aumenta entre un 50% y un 100%, siendo aún mayor en gomas más rígidas (ver figura 6, factor de mayoración "m").

- En el caso de fuerzas externas y tramos isostáticos (como en muchos casos de puentes con vigas prefabricadas) se ha podido considerar que las fuerzas se reparten por igual entre todos los apoyos. Si hay pilas esbeltas en los vanos extremos, los apoyos sobre las pilas tendrán menos carga horizontal y los de los estribos se sobrecargarán. Si las esbelteces de las pilas son diferentes también habrá desigualdad de carga en los apoyos correspondientes.

- Hay muchos apoyos en la misma línea con riostras rígidas (reparto muy hiperestático).
- En el detalle de la losa de continuidad de puentes de vigas, no se ha desvinculado la losa a los lados de la junta. Esto produce una transferencia de cargas de un apoyo al siguiente. Se han detectado casos en los que el apoyo se ha caído y la viga se ha quedado colgando a través de la losa.

5.3. Sobredimensionamiento de los apoyos

En los apoyos de neopreno zunchado, debido a que aún se desconoce bastante sobre su comportamiento y que su precio es bastante moderado, se han considerado unos factores de seguridad muy amplios para asegurar su durabilidad. Como ejemplo, la carga de rotura a compresión de un buen apoyo en cuanto a calidad de los materiales y proceso de fabricación, es del orden de 200 MPa y si consideramos una tensión de trabajo máxima de 15 MPa (que era la teórica en los cálculos anteriores) tendríamos un coeficiente de seguridad de casi 14. Anteriormente se trabajaba con esfuerzos admisibles, que estaban basados en un acuerdo alcanzado en la Organisation de Recherche et d'Essais (ORE) de las compañías del ferrocarril europeas, que fijaba la suma de tensiones de cortante debidas a la compresión, el giro y el desplazamiento del apoyo, producidas entre la goma y las chapas de zunchado, en 5G, y una tensión máxima de compresión de 15 MPa, que la DIN 4141 autorizaba a incrementar en un 50% en el caso de apoyos deslizantes al considerar que el desplazamiento quedaba prácticamente eliminado y desaparecer la tensión tangencial por desplazamiento.

En ocasiones, intentando conseguir una seguridad aceptable, se ha recurrido a sobredimensionar el apoyo en planta y conjuntamente, al no haber un control de la calidad del mismo, se ha podido emplear un apoyo bastante más rígido, ya que es más barato en cuanto a materiales. Si además se han producido otras circunstancias negativas, como redistribuciones de las fuerzas horizontales por esbeltez de pilas, falta de tacones con el ángulo adecuado para resolver las pendientes del puente, contraflechas importantes de las vigas prefabricadas que no se habían considerado, mesetas frecuentemente mojadas por defecto o falta de juntas herméticas de calzada, se puede considerar como bastante probable que el apoyo se desplace por falta de suficiente rozamiento y acabe moviéndose de su posición inicial.

5.4. Cambios en el tipo de apoyo proyectado

En muchos casos, no se han empleado los apoyos previstos en el proyecto, ni en dimensiones ni en características, sin recalcular las consecuencias, tanto en los apoyos como en la estructura.

5.5. Defectos en las mesetas de apoyo

También ocurre en ocasiones que los laterales de las mesetas no se han encofrado y parecen casquetes esféricos, o que no hay tacones en la viga para regulación de la pendiente. Ejecutar la meseta con un encofrado suficiente asegura obtener una superficie plana, lisa y, generalmente, horizontal.

5.6. Falta de regularización de las pendientes y/o peraltes

Como regla general, las superficies en contacto con los apoyos han de ser paralelas y horizontales. Los apoyos elastoméricos no soportan fuerzas permanentes paralelas a sus planos de contacto y, por lo tanto, estas superficies han de ser perpendiculares a la dirección de la carga permanente, que en general es vertical. La meseta y el tacón de apoyo se construyen de forma que sus planos de contacto queden horizontales (ver figura 7a). Si el apoyo se dispusiera paralelo a la rasante (ver figura 7b) la fuerza vertical del peso propio debería descomponerse en las direcciones perpendicular y paralela al plano del apoyo y la componente tangencial haría que el apoyo se deformara de manera continua hasta su rotura. Lógicamente soporta perfectamente las componentes tangenciales derivadas de los pequeños errores de instalación, cuando están dentro de los valores permitidos. Si fuera necesario disponer el apoyo paralelo a la rasante, sería necesario disponer un bloqueo de forma que la componente tangencial desapareciera del apoyo (ver figura 7c), por medio de otro apoyo en posición vertical (anclado para que no se cayera en caso de un movimiento negativo) o de algún tipo de caja de bloqueo u otro dispositivo.

Incluso en algunos casos, para no tener que incorporar tacones, que implican un cierto costo, se han realizado rehundidos en la viga, ya que es más barato incorporar un postizo en el molde de la viga, de modo que los apoyos no llegan a resultar visibles.

Teniendo en cuenta todo lo anterior no resulta sorprendente que, algunas veces, los apoyos re parten (ver figura 8). A la hora de estudiar la operación de levantamiento conviene tener en cuenta lo mencionado en las recomendaciones del apartado 6, que son en parte un recordatorio de las diversas normas, principalmente la UNE-EN 1337 [1].

