

H A

HORMIGÓN y ACERO

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

Septiembre-Diciembre 2016 | volumen 67 - número 280





SOLUCIONES INTEGRALES PARA CADA PROYECTO

La versatilidad de los sistemas de encofrado de ULMA ha sido clave para ofrecer al cliente la máxima seguridad, rentabilidad y economía en obra, sea cual sea su tamaño y complejidad.

►► www.ulmaconstruction.es



From the beginning of your projects



Foto de portada: Viaducto del río Deba en la "Y Vasca" de A.V. | Guipúzcoa

HORMIGÓN y ACERO

Septiembre - Diciembre 2016 | volumen 67 – número 280

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

CONSEJO EDITORIAL:

Director:

Luis M^o Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)*

Secretario:

Gonzalo Arias Hofman (INES INGENIEROS, Madrid)*

Editor Jefe:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid)*

Vocales:

Jorge Aparicio García (INGETURARTE, Madrid)

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

Ángel Castillo Talavera (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)

Antoni Cladera Bohigas (UNIVERSIDAD DE LAS ISLAS BALEARES, Palma)

David Fernández Montes (ETS INGENIERÍA CIVIL - UPM, Madrid)

Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)

Pedro Miguel Sosa (ETSI CAMINOS - UPV, Valencia)

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

Bernardo Perepérez Ventura (ETS DE ARQUITECTURA - UPV, Valencia)

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GINPROSA INGENIERÍA, Madrid)

Gonzalo Ruiz López (ETSI CAMINOS - UCLM, Ciudad Real)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

Carlos Villagrà Fernández (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, 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^o Carmen Andrade Perdrix (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M^o 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)

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

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 Lombart 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 (ETS DE ARQUITECTURA, UPM, Madrid)

José Manuel Roeset (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^o 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

SERVICIOS DE INFORMACIÓN: Los contenidos de la revista Hormigón y Acero, o parte de ellos, aparecen recogidos en las siguientes bases de datos: ICYT - Dialnet - Sumaris - Ubadoc - Catálogo Latindex - ScienceDirect - Pascal



ETSI CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Avenida. Profesor Aranguren, s/n.
Ciudad Universitaria. 28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - www.e-ache.com

© 2016 ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE)

Todos los derechos reservados. El contenido de la presente publicación no puede ser reproducido, ni transmitido por ningún procedimiento electrónico o mecánico, incluyendo fotocopia, grabación magnética, ni registrado por ningún sistema de recuperación de información, en ninguna forma, ni por ningún medio, sin la previa autorización por escrito del titular de los derechos de explotación de la misma.

ELSEVIER España, a los efectos previstos en el artículo 32.1 párrafo segundo del vigente TRLPI, se opone de forma expresa al uso parcial o total de las páginas de HORMIGÓN Y ACERO con el propósito de elaborar resúmenes de prensa con fines comerciales.

Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra sólo puede ser realizada con la autorización de sus titulares, salvo excepción prevista por la ley. Diríjase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográficos, www.cedro.org) si necesita fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra.

Ni Elsevier ni la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, procedimientos, instrucciones o ideas descritos en el presente material. Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.



Avda. Josep Tarradellas, 20-30, 1.º
08029 Barcelona (España)

Zurbano, 76, 4º Izq.
28010 Madrid (España)

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)
www.elsevierciencia.com/hya

Miembro de la Asociación de Prensa Profesional.

Protección de datos: Elsevier España, S.L.U. declara cumplir lo dispuesto por la Ley orgánica 15/1999, de 13 de diciembre, de Protección de Datos de Carácter Personal.

Suscripciones y atención al cliente

Elsevier España, S.L.U. Travesera de Gracia, 17-21, 08021 Barcelona (España)

Teléfono: 902888740

Correo electrónico: suscripciones@elsevier.com

Impresa en España

Esta publicación se imprime en papel no ácido.

This publication is printed in acid-free paper

Depósito legal: B-8709-2014

Septiembre-Diciembre 2016 | volumen 67 - número 280

September-December 2016 | volume 67 - number 280

SUMARIO | CONTENTS

Originales

- El viaducto sobre el río Deba en la «Y-Vasca» de alta velocidad
Viaduct over the River Deba on the 'Basque-y' high-speed rail line
Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Jokin Ugarte González, Pablo Solera Pérez, Helder Figueiredo 287
- Fundamentos y aplicaciones piloto de las aleaciones con memoria de forma para su utilización en ingeniería estructural
Fundamentals and pilot experiences of the application of shape memory alloys in structural engineering
Benito Mas, Antoni Cladera, Carlos Ribas 309
- Cálculo de la velocidad de propagación de la fisura debido a fragilización por hidrógeno
Calculation of the crack propagation rate due to hydrogen embrittlement
Javier Sánchez, Álvaro Ridruejo, Eduardo Muñoz, Carmen Andrade, José Fullera, Pedro de Andres. 325
- Hacia un conjunto de especificaciones argentinas para el control de la fisuración en estructuras con requerimientos de estanqueidad
Towards a set of Argentine specifications for crack control in structures with tightness requirements
Hugo Juan Donini 333

Eurocódigos Estructurales

- Ejemplo 7: Flexión, Cortante, Rasante según UNE-EN 1992-1-1 I

Otras informaciones

- Nueva edición del libro de Cálculo de Estructuras de Cimentación del Prof. Calavera VIII

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)



SMARTER, SAFER, STRONGER

ALE HEAVYLIFT IBÉRICA, S.A.
P.I. Los Frailes. Ctra Alcalá de Henares a Daganzo,
km 9. P. 101-106, 28814 DAGANZO (MADRID)



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



ACE
ASOCIACIÓN DE CONSULTORES ESTRUCTURALES
C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edifici TIL-lers
08034 - BARCELONA



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

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.

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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



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



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



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



RÚBRICA INGENIERÍA Y ARQUITECTURA, S.L.
Avda. Hermanos Bou, 246
12003 CASTELLÓN



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



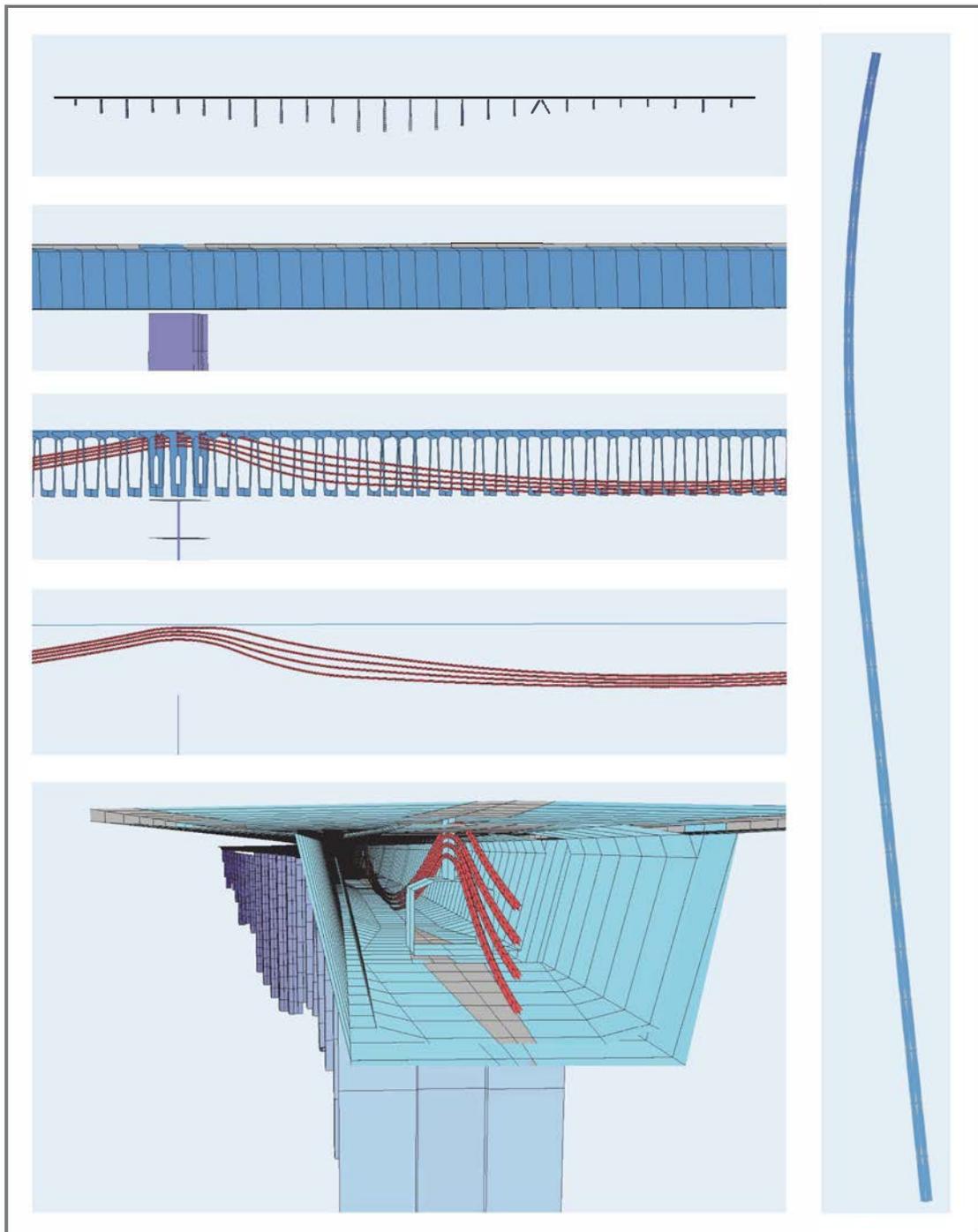
TECNALIA
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Geldo - Edificio 700
48160 DERIO (VIZCAYA)

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:



Puentes Postesados



Viaducto de Arrazola (1.755 m.)

Línea Ferroviaria Alta Velocidad "Y vasca" Tramo Vitoria-Gasteiz - Bilbao

Proyectista estructural del viaducto: CALTER ingeniería

Plataforma de la nueva red ferroviaria del País Vasco

Tramo Bergara - Bergara (Guipúzcoa)

Viaducto sobre el Río Deba: longitud total de 903 m y altura máxima sobre el valle de 90 m



Ejecutado con autocimbra.
Luz máxima de 80 m



Tramo heterogéneo y complejo
con túneles y múltiples estructuras



Pilas variables de gran altura



Original

El viaducto sobre el río Deba en la «Y-Vasca» de alta velocidad

Viaduct over the River Deba on the 'Basque-y' high-speed rail line

Francisco Millanes Mato^a, Miguel Ortega Cornejo^{b,*}, Jokin Ugarte González^c,
Pablo Solera Pérez^c y Helder Figueiredo^c

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S. A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, España

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S. A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, España

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S. A., Madrid, España

Recibido el 19 de septiembre de 2015; aceptado el 21 de diciembre de 2015

Disponible en Internet el 1 de abril de 2016

Resumen

El viaducto sobre el río Deba en la Y-Vasca de alta velocidad permite el paso del ferrocarril sobre la vaguada por la que fluye el río Deba en las cercanías de la localidad de Bergara. El viaducto presenta un tablero con sección cajón de hormigón pretensado con canto variable en la zona cercana a pilas, que se ha ejecutado con autocimbra, con una distribución de luces de $50 + 80 + 70 + 60 + 3 \times 65 + 70 + 65 + 70 + 3 \times 65 + 45$ m.