La entrada en vigor de la UNE-EN 1337 [1] ha supuesto algunos cambios con respecto a los criterios anteriores, siendo posible aumentar la carga en algunos casos y no trabajar con solicitudes admisibles. Para dimensionar los apoyos, en vez de trabajar en tensiones y deformaciones admisibles, se ha pasado a emplear los estados límite, igual que en los Eurocódigos. Exigiendo el marcado CE en los apoyos se puede tener una cierta fiabilidad con respecto a su cali-

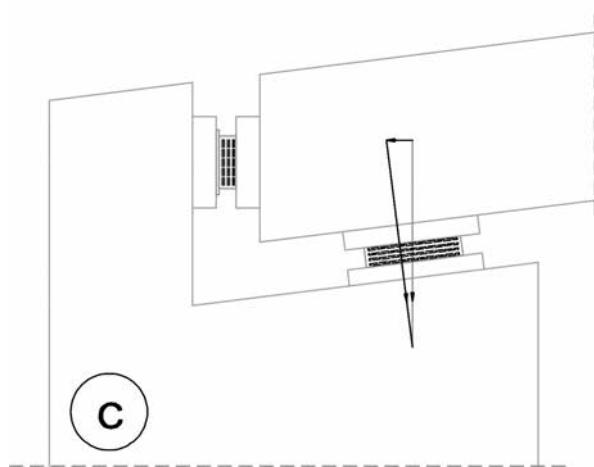
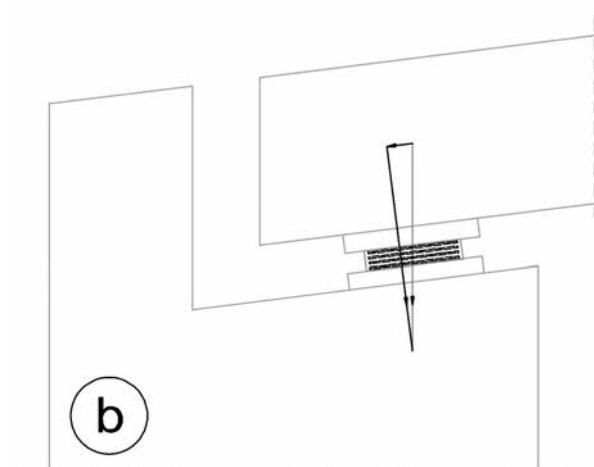
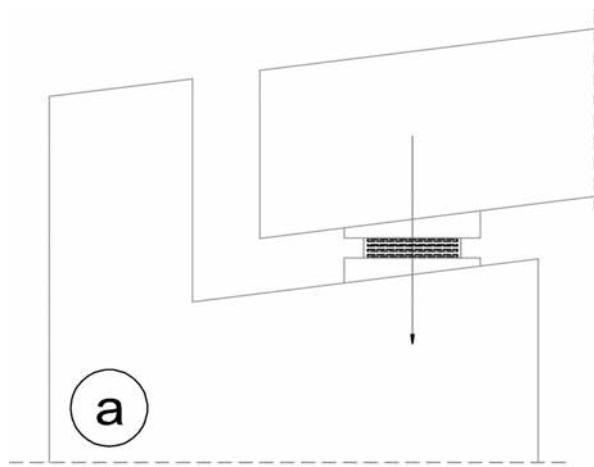


Figura 7. Horizontalidad de las superficies de contacto

dad y por lo tanto su durabilidad. Los ensayos han pasado a dar importancia, principalmente, al apoyo fabricado, lo cual asegura que no sólo la calidad de las materias primas es adecuada, sino que también lo es el proceso de fabricación, por lo que el resultado final –el apoyo– es válido. Otro requisito es el de realizar un informe con las características de la instalación de los apoyos, información que puede ser de gran utilidad.

Aunque hay cuestiones de aplicación para los apoyos elastoméricos en las Partes 1, 2, 8, 9, 10 y 11



Figura 8. Apoyo totalmente fuera de la meseta



Figura 9. La artesa queda apoyada en un solo lado de la línea

de la UNE-EN 1337 [1], la específica para ellos es la Parte 3. En ella se dan los requisitos que deben cumplir los apoyos, las reglas de diseño, tolerancias de fabricación, requisitos de la estructura y controles y ensayos a realizar para asegurar la calidad y durabilidad de los apoyos, además de los criterios para las inspecciones en servicio. Los ensayos están orientados a obtener unos resultados a largo plazo del apoyo en servicio, tanto desde el punto de vista de las solicitudes a las que va a estar sometido como a la resistencia al ozono, que es el principal causante del envejecimiento en ambientes normales.

La EHE requiere considerar las actuaciones a desarrollar durante la vida útil de la estructura, que en el caso de puentes de 10 o más metros de longitud supone 100 años o más. Entre ellas puede haber algunas que alcanzarían un coste desproporcionado, como las de cambios de apoyos, si las posibles zonas de actuación para el cambio no estuvieran provistas de adecuada resistencia y con espacios suficientes para la maniobra.

En el caso de tableros con gran rigidez a torsión, como el caso de vigas artesa una vez completada la sección, puede ocurrir que habiendo reptado un solo apoyo, de los dos de un extremo (ver figura 9) se produzcan sobreesfuerzos importantes en el tablero.

6. RECOMENDACIONES

Para mejorar los resultados conviene tener en cuenta algunos aspectos a la hora de diseñar el entorno, el tipo y el dimensionamiento de los apoyos.

– En cuanto al entorno: siempre que sea posible, hay que dejar espacios con la suficiente amplitud para realizar fácilmente la inspección y, en su caso, el cambio de apoyos (ver la figura 10, en la que no hay espacio para disponer los gatos necesarios). Conviene disponer accesos para trabajar en los apoyos. Es preferible disponer mesetas en pilas y estribos, sobre los que apoyar los gatos hidráulicos para el posible levantamiento del tablero (ver figura 11), y los tacones correspondientes en el tablero, dotando tanto a las mesetas como a los tacones de la resistencia necesaria. De esta manera, si es necesario el cambio de apoyos, los costes de las operaciones serán muy moderados y los de preparación de la estructura, en el caso de tableros in situ, casi inexistentes; y en tableros de vigas prefabricadas dependerá de la solución adoptada (dejar algo de espacio por delante de la viga o disponer una viga riostra que permita la aplicación de dos o más gatos). También puede resultar interesante asegurar la hermeticidad de la junta de calzada para evitar posibles daños en el hormigón y que los contactos de los apoyos con la subestructura o la superestructura puedan estar mojados.

- Es necesario hacer hincapié en la nivelación y encofrado de las mesetas y tacones de apoyo, diseño de las posibles cuñas para absorber pendientes y/o peraltes, así como en la posibilidad de disponer (en el caso de elementos prefabricados) una capa blanda de mortero que asegure, al descender el tablero, el contacto total entre éste y el apoyo.
- En cuanto al tipo de apoyo y dentro del campo de los apoyos elastoméricos, se puede recurrir a varias soluciones. Una opción es utilizar apoyos de tipo C, según denominación de la Tabla 2 de la



Figura 10. Sin ningún espacio para el gato

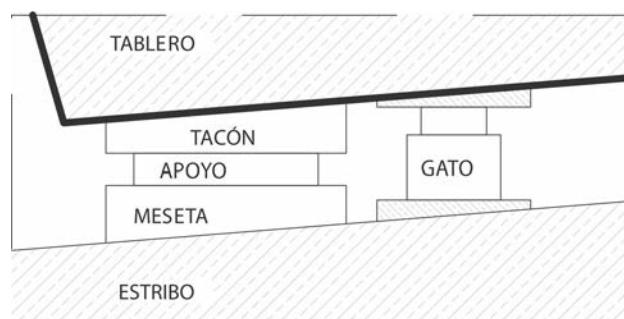


Figura 11. Meseta y tacón auxiliares para gato

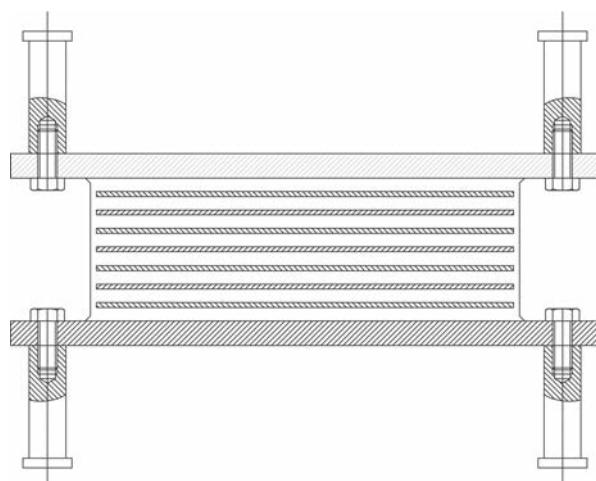


Figura 12. Pernos atornillados a las chapas

UNE-EN1337 Parte 3 [1] (apoyos con chapas externa en sus caras superior e inferior) en una de sus dos variantes principales. La variante en que se disponen chapas externas con rugosidad, llamadas gofradas habitualmente, es adecuada para tensiones de compresión bajas ($< 3 \text{ MPa}$ en cargas permanentes y/o con $F_{Hd} > \mu_c \cdot F_{Vd \text{ min.}}$) siempre que no sea zona sísmica, ya que entonces es preferible emplear apoyos con pernos anclados, que es la otra variante. Esta variante, de acuerdo con la EHE (apartado 4.1. *“En el ámbito de aplicación de esta Instrucción, podrán utilizarse productos de construcción que estén fabricados o comercializados legalmente en los Estados miembros de la Unión Europea y en los Estados firmantes del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo, y siempre que dichos productos, cumpliendo la normativa de cualquier Estado miembro de la Unión Europea, aseguren en cuanto a la seguridad y el uso al que están destinados un nivel equivalente al que exige esta Instrucción”*) permitiría emplearlos en el caso de tracción ocasional, siempre que estén amparados por una ETA (Aprobación Técnica Europea) o la autorización de un país europeo. Un aspecto muy importante a considerar, cuando se utilizan apoyos anclados, es el de recurrir a una solución que permita recuperar el “cuerpo” sin tener que “picar” los anclajes (ver figura 12) y no recurrir a los anclajes fijados directamente en las chapas externas del apoyo, que, siendo una solu-

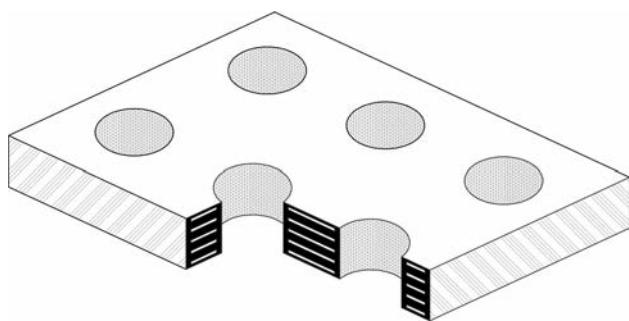


Figura 13. Apoyo aligerado

ción más barata inicialmente, puede resultar bastante más cara en caso de cambio de apoyos. Otra opción, cuando hay que ampliar los lados del apoyo para garantizar la estabilidad, debido al importante espesor necesario por el desplazamiento a absorber, es recurrir a apoyos "aligerados" (ver figura 13), apoyos en los que se disponen varios agujeros, realizados en la fabricación para que las chapas de los zunchos queden protegidas en todas sus superficies y cantos, de forma que la superficie sea menor y por lo tanto disminuya la fuerza horizontal ante los desplazamientos impuestos.