El desarrollo de la tecnología que han experimentado las autocimbras en los últimos años en España ha permitido llegar a un vano principal con 80 m, que supone el récord de luz en alta velocidad ejecutado con este sistema.

El artículo describe con detalle las principales características del viaducto, así como su proceso constructivo, y los sistemas de control y monitorización empleados durante la ejecución.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Cajón pretensado; Canto variable; Autocimbra; Alta velocidad; Récord de luz

Abstract

The viaduct over the River Deba on the Basque-Y high-speed rail line crosses the river valley in an area near Bergara, a town in the Spanish province of Guipuzcoa. The deck is a prestressed concrete box girder with variable depth over the piers. Built with an underslung movable scaffolding system (MSS), its span arrangement is $50 + 80 + 70 + 60 + 3 \times 65 + 70 + 65 + 70 + 3 \times 65 + 45$ m.

On the back of developments in recent years in Spain, the technology could be deployed to build the main 80 m span, setting a national record for high-speed rail span length using this building system.

The article contains a detailed description of the characteristics of the viaduct, as well as its construction and the monitoring systems applied during its erection.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Prestressed box girder; Variable depth; Movable scaffolding; High-speed; Span record

1. Introducción

En este artículo se describen con detalle los antecedentes, el proyecto y la ejecución del viaducto sobre el río Deba, en

el tramo Bergara-Bergara de la Y-Vasca de alta velocidad, y se presentan de forma más breve el resto de estructuras del tramo que tienen algo menos de entidad.

1.1. Las estructuras del tramo Bergara-Bergara

El viaducto sobre el río Deba (fig. 1), que se describirá con detalle más adelante, permite el paso de la línea de alta

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: miguel.ortega@ideam.es (M. Ortega Cornejo).



Figura 1. Imagen del viaducto sobre el río Deba concluido.



Figura 2. Imagen del viaducto de Lamiategui.

velocidad sobre la vaguada por la que fluye el río Deba en las cercanías de la localidad de Bergara, cruzando un valle bastante profundo con una diferencia máxima de cota entre traza y terreno que supera los 90 m. El valle tiene una anchura de 900 m a la cota del tablero del viaducto y sus laderas son relativamente escarpadas, conformando un perfil en V bastante simétrico, rompiéndose ligeramente la simetría del valle por cruce de la autopista Vitoria/Gasteiz-Eibar cercano al E-1 entre las pilas P-1 y P-2 (parte superior derecha de la figura 1).

El tramo Bergara-Bergara se completa con otros 3 viaductos:

- Viaducto de Lamiategui, con una longitud total de 425 m y luces $30 + 8 \times 40 + 35$ m (fig. 2).
- Viaducto sobre el arroyo de Altzeta, con una longitud total de 140 m y luces $30 + 40 + 40 + 30$ m (fig. 3).
- Viaducto sobre el arroyo de Olzaileko, con una longitud total de 100 m y luces $30 + 40 + 30$ m (fig. 4).

Los 3 viaductos se han proyectado y construido con vanos tipo de 40 m, para aprovechar al máximo los medios auxiliares y sistematizar su ejecución, con una solución de tablero con sección cajón de hormigón pretensado de canto constante. La ejecución de todos ellos, al presentar alturas relativamente moderadas respecto del terreno, se ha realizado mediante el empleo de cimbras aporticadas, evitando así tener que disponer cimbras cuajadas con una mayor afección al terreno inferior.

2. Antecedentes del proyecto del viaducto sobre el río Deba

En el año 2007, *Euskal Trenbide Sarea* (ETS) decidió convocar un concurso de ideas para la adjudicación del proyecto del tramo Bergara-Bergara, buscando que la solución elegida para el viaducto sobre el río Deba se convirtiera en la estructura icono de la Y-Vasca, dada su ubicación y los condicionantes del



Figura 3. Imagen del viaducto sobre el arroyo de Altzeta.



Figura 4. Imagen del viaducto sobre el arroyo de Olzaileko.

entorno, con un trazado que cruza el valle del río Deba —de unos 900 m de longitud— a gran altura —más de 90 m— y con una gran visibilidad desde muchos puntos de vista.

El trazado de la línea de alta velocidad presenta además, a su paso sobre el valle del río Deba, una serie de condicionantes de cruces inferiores que determinan en gran medida la luz de los vanos del viaducto. El viaducto cruza muy esviado sobre la autopista Vitoria Gasteiz-Eibar entre los puntos kilométricos (PK) 2 + 780 y 2 + 840, sobre las carreteras GI-627 y GI-632, en el entorno del PK 3 + 150, sobre el cauce del río Deba en el PK 3 + 230, y sobre la nueva carretera GI-632 entre los PK 3 + 340 y 3 + 370 aproximadamente, así como sobre varios caminos, uno de ellos muy cercano al Estribo E-1.

Dada la gran altura del viaducto y su localización en un valle muy visible, la solución elegida para el viaducto del río Deba debía lograr conjugar la integración paisajística, minimizando las afecciones al entorno, compaginada con un proceso constructivo del tablero independiente del terreno.

La solución que resultó ganadora del concurso de ideas fue la presentada por UTE IDEAM S.A.-Euroestudios, con una solución singular que salvaba todos los condicionantes anteriores.

La necesidad de amplias luces, obligadas por los condicionantes inferiores, con vanos en el entorno de los 80 m o incluso superiores, llevó a plantear para el concurso una

solución en celosía empujada, con una distribución de vanos $50 + 70 + 60 + 70 + 110 + 180 + 110 + 3 \times 60 + 50$ m, con 2 grandes pilas centrales en forma de V, reduciendo así los puntos de apoyo en el terreno, salvando la zona central con un gran vano de 180 m de luz entre puntos de apoyo (fig. 5).

Una vez adjudicado el proyecto, la solución original ganadora del concurso de ideas con 2 grandes pilas centrales con forma de V se adaptó, a instancias de ETS, en la fase de estudio de tipologías, a una solución similar pero con todas las pilas verticales, buscando una menor intrusión visual y mayor transparencia en el valle, y simplificando y abaratando la ejecución. El tablero seguía siendo una celosía mixta empujada en la que se diseñaron 3 grandes vanos centrales de $100 + 110 + 100$ m, el mayor de los cuales permitía cruzar la zona del cauce del río Deba. Los vanos de acceso se situaron en el entorno de 80 m, obteniendo una distribución final de $50 + 80 + 3 \times 75 + 100 + 110 + 100 + 2 \times 80 + 70$ m (fig. 6).

Tras varias adaptaciones del trazado, que supusieron un retraso de casi 2 años en el inicio del proyecto básico, a inicios de 2009 —y ya en plena crisis— cambiaron los condicionantes y las prioridades por parte de la propiedad, lo cual obligó a reestudiar alternativas con luces algo más modestas que permitieran la ejecución del viaducto respetando los condicionantes generales siguientes:

- Respetar, en la medida de lo posible, los cruces de carreteras y autopistas inferiores, junto el cruce sobre el río Deba.
- Búsqueda de una solución con un proceso constructivo independiente del terreno, dada la altura del viaducto.
- La solución debía mantener un carácter emblemático en la línea de la Y-Vasca.
- Compatibilizar los condicionantes anteriores con la integración en el entorno y la minimización del impacto visual.
- Abaratar las soluciones previamente estudiadas reduciendo en la medida de lo posible la luz tipo.

Con estos nuevos condicionantes, y obligados a respetar una luz mínima de 80 m por el cruce esviado de la autopista Vitoria/Gasteiz-Eibar, el proyecto original se desarrolló en el año 2009 con una solución de tablero mixto empujado algo más convencional que las soluciones estudiadas previamente en celosía mixta, con una sección transversal en la solución bijácena-cajón estricto, con doble acción mixta en zonas con momentos flectores negativos, análoga a las soluciones proyectadas por IDEAM previamente en el viaducto mixto de alta velocidad sobre el Arroyo las Piedras [1], primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas, o el viaducto mixto de Archidona [2], que constituye el viaducto más largo del mundo sin juntas ni aparatos de dilatación de vía intermedios.

La sección transversal del tablero mixto proyectado presentaba un canto total de 5,50 m con un canto de vigas metálicas de 5,04 m, cercano al límite de las condiciones estándar de transporte, con vanos tipo de 80 m y una distribución de luces muy homogénea, con $50 + 10 \times 80 + 50$ m, con 11 pilas verticales en el valle, una más que en la solución previa en celosía. La figura 7 muestra el alzado de la solución desarrollada



Figura 5. Fotomontaje de la solución en celosía mixta con 2 pilas en V, ganadora del concurso de ideas en 2007.



Figura 6. Fotomontaje de la solución en celosía mixta con pilas verticales elegida por ETS tras el estudio de tipologías.

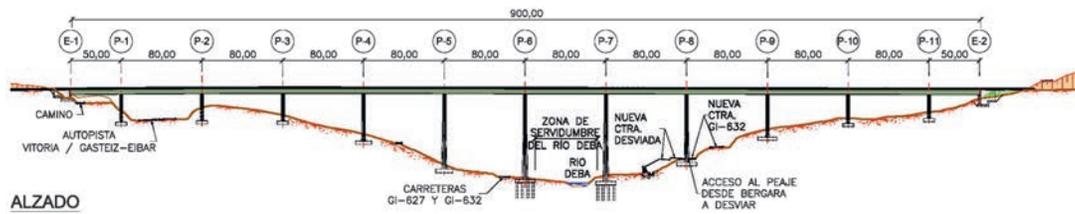


Figura 7. Alzado del viaducto mixto.



Figura 8. Fotomontaje del viaducto en la solución mixta con alma llena empujada.

en el proyecto original y la figura 8 muestra el fotomontaje del viaducto en el entorno.

El cajón metálico, en acero pintado de color verde oscuro, buscaba integrar lo máximo posible el viaducto con el entorno, un valle con mucha vegetación y gran predominio de los verdes intensos (fig. 8).

Esta distribución de luces, muy homogénea y equilibrada con 10 vanos tipo de 80 m, permite salvar el cruce esviado sobre la autopista Vitoria/Gasteiz-Eibar anteriormente citado, respetando así mismo todos los condicionantes de los cruces de las carreteras GI-632 y GI-627 y el propio río Deba, afectando exclusivamente al ramal inferior de acceso desde Bergara hacia el peaje de la autopista Vitoria/Gasteiz-Eibar (nueva carretera GI-632 de doble calzada). Esta afección se resolvió en el proyecto original con un pequeño desvío del trazado del acceso al peaje y permitió el proyecto de una estructura armónica y equilibrada, con una distribución de luces absolutamente homogénea y bien condicionada estructuralmente (fig. 9).