- En cuanto al dimensionamiento de los apoyos conviene escatimar en la cantidad (de forma comedida) y ser magnánimos en la calidad. Un apoyo determinado de esta forma probablemente sea más barato que uno sobredimensionado de mala calidad, y su comportamiento a medio/largo plazo será mucho mejor.
- Cuando los apoyos son para cargas pequeñas, como –en muchos casos– sobre los estribos de un paso superior realizado in situ, pero con desplaza-

mientos relativamente importantes, además de las dos posibilidades (aumentar la superficie para garantizar la estabilidad y recurrir a apoyos de tipo C con chapas externas "gofradas" o con anclajes y la de emplear apoyos "perforados"), puede resultar de interés, algún tiempo después de realizado el tesado (habitual en estos puentes) y con una parte apreciable de las deformaciones irreversibles producidas, realizar un levantamiento y, después de liberados los apoyos, e incluso dándoles un giro de 180°, descender el tablero, con lo que el apoyo tendrá unas deformaciones futuras claramente menores.

También hay aspectos de interés en la publicación "Aparatos de Apoyo de Puentes" de la Asociación Técnica de Carreteras, aunque no es específica sobre los elastoméricos [4].

REFERENCIAS

- [1] UNE EN 1337. *Apoyos Estructurales*. Parte 1:2001, Parte 2:2006, Parte 3:2005, Parte 8:2009, Parte 9:1998, Parte 10:2005 y Parte 11:1998. Madrid: AENOR, 1998-2009.
- [2] EGGERT H., GROTE J., KAUSCHKE W. *Lager im Bauwesen I*. 1^a ed. Berlín: Ernst & Sohn, 1974. p. 323
- [3] EGGERT H., KAUSCHKE W. *Structural Bearings*. 1^a ed. Berlín: Ernst & Sohn, 2002, p. 393
- [4] GONZÁLEZ ESTEBAN J. I., LLEYDA DIONIS J. L., HERRERO BENÉITEZ J. E., VILLAMONTE VARELA L. *Aparatos de Apoyos de Puentes*. 1^a ed. Madrid: Asociación Técnica de Carreteras, 1996, p. 78 .

Widening of the San Pedro de la Ribera Viaduct*

**Jose A. Torroja Cavanillas⁽¹⁾, José M. Simón-Talero Muñoz⁽¹⁾, Alejandro Hernández Gayo⁽¹⁾
and Antonio Navarro Manso⁽²⁾**

Received: 12-01-2010

Accepted: 29-04-2010

Summary

Built in 1994, San Pedro de la Ribera Viaduct crosses the River Esqueiro on the Las Dueñas-Novellana stretch of Motorway A-8. The prestressed concrete deck is 750 m long, with four 150-m central spans and two 75-m approach spans. Due to increasingly heavy traffic, the width of the carriageway had to be doubled from 12 to 23 m to be able to accommodate two lanes in each direction instead of just one. The solution devised, extraordinarily complex because the original structure was not designed for such an enlargement, met the objective sought while conserving bridge aesthetics and overall adaptation to the surroundings. The factor that conditioned the viability of the possible solutions for enlargement most heavily was the need to keep the bridge open to traffic during construction. A second condition was that the existing foundations would have to be able to withstand the increased loads on the bridge with only minor local strengthening at most. Solutions involving lateral build-ups on pier shafts or the addition of top girders to support the enlargement members had to be ruled out.

Further to the foregoing, the substructure was re-engineered pursuant to the existing building codes, assuming the post-enlargement design actions. Wind tunnel tests were conducted on the deck and piers to minimise the wind action to be considered in the design. The drag coefficients calculated in this exercise considerably reduced the values obtained by direct application of the IAP (Spanish bridge design code). Load transmitters had to be positioned on the abutments to limit longitudinal movements in the bridge generated by longitudinal wind and braking loads. With that measure, and after second order geometric and mechanical calculations were performed, in which pier concrete buckling and cracking were considered, the original shafts and foundations were validated.

The stress calculations for the original box girder after the enlargement showed that for the SLS, the existing longitudinal prestressing was (logically) insufficient to limit concrete cracking. Moreover, shear and torque generated inadmissible tensile stress. At the ULS, in turn, both the tensile reinforcement and the concrete compression heads were exhausted and the web reinforcement was unable to absorb the resulting tangential stress. The conclusion drawn was that the existing deck would have to be strengthened to be able to meet the safety requirements applicable to the enlarged deck as laid down in the new legislation.

The members involved in deck enlargement and strengthening were:

- external longitudinal prestressing, consisting of one family of tendons across all the spans and a second over each pier
- a composite core underneath the original box girder to contribute to raising sectional bending strength
- crossbars beginning at the composite core and ending at steel nodes that receive the slanted external braces
- a 40-cm thick central web
- lightweight concrete lateral cantilevers 5.5 m wide
- internal diagonals inside the box girder to transfer loads from the braces to the central web
- transverse prestressing in the top slab to absorb the bending stress generated by the cantilevers and the tensile stress generated by the transverse strength mechanism
- transverse girders in the bottom slab in the thinner areas to absorb the compression stress transferred by the braces.

The decision to simultaneously implement the actions required to strengthen the deck rendered the construction process complex and called for careful space and time coordination for, throughout the duration of the works, the machinery and equipment for many of the planned operations were positioned on the interior and exterior of different spans of the viaduct. This decision was instrumental for the significant reduction of construction times.

Five travellers were used to position the strengthening members. Traveller No. 1 (weighing 68 tonnes and measuring 23 m high) was used to position the bottom steel core; two No. 2 travellers (weighing six tonnes each and hung from floating tracks connected to the deck) stressed the vertical and diagonal bars; and two No. 3 travellers (weighing 68 tonnes each) positioned the steel braces and poured the concrete cantilevers that added the extra width to the slab.

* The full Spanish and English language versions of this article are published in this issue at pages 11-45.

(1) Torroja Ingeniería, S.L. (Madrid, Spain).

(2) UTE Cudillero (Oviedo, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: jsimontalero@torroja.es

Designing deck – point of fixity connections*

José Antonio Crespo Martínez⁽¹⁾, Domingo Lorenzo Esperante⁽²⁾ and José Ramón González de Cangas⁽²⁾

Received: 26-12-2009

Accepted: 04-03-2011

Summary

Braking-induced overstress on carriageways is generally accommodated by connecting the deck to points of fixity stiff enough to limit horizontal flexibility.

The paragraphs below describe the most common deck and connection typologies, along with certain key aspects of structural engineering, dimensioning and design details.

In bridges with deck joints over the piers, each pier must absorb the horizontal forces in the stretch of deck it supports. These forces are transferred across the bearings themselves. Since pier head movement during braking may not exceed 5 mm, however, statically determinate spans are usually limited to structures with fairly short piers, while statically indeterminate solutions are much more common. As a rule the design for the latter entails securing the anchorage longitudinally to one of the abutments with prestressed bars or cables.

Slab decks afford readier access to anchorage for maintenance or replacement. In these cases solutions with longitudinal arresters are preferred, although solutions with handholes on the underside of the slab are also possible.

Areas at high seismic risk require anti-quake detailing, two types of which may be distinguished: connection devices and dissipation elements. The former, known as STUs (shock transmission units) do not check deck movement under slow loads. Under fast loads such as an earthquake, but also during braking and start-up, however, these devices close up to transfer the large loads generated by seismic action. Dampers, which constitute the second type of connectors, dissipate energy during earthquakes.

Another group of connectors, positioned at mid-span along the deck, is often used in very long decks to reduce stress at the point of fixity by eliminating or lowering friction at the bearings. The members most commonly used for this purpose are delta-shaped piers.

Connections are dimensioned taking into consideration factors such as the effect of friction at the bearings, carriageway-structure interaction, start-up and braking, centrifugal and nosing forces, wind action, earthquake, and anchorage prestressing.

The connection must be tested for the following combinations:

- 1) maximum tensile stress at ULS and design quaking: strength testing
- 2) maximum tensile stress at SLS and frequent quaking: connection to be checked for detachment
- 3) maximum compression stress at SLS: to design the neoprene bearing pad capacity, as appropriate.

In prestressed bar or cable connections, the bars and cables must be suitably sheathed, i.e., sufficient allowance must be provided to prevent direct contact with the concrete. The reason for not injecting grout in these sheathes is to ensure that the bar is not loaded as a result of twisting or vertical deformation in the bearings.

Particular attention must be paid to conservation-related details. Joints through which water might leak to the anchors must be avoided. One common solution is to drill a hole through the centre of vertical bearings in connections to house the bar or cable and prevent such leaking.

One last factor that should be addressed is the need to foresee prestressed element inspection, conservation or replacement, with access to the deck wherever possible and always to the abutment end of the anchor. This calls for designing an inspection passage-way.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 47-60.

(1) SILGA, S.L. (Madrid, Spain).

(2) SILGA, S.L. (Santander, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: j.a.crespo@silga.es

Finite element model analysis of works authored by Félix Candela*

**Javier Oliva Quecedo⁽¹⁾, Pablo Antolín Sánchez⁽¹⁾, Alfredo Cámaras Casado⁽¹⁾
and José M. Goicolea Ruigómez⁽¹⁾**

Received: 11-05-2010

Accepted: 05-07-2010

Summary

Félix Candela's shells are famous the world over. On the occasion of the centenary of this architect's birth in 1910, a number of events were organised as a tribute to his life and work. Against that backdrop, some of his most representative designs were analysed with finite element modes. More specifically, analyses were run on two of his creations comprising inter-related twisted parallelograms: the roof over the Los Manantiales restaurant in Mexico and Our Lady of Guadalupe Church in Madrid. Both shells are hyperbolic paraboloids.

A hyperbolic paraboloid is a non-developable, double curvature ruled surface in which the two main curvatures are of opposite signs. If duly secured, double curvature surfaces can behave like membranes, regardless of the loads applied. Since these surfaces can be generated with straight lines, they are easy to build. Moreover, given the simplicity of their geometry, their structural performance can be readily established and understood. Since hyperbolic paraboloids behave predominantly like membranes, the amount of material required is minimal. In other words, this kind of surface conforms to one of Candela's premises: "*bending stress must be avoided as far as possible by choosing the appropriate shape.*"

Félix Candela used equilibrium equations to explain the structural behaviour of hyperbolic paraboloids, obviating elasticity equations in the belief that due to the nature of concrete, stresses would be redistributed in ways that would cause the structure to deviate from the stress state calculated with such equations. Candela discussed the structural engineering for concrete paraboloids in two articles. The conclusion drawn in both was that where shells have unsupported straight edges, the resulting deformations would occasion deviations in the membrane state in the surrounding areas, giving rise to bending stress. Stiffening members such as edge beams or ties would be needed in such areas, to the detriment of the aesthetics of the structure. Curved edges, which would not require such additional stiffening, would afford the designer greater freedom of form.

The works cited above were analysed with shell-type finite element linear models assuming linear elastic material. The load case studied was double the self weight which, while not reflecting actual conditions, was regarded to cover other actions, such as live loads. Membrane behaviour was assessed by a factor representing the fraction of the density of the total elastic energy attributed to membrane stresses, whose value at each point ranged from 0 (pure bending) to 1 (pure membrane).