La afección al ramal de acceso al peaje o a cualquier otra carretera no fue admitida en las primeras fases de desarrollo del estudio de tipologías y del proyecto básico por la propiedad, pero sí durante la fase del proyecto original. La búsqueda de alternativas sin ninguna afección al ramal de peaje inferior hubiera conducido a soluciones con luces tipo mayores de 80 m, como las inicialmente propuestas con tableros en celosía mixta. Las soluciones con vanos centrales de 100/110 m resultaban, con el nuevo contexto y la nueva coyuntura económica en la fase de desarrollo del proyecto en 2009, alternativas económicamente muy costosas, y no pareció justificada su adopción frente a la pequeña afección resoluble con el ligero desvío del ramal de acceso al peaje.

3. Descarte inicial de las soluciones de hormigón

En la fase del concurso y en la etapa posterior de desarrollo del estudio de tipologías y del proyecto básico se estudiaron también alternativas con soluciones clásicas mediante el empleo de una sección transversal cajón de hormigón pretensado.

Los 3 posibles procesos constructivos aplicables a viaductos de hormigón serían:

- Construcción vano a vano con cimbra autolanzable.
- Construcción por empuje.
- Construcción por voladizos sucesivos.

Los motivos que en su día llevaron al descarte de estas soluciones son los siguientes.

3.1. Soluciones de hormigón construidas con cimbra autolanzable

En la fase del concurso de ideas (año 2007) y en la época de desarrollo del proyecto original (año 2009), la experiencia en la ejecución de viaductos de alta velocidad en España con sección cajón de hormigón pretensado ejecutados mediante cimbra autolanzable se limitaba al rango de luces máximo entre los 60-66 m. Previo al año 2007, el récord de luz de España de esta tipología

lo ostentaba el Viaducto Arroyo del Valle, con 66 m de luz [3] y altura máxima de pilas de 80 m, y el viaducto de alta velocidad con pilas más altas era el viaducto mixto empujado Arroyo las Piedras [1], con vanos tipo de 63,5 m y 93 m de altura de pila máxima.

Con esa coyuntura, afrontar el proyecto y la ejecución del viaducto sobre el río Deba con 900 m de longitud a una altura de unos 90 m y con vanos de al menos 80 m de luz, con sección cajón de hormigón pretensado ejecutado con cimbra autolanzable, resultaba técnicamente inviable al no existir autocimbras en España con capacidad para esas luces, motivo por el cual esta solución se desechó en esa fase.

3.2. Soluciones empujadas de hormigón

Una alternativa al proceso de ejecución de un tablero de hormigón podría haber sido el empuje del mismo. De cualquier manera, la importante altura del viaducto (más de 85 m), su longitud (900 m) y la luz tipo de 80 m situaban al viaducto sobre el río Deba en los límites de las realizaciones en alta velocidad mediante este proceso constructivo en esa fecha en España.

Aunque las soluciones empujadas de hormigón pueden resultar en principio adecuadas para rangos de luces en el entorno de 60/80 m, en la fase del proyecto inicial (en 2009) se descartó esta solución a favor de la alternativa equivalente de empuje de tablero mixto.

La solución de empuje de un pesado tablero de hormigón sobre pilas muy flexibles de hasta casi 90 m de altura es un sistema constructivo poco adecuado que presenta elevados riesgos, tanto para la seguridad estructural como para las zonas ubicadas bajo la traza, así como para la viabilidad funcional de la propia operación, ante la dificultad de proceder a cualquier levantamiento con gatos de enorme capacidad en el caso, más que frecuente, de tener que recurrir a una eventual sustitución de las múltiples almohadillas de empuje por los atoramientos, daños o acodamientos de las superficies de teflón, muy habituales durante los empujes de hormigón.

Esta alternativa no resulta adecuada técnicamente frente al empuje de soluciones mixtas por las razones siguientes:

- Las luces de 80 m, y principalmente las de 100 o 110 m inicialmente estudiadas, obligarían a costosos y no convencionales sistemas provisionales de ayuda al empuje, mediante torres de atirantamiento, por ejemplo.
- El peso de las soluciones de hormigón no permite grandes velocidades de empuje, lo que impediría salvar el paso sobre las carreteras y autovías en una noche y, por tanto, entrañando serias restricciones al uso de dichas vías de circulación en tanto, por razones de seguridad, no se haya realizado el paso completo del frente de avance en voladizo sobre las citadas vías. La velocidad de empuje de los tableros mixtos es mucho mayor que la de los tableros de hormigón, al pesar mucho menos y al empujarse directamente sobre los apoyos deslizantes, lo cual permite minimizar el tiempo de paso sobre zonas de potencial riesgo.
- El recurso de soluciones empujadas de hormigón con pilas de gran altura resulta tanto técnicamente, como desde el punto



Figura 9. Planta de la solución mixta desarrollada en el proyecto original que proyecta el viaducto en el entorno.

de vista de la seguridad, poco aconsejable frente a las alternativas mixtas, con mucho menor peso, que reducen de forma muy importante los esfuerzos en las pilas durante el proceso constructivo, incrementando por lo tanto la seguridad en estas fases.

- La gran flexibilidad de las soluciones mixtas respecto a las de hormigón permite reducir los condicionantes de tipo resistente y estructural respecto a las inevitables tolerancias geométricas del proceso de empuje, minimizando la responsabilidad de los movimientos diferenciales de cota entre pasos de pila, así como las servidumbres relativas a asegurar el buen funcionamiento de las almohadillas de deslizamiento.

En conclusión, el empuje de un cajón de hormigón con vanos de al menos 80 m se desechó frente a la alternativa de realizar el empuje de una sección mixta por temas de seguridad, rapidez en la ejecución y economía de medios auxiliares durante el empuje.

3.3. Soluciones de hormigón construidas por avance en voladizos sucesivos

En España no existía experiencia previa en la ejecución de múltiples vanos ejecutados por avance en voladizos en un viaducto de alta velocidad con luces en el entorno de 80/100 m y altura de pilas tan elevada.

La experiencia francesa en esta tipología se limita a los viaductos incluidos en la tabla 1.

Como se puede apreciar, el actual récord del mundo en esta tipología de múltiples vanos ejecutados por avance en voladizos de hormigón de canto variable es el viaducto de Roquemaure, de la línea de Alta Velocidad TGV Méditerranée, en Francia, con un vano tipo de 105 m de luz. Es importante señalar que en todos los casos estas soluciones se han empleado en Francia en viaductos con alturas de pilas mucho menores que las del viaducto sobre el río Deba.

Las soluciones de luces estudiadas en la fase previa, con luces entre 100/110 m, dejan fuera del rango habitual a esta tipología, motivo por el cual no se consideró. Para la distribución de luces de la solución analizada en el proyecto original en 2009, con vanos tipo en el entorno de 80 m, la ejecución por voladizos sucesivos no resulta técnicamente adecuada por varias razones

que afectan a cuestiones básicas de seguridad, o de su propia viabilidad:

- En su día no existían carros en España para las dimensiones y prestaciones técnicas exigibles para este rango de luces en alta velocidad. Dado el elevado número de pilas (entre 11 y 13 en función de las luces) de la solución, habría sido necesaria la fabricación de gran número de carros para abordar la obra en un plazo asumible, lo que, debido a las dificultades de su reutilización, llevaría a plantear la amortización de un número elevado de carros en la propia obra. Esta cuestión llevó a descartar este proceso constructivo y, por tanto, esta solución por motivos de coste y plazo.
- Para plantear una ejecución de obra realista con plazos asumibles habría sido necesario plantear un complejo plan de obra con múltiples frentes abiertos simultáneamente de movimiento de carros, ferralla y hormigonado. Las complejas afecciones bajo la traza con varios cruces de carreteras, la autopista AP-1 y la existencia de zonas urbanizadas, no permitiría adecuadamente la llegada de material a la cota de cada tablero y, principalmente, el bombeo de hormigón a más de 90 m de altura sobre el frente de cada avance en voladizos. Todo ello acarrearía inevitablemente la necesidad de asegurar múltiples posiciones simultáneas de grandes grúas y bombas de hormigonado a lo largo de la traza, lo que afectaría inadmisiblemente al tráfico rodado por las carreteras y la autopista, a las industrias y caseríos ubicados en la proximidad, con riesgo de afecciones medioambientales no asumibles en amplias zonas boscosas y de vegetación ubicadas bajo la traza.
- Cruzar con múltiples frentes abiertos de forma simultánea con carros de avance sobre autopistas, carreteras, industrias y zonas urbanizadas cercanas implica un riesgo de ejecución frente a posibles incidentes que se debería evitar si existen otros procesos constructivos más seguros.
- No existe ningún precedente en el ámbito internacional de viaductos de alta velocidad construidos por voladizos sucesivos con múltiples vanos de luces grandes y altura de pilas de hasta 90 m.

Todos estos motivos llevaron a desechar también esta solución en la fase del proyecto original, llegando a la conclusión de que la mejor solución con luces tipo de 80 m, por motivos

Tabla 1

Principales viaductos de alta velocidad franceses, con múltiples vanos ejecutados por avance en voladizos sucesivos

| Viaductos de alta velocidad ejecutados por avance en voladizos sucesivos de hormigón | | | | |
|--|---------------------------|--------------|---------------------------|------------------------|
| Viaducto | Línea de Alta Velocidad | Luz tipo (m) | Canto en apoyo (esbeltez) | Canto en cv (esbeltez) |
| Roquemaure [4] | TGV Méditerranée. Francia | 105 | 8,1 m (1/12.96) | 5,0 m (1/21,0) |
| D'Avignon ^a [5] | TGV Méditerranée. Francia | 100 | 8,5 m (1/11.76) | 5,0 m (1/20) |
| La Cotière [6] | LGV. Rhône-Alpes. Francia | 88 | 8,0 m (1/11.0) | 5,5 m (1/16) |

^a Viaducto ejecutado por avance en voladizos de dovelas prefabricadas.

técnicos, de seguridad durante la ejecución, integración en el entorno y minimización del impacto ambiental, y económicos, era la del tablero mixto empujado descrita al final del apartado anterior, que fue la solución que se desarrolló en el proyecto original en 2009 (fig. 8).

4. Descripción de la solución finalmente construida

Tras la adjudicación del tramo Bergara-Bergara a la UTE Abergara, formada por las empresas SACYR-CAMPEZO-CYCASA-FEBIDE, se plantea a finales de 2011 la posibilidad del ajuste de la distribución de luces para el viaducto del río Deba, de forma que se evite el desvío del acceso al peaje de la AP-1 desde Bergara, y reducir algo la luz tipo de los vanos en las zonas que lo admitan frente a la solución desarrollada en el proyecto original con 10 vanos de 80 m.