Both cases considered comprised four inter-related twisted parallelograms, each one constituting a hyperbolic paraboloid. Each parallelogram in case A, also known as an "umbrella", had two free edges, causing structural behaviour to deviate from membrane behaviour. When a stiffening member was positioned around these edges, behaviour improved. In these two cases, the tensile and compression stress distribution confirmed the distribution defined by Candela: tensile stress appeared along the edges in model A and undesired bending stresses along the ridges in model D.

The Los Manantiales restaurant roof consists of four inter-related paraboloids with curved edges. The bodies of these paraboloids were characterised by radial compression and circumferential tensile stress. The edges proved to be primarily compression pathways, particularly in the built-up valleys that were observed to behave like stiffening arches. Behaviour was more membrane-like than in the preceding cases due to the presence of curved edges.

Guadalupe Church consists of eight hyperbolic paraboloids with a raised central vertex. All eight have straight edges, but the boundary conditions were found to be more restrictive than in inter-related twisted parallelograms. Most of the roof was consequently characterised by a high membrane factor, whose value only deviated from one where support conditions were less restrictive.

The maximum tensile stress was not over 3 MPa in any of the cases analysed. In other words, the stresses found were admissible in concrete, although in some areas additional reinforcement would be advisable to avoid cracking-related problems. The maximum compression stress was likewise 3 MPa or lower.

The effect of possible concrete cracking was subsequently analysed, given the non-linearity of the material in the two shells that exhibited the highest tensile stress of the structures studied: the umbrella and the Guadalupe Church roof. While the cracking that appeared in both shells led to stress redistribution, membrane structural behaviour continued to prevail and the stresses barely varied, except that tensile stress values higher than concrete tensile strength disappeared.

* 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 61-76.

(1) Universidad Politécnica de Madrid. E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: joliva@mecanica.upm.es

Comprehensive optimal design for concrete pipes*

Albert de la Fuente⁽¹⁾, Antonio Aguado⁽¹⁾ and Climent Molins⁽¹⁾

Received: 14-05-2010

Accepted: 01-07-2010

Summary

To date, concrete pipes have been designed and verified by the *indirect method*, due primarily to manufacturers' confidence in this procedure and the reluctance to change to the *direct method* (popular among manufacturers in the U.S.A., for instance). The *indirect method* consists of relying on the results of the three edge test to predict end product in-service strength and failure loads. In this test, the pipe is set on two guides and subjected to a piston-applied load distributed by a beam that rests on the test piece. Loads of practical interest (initial cracking, controlled cracking, failure and post-peak) are measured during the test, although not necessarily all the parameters are recorded in all tests. The type of strengthening used is the determinant in this regard. Depending on the findings and the strength requirements to be met, the pipe is accepted or rejected.

A national codes that establish the minimum reinforcement ratios for each case. These tables, in turn, are the result of the analysis of data banks constructed on the basis of international campaigns or national experiments. Where pipes of strength classes or diameters not addressed in the legislation are involved, the test has been used for trial-and-error design, normally due to the lack of the necessary technical know-how to proceed otherwise. (Design software and analytical methods for concrete pipes do not abound and those that do exist are poorly known outside the research community, in Spain at least).

As a result, pipes have generally been over-engineered or the object of test campaigns to define the optimal reinforcement ratios and arrangements for the diameter and strength class sought. Neither solution is cost-effective and both inhibit the technological development of new materials (fibre-reinforced concrete, for instance).

The present article identifies this knowledge gap and introduces a non-linear numerical model (denominated ATH) for designing and verifying concrete pipes, regardless of the reinforcement arrangement or typology (including fibres). Given the entrenched use of the three edge test and the confidence it inspires in manufacturers, the model was designed to simulate that approach so the optimal reinforcement ratios and arrangements calculated can be subsequently verified by means of that trial. This strategy would obviate the need to resort to trial and error and could be used to: (1) optimise the minimum ratios established in codes; (2) design pipes not defined in the legislation; and (3) calculate the fibre ratios required for a given diameter and strength class.

The article is divided into three parts. The first contains a summary of the main methods in place for designing concrete pipes, a description of the existing legislation and a discussion of the shortcomings detected in certain aspects of numerical simulation. The second provides a theoretical analysis of the behaviour of concrete pipes in the crush test. Lastly, the third part introduces the underlying theory for and formulation used in the ATH model. By way of verification of model suitability, this section summarises the results obtained for the design of real pipes 2800 mm in diameter and conforming to strength classes C135 and C180. The pipes were subsequently tested and the test-model findings correlated, with satisfactory results.

A number of related campaigns are underway at this time, some in conjunction with the Universidade de São Paulo in Brazil, to build a large database with which to verify the model. Particular emphasis is being placed on medium-small diameter pipes ($D_i < 1000$ mm) in which steel fibres play an important role as a total replacement for conventional passive reinforcement.

* 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 77-91.

(1) Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Cataluña, UPC. (Barcelona, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: albert.de.la.fuente@upc.edu

Sliding in elastomeric bearing pads on bridges*

Luis Villamonte Varela⁽¹⁾ and Benjamín Navamuel Aparicio⁽¹⁾

Received: 16-08-2010

Accepted: 03-12-2010

Summary

The gradual movement of elastomeric bearing pads, if not suitably addressed and corrected in a timely manner, may lead to dislodgement of the elastomer and the resulting structural dysfunction. "Hoop" bearings are most commonly used in precast girder bridges, which are therefore more prone than other types of structures to the appearance of this development, known as sliding.

Its immediate cause is insufficient friction between the bearing and the structure: in other words, the horizontal force is greater than the friction between the bearing and its top and bottom contact surfaces.

While with permanent loads, a minimum stress of 3 MPa is regarded to suffice to prevent sliding, further to Spanish and European standard UNE EN 1337-3, the following factors should be taken into consideration as possible causes of sliding in bearings.

- Variation in the theoretical coefficient of friction. Contrary to other standard construction materials, whose coefficient of friction is generally based on the type of materials involved, the friction between the rubber in an elastomeric bearing and another material depends on a number of factors, some of which are not overly intuitive. Friction rises with the area of the contact surface, and at around 3 MPa it rises as well with declining unit pressure. This latter aspect may be misleading because the allowable horizontal force is also proportional to the compressive force.
- Variation in the estimated value of the forces involved. When bridge piers are very slender, the distribution of horizontal forces may lead to overloading on the abutments, in much the same way that positioning many bearings along the same stiff diaphragm (possibly prompting a very statically indeterminate distribution) may cause the load on each bearing to deviate from the expected value.
- Overdimensioned bearings. In the absence of quality control, particularly in the early years of use of this type of bearings (when suitable legislation had yet to be enacted), they were sometimes overdimensioned to reduce their working stress and lengthen their service life. This, in conjunction with excessive stiffness due to the over-use of gas black (to cut costs), reduced friction. The ensuing values were too small to transfer the external horizontal forces or, as a result of the force generating concrete thermal or rheological movement-induced deformation, to deform the bearings. Such circumstances favoured the onset of bearing movement or sliding.
- Deviations from the type of bearing specified in the design.
- Defects in the support surfaces and failure to regularise slopes. The unsatisfactory construction of support wedges (without the necessary longitudinal or transverse slope) or the use of inappropriate forms for the support surfaces, favouring the formation of spherical voids at the contact surface.

The recommendations are geared to ensuring that sufficient crawl space is provided to inspect and, as appropriate, replace the bearings. Often, no provision is made for a tie girder to connect the precast girders and brace the hydraulic jacks, or for areas large and strong enough to accommodate work on pier and abutment crowns. Problems may also arise around the use of a suitable typology, given the range of existing bearings, and their due dimensioning, where quality should take priority over quantity. A bearing so defined will very likely be less expensive than an oversized unit of poorer quality, and will out-perform the latter in the medium and long term.

If today's legislation is observed and the solutions adopted are studied more carefully, sliding in bridge bearings may be expected to cease to pose a problem.

* 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 93-101.

(1) Ulma C y E, S. Coop. (Oñate, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: lvillamonte@construccion.ulma.es

Entrega de medallas al Mérito Civil



Hugo Corres Peiretti



Antonio Marí Bernat



Enrique Mirambell Arrizabalaga

El pasado viernes 8 de abril de 2011, se hizo entrega a D. Hugo Corres Peiretti, a D. Antonio Marí Bernat y a D. Enrique Mirambell Arrizabalaga, todos ellos miembros de ACHE, de los títulos y condecoraciones correspondientes a la Encomienda de la Orden del Mérito Civil otorgada a cada uno de ellos por el Gobierno, a propuesta del Ministerio de Fomento.

La Orden del Mérito Civil tiene por objeto premiar los méritos de carácter civil, por servicios relevantes al Estado. Entre los méritos valorados se encuentra la prestación de relevantes servicios de carácter civil al Estado, la realización de trabajos extraordinarios de indudable mérito, la laboriosidad o la capacidad extraordinaria, puestas de manifiesto en bien del interés general, así como las grandes iniciativas de influencia nacional.

Durante el acto de entrega, se destacó el reconocimiento a la labor desarrollada por Hugo Corres, Antonio Marí y Enrique Mirambell en las Comisiones Permanentes del Hormigón y de Acero, con especial énfasis en la coordinación que han ejercido y ejercen en la redacción del futuro Código Estructural, en las Instrucciones de Hormigón Estructural EHE, EHE-08, y en la de Acero Estructural EAE, ésta última de aprobación inminente.

Los Condecorados manifestaron en el acto de recepción de dichas condecoraciones que las recibían con gran honor, satisfacción y alegría, aunque consideraban que con ellas, se reconocía también la labor de todos los equipos de personas que con ellos han participado en los trabajos que han coordinado.

Durante el acto destacó también la importancia y generosidad de la aportación a la normativa española que han venido haciendo históricamente las Universidades Politécnicas. Se da la circunstancia de que todos los ahora premiados son catedráticos de dichas universidades.

ACHE se congratula de estas condecoraciones otorgadas a tres de sus miembros destacados y celebra especialmente el reconocimiento que conllevan para la técnica y la ingeniería española.

Premios fib a jóvenes ingenieros en memoria de Ivar Holand

La *fib* (Fédération Internationale du béton) otorga cada dos años, coincidiendo con el fib-symposium, unos premios a ingenieros jóvenes en memoria de algún ingeniero de prestigio internacional. En esta ocasión, se dedicó el premio a la memoria de Ivar Holand (1924-2000), ingeniero noruego profesor de la Universidad Noruega de Ciencia y Tecnología (NTNU) y Director del Instituto para la Investigación del Cemento y del Hormigón de SINTEF. Como viene siendo habitual ACHE, delegación española de la *fib*, presentó varios candidatos al premio: tres en la categoría de Investigación y dos en la de Proyecto y Construcción. El pasado marzo un jurado internacional, presidido por el Sr. D. Hugo Corres Peiretti, comunicó su decisión. Los ganadores habían sido D. Juan Sagaseta en la categoría de Investigación y D. Óscar Ramón Ramos en la de Proyecto y Construcción, dos jóvenes ingenieros españoles que han destacado entre las muchas candidaturas presentadas. Desde Hormigón y Acero y Ache, nuestra más cordial enhorabuena a los dos galardonados.