El encaje de luces propuesto por la constructora, con vanos tipo de 70 m, y un vano de 80 m sobre la autopista, ha permitido el cambio a una solución algo más económica, mediante un tablero con sección cajón de hormigón pretensado, ejecutado con autocimbra. Esta alternativa solo se ha podido desarrollar a nivel de proyecto constructivo gracias al reciente avance en la tecnología de los medios auxiliares para la ejecución de tableros de hormigón mediante autocimbra desarrollada por el Grupo Puentes y Calzadas, subcontratista del tablero de la UTE Abergara, que en los últimos años ha diseñado y fabricado una autocimbra autolanzable con capacidad para ejecutar tableros de alta velocidad con vanos de hasta 70-80 m de luz, lo que ha permitido al viaducto sobre el río Deba batir el récord de España en esta tipología.

En la tabla 2 se enumeran los principales viaductos largos con grandes vanos y altura de pilas elevada, ejecutados en los últimos años en las líneas de alta velocidad españolas.

Hasta la reciente aparición de la autocimbra diseñada por el Grupo Puentes, en las líneas de alta velocidad españolas solo se habían ejecutado por este procedimiento tableros de hormigón pretensado con luces máximas de 65-66 m, motivo que obligó en el proyecto original, redactado entre 2007 y 2009, al descarte de este proceso constructivo para el viaducto sobre el río Deba.

4.1. Descripción del tablero

Las solución proyectada por IDEAM para la UTE Abergara, y que es la que finalmente se ha construido, presenta una distribución de luces de $50 + 80 + 70 + 60 + 3 \times 65 + 70 + 65 + 70 + 3 \times 65 + 45$ m, con un total de 900 m de longitud,

con un vano de 80 m y con vanos tipo de 70 y 65 m (fig. 10). El vano de 80 m se ha convertido por tanto en el mayor vano ejecutado hasta la fecha en alta velocidad en España mediante el empleo de una cimbra autolanzable (fig. 11).

Como se ha descrito, el viaducto se ha ejecutado mediante cimbra autolanzable desde el E-2 hacia el E-1, y presenta un único punto fijo en el estribo E-2, que es el responsable de resistir las fuerzas longitudinales del frenado y arranque, así como el rozamiento del resto de apoyos deslizantes. Sobre el estribo móvil (E-1) se dispone un aparato de dilatación de vía.

El viaducto tiene 13 pilas en el valle con alturas comprendidas entre los 23 y los 86 m, con sección variable, como se describe más adelante.

La sección transversal del tablero es un cajón de hormigón pretensado con canto variable en la zona cercana a pilas, con canto de 3,94 m en centros de vano y de 5,94 m en la sección de pilas, lo que supone una relación canto/luz para el vano mayor de 80 m en centro de vano de 1/21,05 y de 1/13,46 en zona de pilas (fig. 12). El canto variable se limita siempre a una distancia de 15 m a cada lado del eje del apoyo en pila, con el objeto de que la geometría de los moldes de encofrado de canto variable sea siempre la misma independientemente de la luz del vano, manteniendo el canto constante en una gran zona central del vano (un 53% en los vanos de 65 m y un 62% en el vano de 80 m), lo cual confiere al tablero una importante sensación de esbeltez (fig. 11).

El ancho del cajón en la base es variable en la zona cercana a pilas y es constante —con 6,6 m aproximadamente— en la zona de centro del vano, zona en la que el canto es constante. Las almas presentan una inclinación constante en todo el viaducto, de forma que en la sección de centro de vano el ancho superior del cajón aumenta respecto a la base 0,955 m a cada lado en horizontal, logrando un ancho de cajón en su intersección con los voladizos de unos 8,521 m. Los voladizos laterales de 2,739 m de vuelo varían de espesor entre 0,41 m en el arranque hasta 0,20 m en su extremo.

El aligeramiento interior de la sección de forma trapezoidal se achaflana en las esquinas inferiores, como es habitual en este tipo de soluciones, para mejorar el comportamiento a flexión transversal y a rasante de la tabla inferior, así como disponer los anclajes de pretensado.

Sobre pilas se dispone un mamparo macizo con un hueco para permitir el paso de un hombre para hacer inspeccionable interiormente el cajón. Sobre las pilas se disponen accesos verticales que permiten la revisión y sustitución de los aparatos de apoyo.

Tabla 2

Principales viaductos largos con grandes vanos y altura de pilas elevada ejecutados en las LAV españolas

| Viaducto | Sección tipo | Longitud (m) | Vano tipo (m) | Canto (m) | Altura máx. pilas (m) | Proceso constructivo | Año de conclusión |
|--|----------------|--------------|--|-----------------------------|-----------------------|--|-------------------|
| <i>Principales viaductos largos con vanos grandes y altura de pilas elevada ejecutados antes de 2009 en las LAV españolas</i> | | | | | | | |
| Arroyo las Piedras. LAV Córdoba-Málaga [1] | Mixto | 1.208 | 63,5 | 4,26 | 93 | Empujado | 2005 |
| Arroyo del Valle. LAV Madrid-Valladolid [3] | Cajón hormigón | 1.755 | 66 | 3,3 en cv 5,0 en pilas | 80 | Autocimbra | 2004 |
| <i>Principales viaductos con sección cajón de hormigón con vanos grandes y altura de pilas elevada concluidos posteriormente a 2009 en las LAV españolas</i> | | | | | | | |
| Río Barbantiño. LAV Orense-Santiago | Cajón hormigón | 1.176 | 68 | – | 97,9 | Empujado | 2009 |
| Del Istmo. LAV Madrid-Valencia [7] | Cajón hormigón | 830 | 66 | 4,5 | 73 | Autocimbra | 2010 |
| Río Fluvià. LAV Barcelona-Frontera [8] | Cajón hormigón | 835 | 60 m y 2 vanos de 70 m | 4,0 en cv 5,5 en pilas | Moderada | Autocimbra con apeos en vanos de 70 m ^a | 2010 |
| Río Deza. LAV Orense-Santiago [9] | Cajón hormigón | 1.175 | 70 | 4,5 | 96,5 | Empujado | 2010 |
| Río Ulla. LAV Orense-Santiago [10] | Cajón hormigón | 630 | 52 | 3,89 | 116,8 | Autocimbra | 2010 |
| Río Ibaizabal. Y-Vasca | Cajón hormigón | 394 | 70 m y un vano de 75 m | 3,94 en cv 5,94 en pilas | Moderada | Autocimbra | 2013 |
| Sobre el río Deba. Y-Vasca | Cajón hormigón | 900 | 70 m y un vano de 80 m (récord de España) | 3,94 en cv 5,94 en pilas | 86 | Autocimbra | 2014 |

^aLos vanos de 70 m se resolvieron en el viaducto sobre el río Fluvià mediante la ejecución previa in situ con cimbrada contra el terreno de cartabones de hormigón de 20 m sobre pilas, y la autocimbra se apoyaba en esos cartabones apeados durante el proceso constructivo.

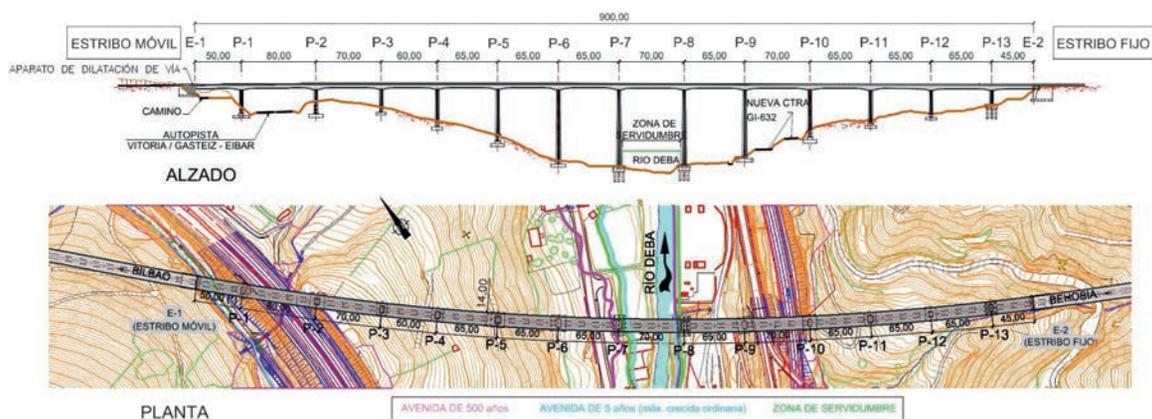


Figura 10. Alzado y planta de la solución finalmente construida de hormigón pretensado y canto variable.



Figura 11. Imagen del viaducto construido de hormigón pretensado.

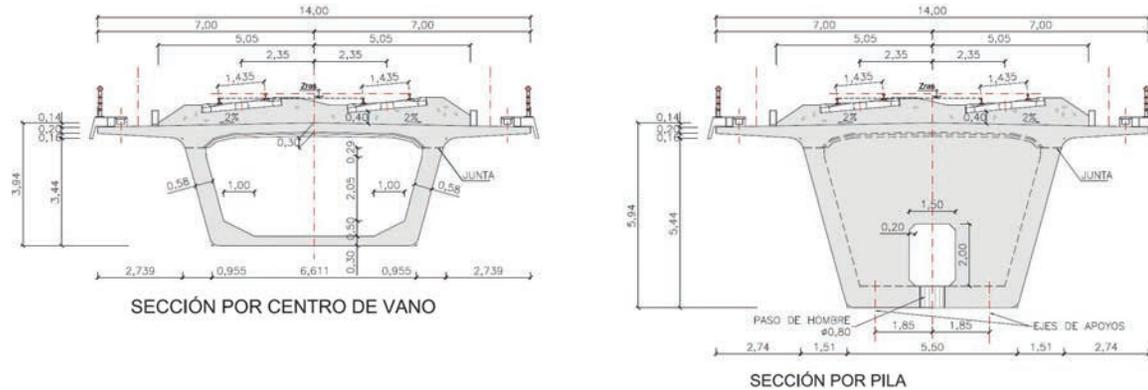


Figura 12. Secciones transversales tipo de centro de vano (izquierda) y por zona sobre pilas (derecha).