Estos premios se suman a los ya conseguidos por jóvenes ingenieros españoles en ediciones anteriores, pues Dña. Ana María Ruiz Terán obtuvo el primer premio en 2009 en la categoría de Investigación y Dña. Eva Oller consiguió una mención especial en 2007 también en la categoría de Investigación.



Juan Sagaseta



Óscar Ramón Ramos

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 deseaba que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..

3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr.* Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Frehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (.doc), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución, es la siguiente:

Para envíos postales:

Revista Hormigón y Acero
ACHE. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n. Ciudad Universitaria. 28040 Madrid

Para envíos por correo electrónico:
secretaria_revista@e-ache.com

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. Formato del texto

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

Las tablas no deben duplicar información o resultados incluidos en el texto de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. Gráficos, figuras y fotos

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deben tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.
- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirla en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 o 18 cm. de anchura. Esta circunstancia debe ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deben ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deben contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolífica para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la formula.

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 cien a cien 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 del autor 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 anuncianta que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.



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.

HORMIGÓN Y ACERO Instructions for authors

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 AÑO 2011 (4 NÚMEROS):

FORMATO IMPRESO

- España 85 €
- Resto de países..... 110 €
- FORMATO DIGITAL 76 €

I.V.A incluido

• PRECIOS NÚMEROS SUELTOS:

FORMATO IMPRESO

- España 25 €
- Resto de países..... 35 €
- FORMATO DIGITAL** 22 €

PEDIDOS

Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Laboratorio de Estructuras.
Avd. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

FORMA DE PAGO:

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

* 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.

** Precio válido únicamente para números publicados en los dos últimos años. El resto de los números están disponibles gratuitamente en: www.e-ache.com/hya





SOSTENIBILIDAD DURABILIDAD RESISTENCIA

El hormigón es respetuoso con
el **Medio Ambiente** por su capacidad de:

- Ser **reciclado**
- Combinarse con otros productos
- Contención de materiales peligrosos

El hormigón es el material
estructural más adecuado para una
construcción sostenible



DELEGACIONES IECA

SEDE CENTRAL
José Abascal 53, 2º
28003 Madrid
www.ieca.es
Tel.: 914.429.311

Canarias
Antonio María Manrique, 3 - 5º oficina 5
35011 Las Palmas de Gran Canaria
Tel.: 928.2843.49 - Fax: 928.2843.49
E-mail: iecanarias@ieca.es

Centro
Fernández de la Hoz, 70 - 1º A
28003 Madrid
Tel.: 914.01.41.12 - Fax: 914.01.05.86
E-mail: iecacentro@ieca.es

Levante
Plaza del Ayuntamiento 2, Pta. 17
46002 Valencia
Tel.: 96.381.90.33 - Fax: 96.381.90.34
E-mail: iecalevante@ieca.es

Noreste
Caspe, 123 - despacho
08013 Barcelona
Tel.: 935.390.901 - Fax: 935.390.901
E-mail: iecanoreste@ieca.es

Noroeste
Plaza de San Marcos, 6 - 3ºE
24001 León
Tel.: 987.23.48.33 - Fax: 987.23.48.33
E-mail: iecanoroeste@ieca.es

Norte
Amesti 6, 4º Dpto 7
48991 Getxo - Bizkaia
Tel.: 944.91.53.61 - Fax: 944.91.43.98
E-mail: iecanorte@sarenet.es

Sur
Imagen, 10, 5º - A - D2
41003 Sevilla
Tel.: 954.27.40.43 - Fax: 954.27.40.43
E-mail: iecasur@ieca.es
Web: www.iecasur.com



SUMARIO

C O N T E N T O S

CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

- 11 | Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera
Widening of the San Pedro de la Ribera Viaduct
José A. Torroja Cavanillas, José M. Simón-Talero Muñoz, Alejandro Hernández Gayo y Antonio Navarro Manso

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- 47 | Diseño de conexiones tablero-punto fijo
Designing deck-point of fixity connections
José Antonio Crespo Martínez, Domingo Lorenzo Esperante y José Ramón González de Cangas
- 61 | Análisis estructural de algunas obras de Félix Candela mediante modelos de elementos finitos
Finite element model analysis of works authored by Félix Candela
Javier Oliva Quecedo, Pablo Antolín Sánchez, Alfredo Cámara Casado y José M. Goicolea Ruigómez
- 77 | Diseño óptimo integral de tubos de hormigón
Comprehensive optimal design for concrete pipes
Albert de la Fuente, Antonio Aguado y Climent Molins
- 93 | Reptado de apoyos elastoméricos en puentes
Sliding in elastomeric bearing pads on bridges
Luis Villamonte Varela y Benjamín Navamuel Aparicio

SUMMARIES

- 102 | *Widening of the San Pedro de la Ribera Viaduct*
José A. Torroja Cavanillas, José M. Simón-Talero Muñoz, Alejandro Hernández Gayo and Antonio Navarro Manso
- 103 | *Designing deck-point of fixity connections*
José Antonio Crespo Martínez, Domingo Lorenzo Esperante and José Ramón González de Cangas
- 104 | *Finite element model analysis of works authored by Félix Candela*
Javier Oliva Quecedo, Pablo Antolín Sánchez, Alfredo Cámara Casado and José M. Goicolea Ruigómez
- 105 | *Comprehensive optimal design for concrete pipes*
Albert de la Fuente, Antonio Aguado and Climent Molins
- 106 | *Sliding in elastomeric bearing pads on bridges*
Luis Villamonte Varela and Benjamín Navamuel Aparicio

OTRAS INFORMACIONES

- 107 | Entrega de medallas al mérito civil a los Sres. Corres, Marí y Mirambell
Premios fib a jóvenes ingenieros