4.2. Descripción de la subestructura

4.2.1. Vinculaciones del tablero a la subestructura.

Aparatos de apoyo

Los aparatos de apoyo del viaducto son esféricos, con uno fijo y otro libre en sentido transversal en cada pila/estribo, mientras que en sentido longitudinal todos los apoyos son libres, salvo los de las 4 pilas altas centrales (pilas P-6 a P-9), en las que el tablero se fija longitudinalmente a las pilas con apoyos fijos longitudinales. Esta vinculación elástica del tablero a las pilas mayores, de hasta 86 m de altura, garantiza el control de deformaciones de las cabezas de las 4 pilas más altas, limitando los máximos movimientos impuestos en su cabeza a los producidos por las dilataciones (térmicas) o contracciones (térmicas + retracción y fluencia) del tablero acumuladas desde el punto fijo en el E-2. Dada la elevada flexibilidad de las pilas centrales, esta limitación de máxima deformación longitudinal impuesta en cabeza de pila provoca unos esfuerzos similares a los que provocaría la fuerza de rozamiento en el caso de haber dispuesto apoyos libres en longitudinal, permitiendo controlar los efectos de deformaciones de segundo orden por inestabilidad de pandeo en cabeza de las pilas más altas, reduciendo y controlando así los esfuerzos longitudinales y mejorando su respuesta resistente.

Todos los apoyos se disponen en posición clásica con la bandeja de acero inoxidable sobre la lámina deslizante (fig. 13), y se disponen nivelados en horizontal, salvo los del E-1, en los cuales la superficie de deslizamiento se dispone inclinada según la pendiente del tablero en esa zona, para evitar que los movimientos longitudinales del tablero puedan inducir, debido a la pendiente del tablero, un movimiento vertical diferencial en la vía, en la zona de la junta y del aparato de dilatación de vía, que pudiera llegar a producir problemas de confort a los usuarios.

Para evitar que la bandeja deslizante de acero inoxidable superior, de mayor longitud que la parte inferior del apoyo, para permitir los movimientos de dilatación y contracción del tablero, pueda llegar a ensuciarse con el tiempo y producir mayor desgaste en la lámina especial deslizante, se ha dispuesto un sistema de protección flexible que permite los movimientos y que es desmontable y reemplazable, de forma que permite mantener el apoyo esférico completamente cerrado y protegido de arena o polvo (fig. 13).

La lámina deslizante de los apoyos esféricos es de un polietileno de alta densidad molecular con características mejoradas respecto del clásico teflón, con rozamientos máximos garantizados por el fabricante de un 2% a muy bajas temperaturas, menores del 3% clásico de las láminas de teflón PTFE convencionales, y con una gran durabilidad, lo que permite asegurar un menor mantenimiento futuro en los apoyos.

Para poder conocer en cualquier momento la posición relativa de la bandeja superior de acero inoxidable respecto de la parte inferior del apoyo, se colocan regletas de medición dispuestas lateralmente, de forma que en una inspección rutinaria se pueda conocer la posición exacta del tablero respecto de la pila (fig. 13).

Todos los apoyos son sustituibles, y desde la concepción del proyecto se han previsto la posición y las reacciones esperadas en gatos para la realización de una eventual sustitución.

4.3. Pilas y estribos

El proceso de concepción y diseño de las pilas ha sido laborioso, buscando en la fase de proyecto constructivo el complejo equilibrio entre la estética y la facilidad constructiva. Sin olvidar este último aspecto, se ha puesto especial cuidado en el diseño de las pilas del viaducto, de manera que se logre una solución elegante que se integre en el entorno, con una geometría variable con formas suaves que se separe de las clásicas pilas tabique rectangulares demasiado sobrias y poco adecuadas en un viaducto tan alto y visible como el del río Deba.

En una vista frontal (fig. 14), las pilas del viaducto aumentan en sección de forma suave con una variación radial, con dimensión transversal mínima en cabeza de 6,50 m.

En sentido longitudinal del puente, el canto de las pilas varía de forma lineal desde coronación con un ancho mínimo de 3,50 m hasta la base con más de 6 m en las pilas más altas (fig. 14).

En sección transversal, el rectángulo exterior se achafлана con grandes biselés en las esquinas, manteniendo sus caras paralelas, lo cual crea una serie de planos oblicuos que siguen la geometría de la variación del canto con ancho variable y confieren a la pila una estética menos brusca y mucho más elegante que las clásicas pilas pastilla (fig. 15).



Figura 13. Vista de un apoyo, sistema de medición con regleta y protección guardapolvo.

En el centro de las caras laterales se ha diseñado un rehundido a modo de berenjeno central de dimensiones variables pero con las caras paralelas, que se va abriendo desde arriba hacia abajo creando un espacio interior a modo de entrante en V y que confiere a la pila un carácter espacial, logrando una geometría elegante y esbelta (fig. 15).

La sección interior de las pilas es hueca con paredes de tabiques variables entre 0,30 m en los 25 m superiores, 0,40 m en los 25 m siguientes y 0,50 m de espesor en la parte inferior de las pilas más altas. La pila más alta (P-8) alcanza junto al río Deba los 86 m de altura.

El estribo 1 es móvil y se ha diseñado con forma de caja cerrada para alojar sobre él el aparato de dilatación de vía, y el estribo 2 es el punto fijo del tablero, y sobre él hay continuidad de vía.

Todas las cimentaciones son directas, salvo las de las pilas cercanas al cauce del río Deba, las pilas P-7 y P-8, que se cimentan con sendos encepados de 15 pilotes de 1,8 m de diámetro.

5. Proceso constructivo

5.1. Ejecución de las cimentaciones

La ejecución de las excavaciones de las cimentaciones de gran parte de las pilas ha presentado dificultades al estar muy cerca de carreteras, del río Deba o de taludes muy inclinados que han requerido la ejecución de importantes contenciones provisionales [11]. Como se ha descrito previamente, todas las cimentaciones son directas, excepto las de las pilas P-7 y P-8, adyacentes al río Deba, que se resuelven con encepados de 15 pilotes $\phi 1.800$ mm de diámetro con camisa de entibación recuperable en los primeros metros de aluvial.

En las pilas 1, 7, 9 y 13, como elementos de contención de las excavaciones, se han ejecutado pantallas de micropilotes con armadura tubular $168 \times 12,5$ mm y con diferentes niveles de anclajes al terreno (fig. 16 izquierda). En el caso de la pila 8, y dada su cercanía al río Deba, se ha dispuesto una pantalla de tablestacas perdida que hace la función de contención y

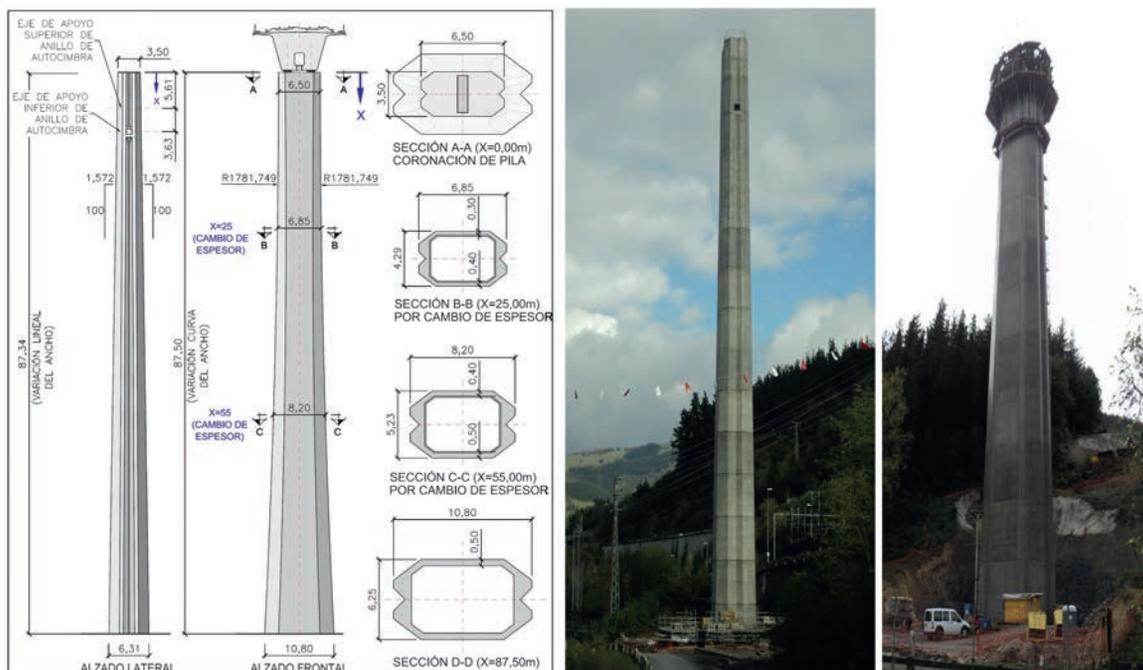


Figura 14. Definición geométrica, vista en alzado y vista esviada de una de las pilas.



Figura 15. Imágenes de las pilas más altas con el viaducto concluido.



Figura 16. Pantallas de micropilotes anclados en la contención de la cimentación de la P-7 (imagen izquierda) y pantallas de tablestacas en la cimentación pilotada de P-8.

protección ambiental así como de futura defensa del encepado frente a posibles socavaciones (fig. 16 derecha). La excavación de la cimentación de la pila 10 ha requerido la ejecución de varias filas de bulones anclados al terreno y la ejecución de gunitados con mallazo de los taludes de la excavación (fig. 17).

5.2. Ejecución de las pilas

Para materializar la geometría variable de las pilas se han utilizado encofrados trepantes (fig. 18) con consolas en módulos de 5 m dividiendo las pilas en 2 zonas: una desde coronación hasta la trepa 8 a 40 m de la cabeza, y otra desde los 40 m hasta la base de las pilas más altas, de hasta 86 m.

Se plantean 8 encofrados independientes para las caras exteriores en cada trepa y un molde en forma de cajón partido en 2 para el interior que se trepa mediante el sistema de plataforma con balancines (fig. 18). En las esquinas se disponen tapes metálicos con forma de diedro que compensan la variación dimensional en altura.



Figura 17. Excavación de la cimentación de P-10, con bulones y gunitado de las laderas.



Figura 18. Vista general y de detalle de la ejecución de las trepas del fuste de las pilas.

Para alcanzar los importantes ritmos de producción que se han logrado, con la ejecución de una trepa de 5 m cada 2 días, se ha prefabricado completamente la ferralla de cada trepa en el suelo sobre bastidores de geometría variable, izándolas mediante grúas automotrices a su ubicación final (fig. 19, imagen izquierda).

El hormigonado de las trepas se ha realizado con bombas (fig. 19, imagen derecha) para las pilas con alturas inferiores a 45-50 m y con grúa + cubilote de 2 m³ para alturas mayores en las pilas centrales, con rendimientos de 24 y de 12 m³/h, respectivamente.

5.3. Proceso de ejecución del tablero

El tablero se ejecuta, como se ha descrito, mediante el empleo de una cimbra autolanzable inferior que transporta el encofrado sobre ella. La autocimbra se apoya en la fase de hormigonado sobre el anillo de la pila delantera y se cuelga del extremo de la ménsula del tramo anterior (fig. 20). En la fase de avance, la cimbra se apoya en 2 o 3 anillos (fig. 21), hasta su posición en la fase tipo, y el cuelgue trasero del extremo de la fase previa.



Figura 19. Premontaje e izado de ferralla de una trepa y hormigonado con bomba.

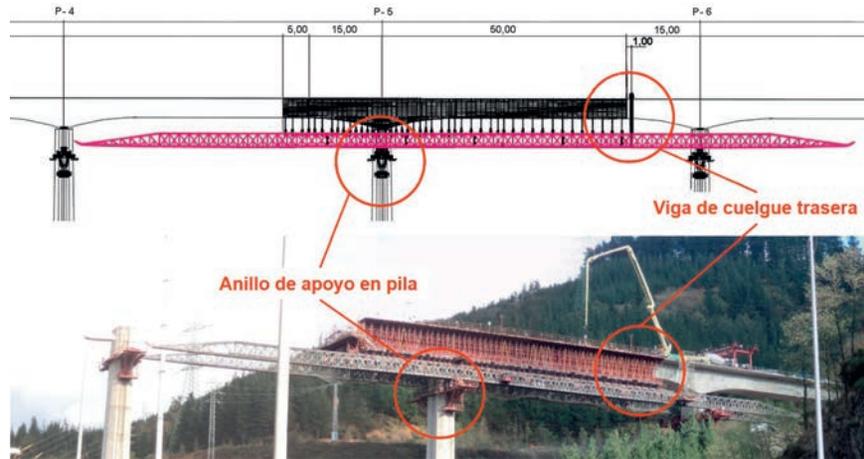


Figura 20. Posición de la autocimbra en una fase de hormigonado tipo, apoyada en el anillo delantero y colgada de la fase previa.

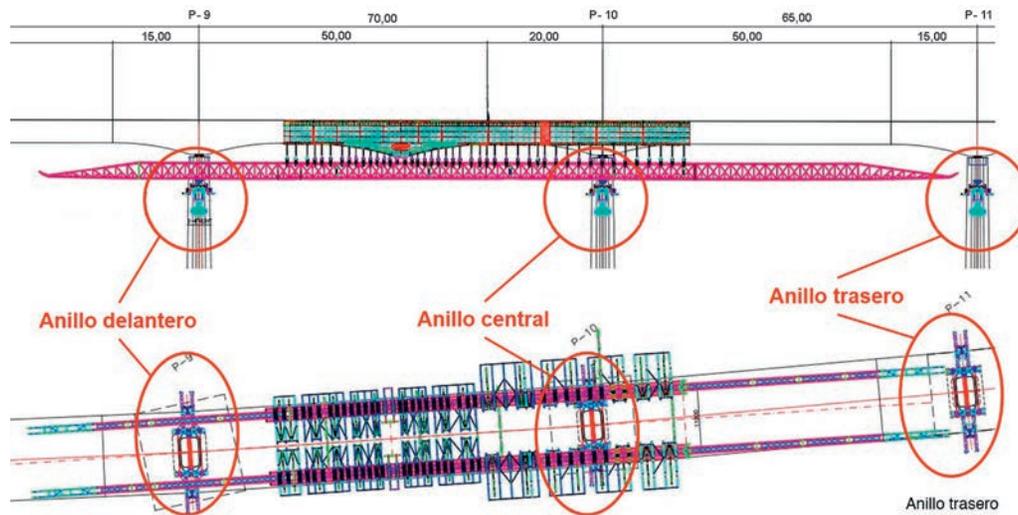


Figura 21. Movimiento de la autocimbra apoyada en los anillos de pilas sucesivas, hasta su posición en la fase tipo.

El proceso constructivo del tablero se divide en 14 fases, en las cuales se ejecuta uno de los vanos del viaducto y un tramo en ménsula del vano siguiente, apoyado en la cimbra autolanzable de 155 m de longitud total. Durante las fases de ferrallado y hormigonado, la autocimbra se apoya de forma isostática en el extremo de la ménsula ejecutada en la fase anterior mediante un sistema de cuelgue al tablero, y en la estructura metálica (anillo) dispuesta en la pila siguiente. La luz tipo entre apoyos para la autocimbra es de 50 m para los vanos de 65 y 70 m, y de 55 m para el vano de 80 m. Los voladizos de cada fase varían entre 15, 20 y 25 m, en función de la luz del siguiente vano, de forma que se limite la luz entre apoyos de la autocimbra durante el hormigonado.

Las fases con voladizos de 15 m se ejecutan siguiendo la secuencia siguiente: ferrallado de la sección parcial en artesa (losa inferior y almas) en todo el tramo y posterior hormigonado (fig. 22); pretensado de positivos de la zona central de canto constante; colocación de prelasas isostáticas sobre la sección en U previamente hormigonada (fig. 23) apoyadas en puntales provisionales; ferrallado y hormigonado de la losa superior en todo el tramo (fig. 24); tesado de unidades de negativos sobre la

zona de canto variable desde el extremo de la ménsula; tesado de las unidades parabólicas de continuidad con la fase anterior; finalmente se retiran los puntales provisionales de las prelasas no colaborantes.



Figura 22. Vista del ferrallado y colocación de tendones de pretensado en la subsección en artesa (tabla inferior y almas).



Figura 23. Colocación de prelosas sobre la sección artesa previamente hormigonada.

En cambio, en las fases con voladizos de 20 y 25 m, que coinciden con las fases previas a los vanos de 70 y 80 m de luz, y debido a condicionantes resistentes de la cimbra autolanzable, se ha planteado una secuencia de ejecución del tablero en 4 sub-fases: inicialmente se ferralla la sección artesa en todo el tramo (fig. 22) y se hormigona la sección artesa correspondiente a la ménsula sobre la pila delantera y su zona simétrica respecto del eje de la pila hacia el centro del vano; a continuación se colocan las prelosas en la zona hormigonada, se ferralla y hormigona la losa superior en esa zona, y se tesan las unidades de negativos de la losa superior; seguidamente se hormigona la sección artesa de la zona del centro del vano de canto constante y se tesan las unidades de positivos ubicadas en la tabla inferior de la zona del centro del vano; por último, se colocan las prelosas superiores apoyadas en la U de la zona del centro del vano (fig. 25), se ferralla y hormigona la losa superior de dicha zona, y finalmente



Figura 24. Vista del hormigonado de la losa superior con bomba desde el frontal de la fase previa.

se tesan las familias de tendones parabólicos correspondiente al pretensado de continuidad, para proceder al descuelgue y avance de la cimbra autolanzable para la ejecución de la siguiente fase.

La figura 26 muestra el frente de fase en voladizo, la viga transversal superior de cuelgue de la autocimbra, apoyada en el extremo de la ménsula ya ejecutada, así como los anclajes de pretensado en almas de las familias de continuidad parabólicas, y los anclajes de las unidades superiores de pretensado de la losa de la zona de negativos. La figura 27 muestra una vista del interior de la sección transversal con los anclajes de positivos de tesado del centro de vano al fondo.

La continuidad entre las unidades de pretensado parabólico se realiza con cruce de cables y cuñas con doble anclaje (fig. 28), en lugar de emplear los clásicos acopladores, por preferencias constructivas del subcontratista que ha ejecutado el tablero.



Figura 25. Vista de la zona de negativos completamente hormigonada y colocación de prelosas en el tramo de positivos sobre el que se ferrallará y hormigonará la losa posteriormente.



Figura 26. Vista del frente de fase, con los anclajes de tendones de negativos, de tendones parabólicos de continuidad y el sistema de cuelgue de la cimbra del extremo del voladizo.



Figura 28. Anclajes de tendones de continuidad, con cruce de cables: anclajes activos en frente de fase y anclajes pasivos.



Figura 27. Vista del interior de la sección transversal con los anclajes de pretensado de positivos al fondo.

En la ejecución del tablero se han logrado rendimientos de entre 2 semanas (en los tramos con ménsulas de 15 m) y 2 semanas y media (en los tramos con ménsulas de 20 m) por tramo, y el tablero se ha ejecutado entre los meses de octubre de 2013 a julio de 2014. Para lograr estos importantes rendimientos, teniendo en

cuenta que además la sección transversal es variable y se ejecuta por fases, como se ha descrito, ha sido necesario industrializar el armado de la ferralla, incluyendo el trazado de las vainas de pretensado, de la subsección en U en diferentes módulos sobre el suelo. Una vez finalizados los módulos, se izan con grúas automotrices y se transportan con camión hasta el frente de fase, donde se posicionan en su ubicación con ayuda de un pórtico-grúa (fig. 29). Colocadas las prelasas superiores, la ferralla de la losa se arma in situ.

El cruce del viaducto sobre la autopista AP-1 con el vano 2 de 80 m de luz supone el récord de luz en viaducto de alta velocidad ejecutado con este procedimiento constructivo (fig. 30). En esta fase el lanzamiento de la cimbra se ha ejecutado con ayuda de un apeo temporal situado a 10 m del eje de la P-2, que reduce ligeramente la luz de flexión de la autocimbra durante el avance.

Como medidas de seguridad, complementarias a las habituales protecciones individuales y colectivas, se han dispuesto pórticos anticaídas sobre los viales existentes, garantizando su servicio durante las obras.

5.3.1. Apoyo de la cimbra autolanzable sobre las pilas

Al tratarse de una autocimbra inferior, como se ha comentado, su apoyo en las pilas se realiza mediante anillos tipo ménsula.



Figura 29. Vista de colocación de ferralla prearmada sobre el tablero.



Figura 30. Imágenes de la autocimbra sobre la AP-1 con el vano de 80 m, actual récord de luz de España en alta velocidad ejecutado con autocimbra.



Figura 31. Izado de las ménsulas del anillo de apoyo de la autocimbra.

El montaje sobre su coronación se realiza mediante grúas auto-motrices en el caso de las pilas bajas y con un sistema de poleas para las más altas (fig. 31), dado su elevado peso y evitando, por lo tanto, disponer grúas de gran magnitud para estas maniobras.

Los anillos de apoyo de la cimbra autolanzable son 2 células metálicas triangulares con un tirante horizontal pretensado que une las 2 células de ambos lados, y sendos puntales inclinados que se equilibran con 2 montantes verticales (fig. 32). La carga de la cimbra y el tablero que se ejecuta sobre ella se transmiten a la pila mediante 2 apoyos por lado, uno superior y otro inferior.

El apoyo superior transmite las reacciones transversales normales a la pila, así como las posibles fuerzas longitudinales inducidas por el avance de la cimbra por rozamiento. Este apoyo se mantiene comprimido gracias al pretensado de unión de las 2 células con barras tesadas, que evita la apertura de la unión al

tender a traccionarse el tirante horizontal superior al cargar la cimbra sobre el anillo.

El apoyo inferior transmite la compresión inclinada que baja por los puntales mediante una compresión horizontal de forma normal a la pila y una reacción vertical mediante una abertura diseñada en el lateral de la pila, que permite la introducción de un tetón en su interior y transmite la carga vertical transmitida por la autocimbra a la pila.

6. Instrumentación del viaducto durante la ejecución

Durante la construcción se tomaron una serie de medidas que permitieron controlar el proceso de ejecución del tablero y los esfuerzos reales transmitidos a la estructura durante el proceso constructivo, entre los que cabe destacar la instrumentación de la reacción en el cuelgue de la cimbra en el extremo del voladizo de la fase anterior y el control de la reacción en el anillo delantero. Ello ha permitido conocer en cada fase el reparto real de reacciones transmitidas por la cimbra a la pila delantera y al extremo del voladizo trasero. Este control es especialmente importante, ya que permite confirmar las hipótesis de cálculo realizadas en proyecto, verificando cómo parte de los esfuerzos del hormigonado de la losa superior de una fase los resiste el propio tablero con secciones parciales ya resistentes, evitando que el 100% del peso propio lo resista la cimbra. Por lo tanto, esta instrumentación ha permitido confirmar la validez de las hipótesis realizadas, verificándose la seguridad tanto de la cimbra como de la propia estructura que estaba siendo ejecutada.

La medida de la reacción en el cuelgue se realizó de forma indirecta, mediante un sistema de control tensional redundante dispuesto en la viga transversal de cuelgue (figs. 33 y 34). Se dispusieron bandas extensométricas en las alas de la sección de centro del vano de la viga de cuelgue para medir la flexión y de ella obtener la reacción de cuelgue (fig. 33), y además se dispusieron 3 extensómetros en el alma de la viga en la sección junto al apoyo, para medir con ellos las tensiones tangenciales para obtener el cortante en el voladizo de la viga y, por tanto, la reacción del cuelgue (de medio lado). Este doble sistema de medición permitió acotar la reacción del cuelgue entre unos valores esperados máximos y mínimos, entre los cuales se encontró en todos los casos la reacción teórica esperada en cada fase de ejecución (figs. 35 y 36). Esto ha permitido validar el modelo



Figura 32. Imagen de los anillos de apoyo de la autocimbra en cabeza de pilas.



Figura 33. Vista de la viga transversal de cuelgue; en rojo: extensómetros en las alas en el centro de vano; en azul: extensómetro de alma junto al apoyo lateral.

de control y los valores de diseño adoptados en proyecto para la reacción en el cuelgue, asegurando que ni durante las fases de ejecución ni durante su vida útil el tablero sufriera esfuerzos superiores a los contemplados en el proyecto.

Al contrario que la reacción en el cuelgue trasero, la medida de la reacción en apoyo delantero en el anillo no se realizó de forma continua mediante instrumentación dispuesta a tal efecto, sino de forma puntual en las subfases más importantes del proceso constructivo mediante la puesta en carga de los gatos hidráulicos de los anillos. Dicha operación se sistematizó mediante un procedimiento específico que permitió eliminar errores de medida y obtener resultados fiables. Las subfases en las que se comprobó la reacción en el anillo fueron, para las fases con 2 subhormigonados (con ménsulas de 15 m): autocimbra en vacío, hormigonado de la sección parcial en artesa y hormigonado de la losa superior; y para las fases con 4 subhormigonados (con ménsulas de 20 m): autocimbra en vacío, hormigonado de



Figura 34. Detalle de los extensómetros dispuestos en el alma de la viga de cuelgue.

la sección artesa de la zona de pila, hormigonado de la losa superior de la zona de pila, hormigonado de la sección artesa de la zona de centro de vano y hormigonado de la losa superior de la zona de centro de vano. Los resultados medidos se correspondieron con los obtenidos mediante el modelo evolutivo de control del proceso constructivo con errores que rara vez superaron el 3-5% (fig. 37). Este hecho, junto con el control de la reacción en el cuelgue llevado a cabo, permitió verificar las hipótesis de proyecto en cuanto al reparto de carga entre la autocimbra y el tablero, asegurando el correcto funcionamiento de la estructura durante el proceso de ejecución y durante la situación de explotación.

El control de la reacción en los anillos también permitió el control de la excentricidad transversal y longitudinal de la reacción en el anillo delantero, comprobando la práctica nulidad

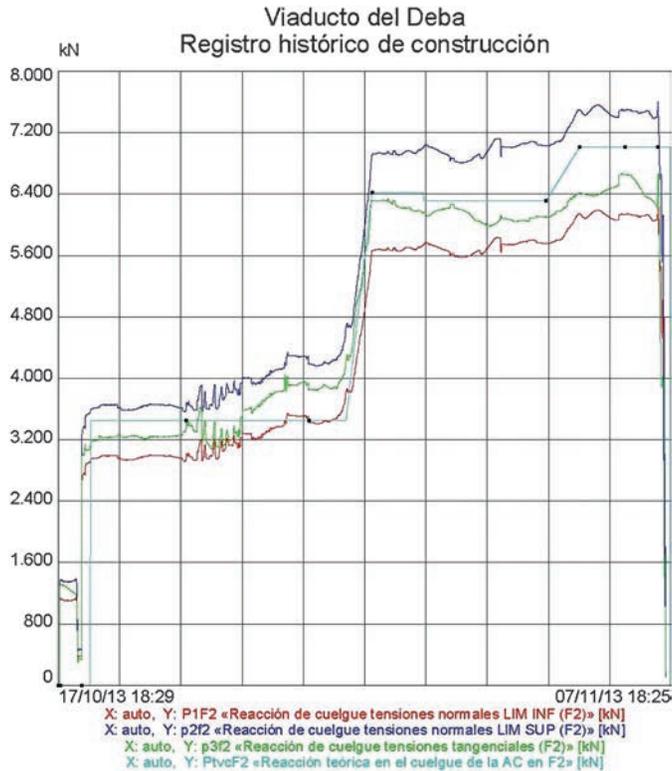


Figura 35. Control de la reacción en el cuelgue de la cimbra autolanzable durante la segunda fase de ejecución del tablero (con una ménsula de 15 m y ejecutada mediante 2 subhormigonados).

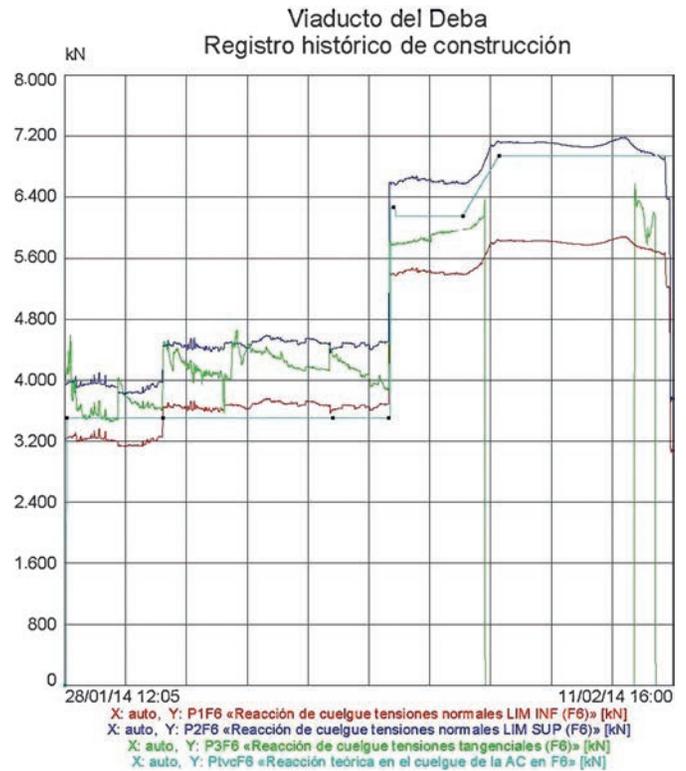


Figura 36. Control de la reacción en el cuelgue de la cimbra autolanzable durante la sexta fase de ejecución del tablero (con una ménsula de 20 m y ejecutada mediante 4 subhormigonados).

de la excentricidad de las cargas (figs. 38 y 39). Este hecho permitió, por un lado, verificar el reparto de la carga vertical transportada por cada uno de los 2 cuchillos que formaban la autocimbra y, por otro, verificar el correcto funcionamiento del balancín dispuesto en los anillos para el centrado longitudinal de las cargas, validando las hipótesis de proyecto y asegurando que ninguno de los elementos de los medios auxiliares o de la estructura definitiva sufrían esfuerzos adicionales debido a la excentricidad transversal o longitudinal de las cargas.

Además del control de las reacciones transmitidas por la cimbra autolanzable a la estructura, se llevaron a cabo otra serie de controles más convencionales para el control del proceso constructivo del puente, tales como el seguimiento y control topográfico de la deformación del tablero durante las fases de hormigonado (figs. 40 y 41) o el control topográfico de la deformación de las narices delantera y trasera de la autocimbra durante las fases de lanzamiento.

Por último, se dispuso una instrumentación específica para el control de movimientos del puente, incluyendo termómetros

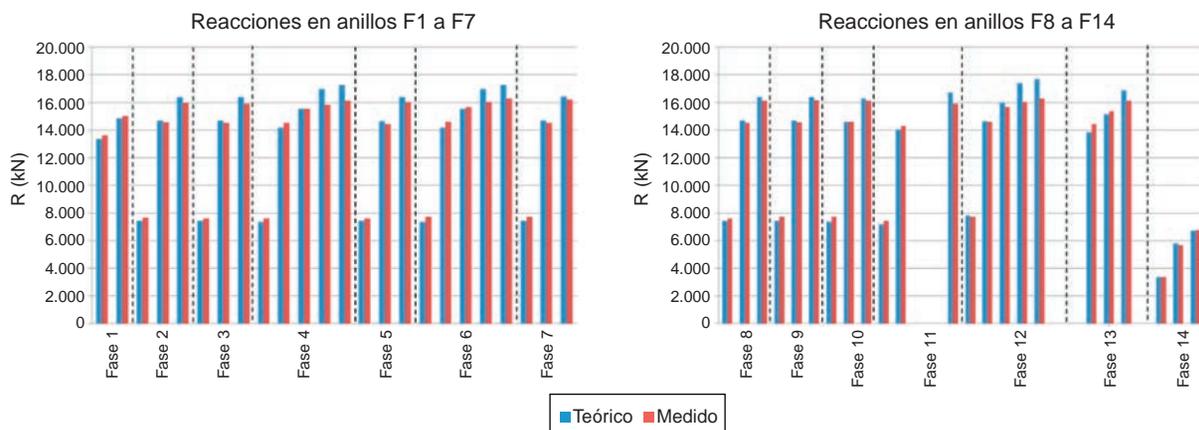


Figura 37. Control de la reacción en el anillo delantero durante las distintas subfases de hormigonado de las 14 fases de ejecución del tablero.

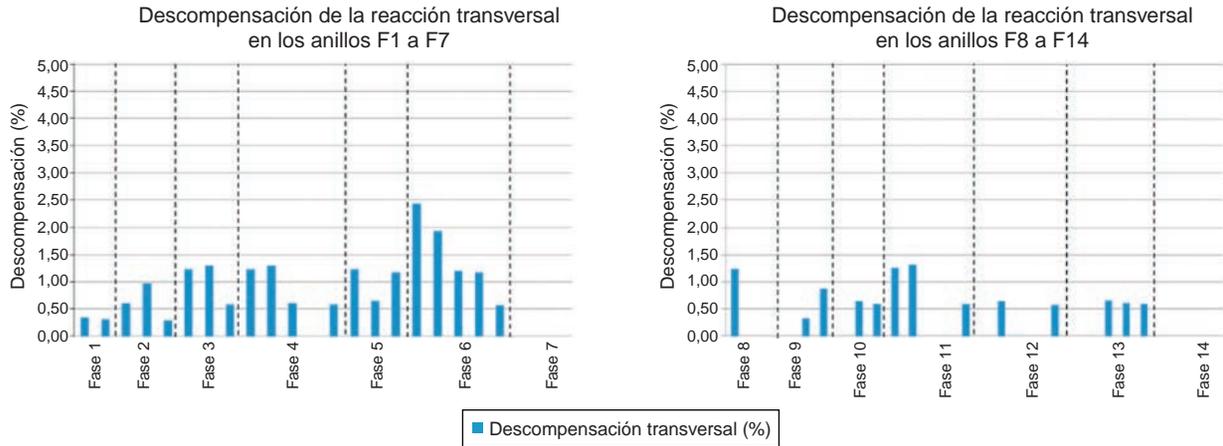


Figura 38. Control de la descompensación transversal de la reacción en el anillo delantero durante las distintas subfases de hormigonado de las 14 fases de ejecución del tablero.

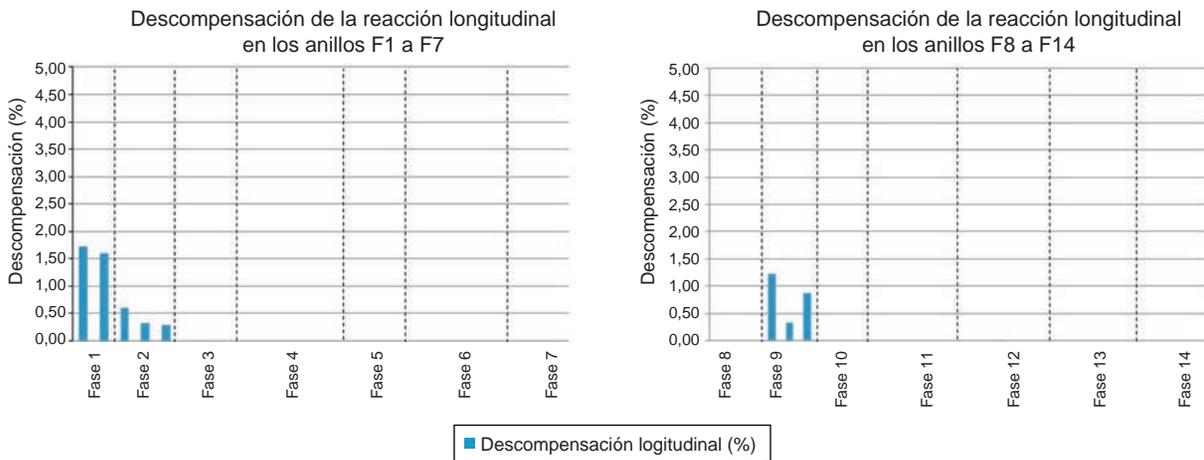


Figura 39. Control de la descompensación longitudinal de la reacción en el anillo delantero durante las distintas subfases de hormigonado de las 14 fases de ejecución del tablero.

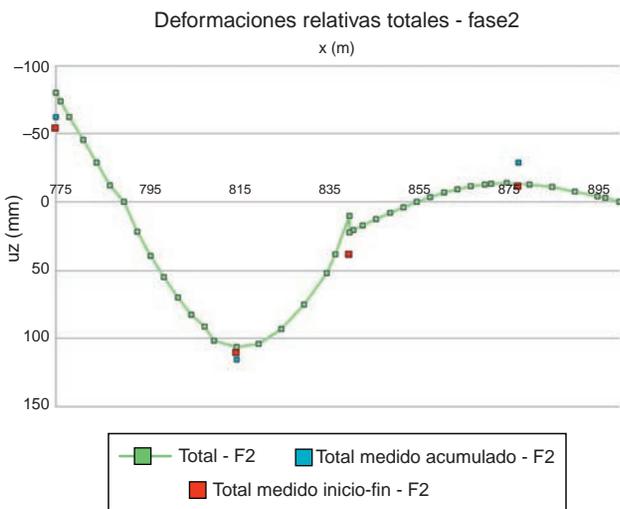


Figura 40. Control de las deformaciones del tablero durante la segunda fase de ejecución del tablero (con una ménsula de 15 m y ejecutada mediante 2 subhormigonados).

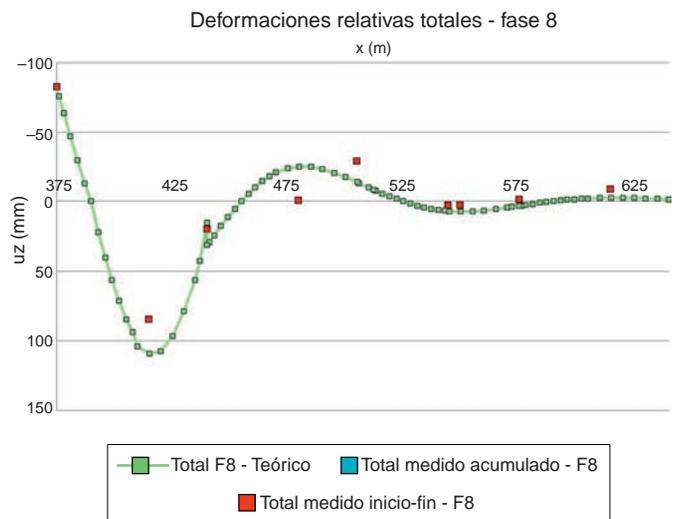


Figura 41. Control de las deformaciones del tablero durante la octava fase de ejecución del tablero (con una ménsula de 20 m y ejecutada mediante 4 subhormigonados).

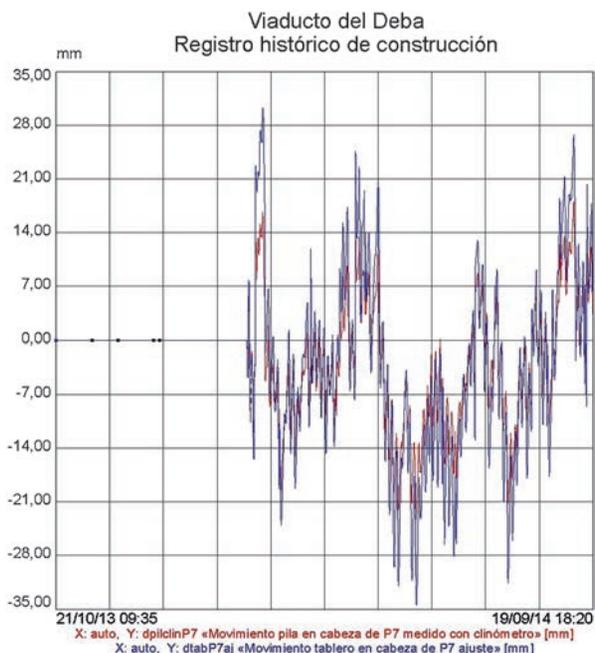


Figura 42. Comparación entre los movimientos longitudinales en cabeza de la pila P7 medidos mediante clinómetro (rojo) y los movimientos longitudinales obtenidos mediante el ajuste teórico de las acciones termohigrométricas (azul) durante un año.

ambiente, termómetros en la sección del tablero, clinómetros en la cabeza de algunas de las pilas más altas y transductores de movimiento en cabeza de las pilas libres equipadas con clinómetro, así como en el estribo móvil. Dicha instrumentación ha permitido validar tanto la acción térmica y reológica que solicita el puente, como el correcto comportamiento deformacional del mismo (fig. 42).

7. Conclusiones

En este artículo se describen con detalle las vicisitudes y la coyuntura que han hecho que el viaducto sobre el río Deba en la Y-Vasca haya ido evolucionando entre distintas soluciones: la solución que ganó el concurso de ideas, la que se desarrolló en el proyecto original y la que finalmente se ha proyectado y construido en el proyecto modificado.

El artículo repasa las principales características del viaducto, su proceso constructivo, así como los principales aspectos controlados durante su ejecución mediante la instrumentación.

La solución finalmente construida, con 900 m de longitud, vanos tipo de 70 m y un vano principal sobre la AP-1 de 80 m

de luz, y altura máxima de pilas de hasta 86 m, mediante un tablero con sección cajón de hormigón pretensado de canto variable ejecutado con autocimbra, han convertido al viaducto sobre el río Deba en el puente más alto de Guipúzcoa, uno de los viaductos de mayor altura de las líneas de alta velocidad españolas (tabla 2), y el vano de 80 m se ha convertido en el récord de luz de España de tablero de alta velocidad con sección cajón ejecutado con autocimbra.

La ejecución del viaducto concluyó en otoño de 2014, y la prueba de carga con camiones previo a la colocación del balasto se realizó el 4 de febrero de 2015, coincidiendo con una gran nevada (fig. 43), con resultados satisfactorios. Las figuras 44 y 45 muestran 2 imágenes del viaducto concluido.

Anexo 1. Principales participantes en el proyecto y obra

Propiedad: Euskal Trenbide Sarea (ETS)/ADIF-Alta Velocidad

Promotor y Dirección del Proyecto: Euskal Trenbide Sarea (ETS):

Luis Miguel del Castillo y Estíbaliz Alfranca

Dirección de obra: Euskal Trenbide Sarea (ETS):

Alejandro Montes (director de obra), Pedro Daniel Juan (adjunto al director de obra)

Constructora: UTE Abergara: SACYR-CAMPEZO-CYCASA-FEBIDE

Jefes de Obra: Jorge González y Agustín Redero

Servicios Técnicos de SACYR:

Raquel Caballero, Jesús Imedio, Narciso Pulido

Proyecto original y proyecto modificado de la Estructura: IDEAM S.A.:

Francisco Millanes, Miguel Ortega, Pablo Solera, Helder Figueiredo, Jokin Ugarte

Asistencia técnica a la constructora: IDEAM S.A.:

Francisco Millanes, Miguel Ortega, Jokin Ugarte

Asistencia técnica a la dirección de obra: UTE TYPASA-TEAM

Subcontratista del tablero: Grupo Puentes y Calzadas



Figura 43. Imagen del viaducto durante la prueba de carga con camiones (4 de febrero de 2015).



Figura 44. Imagen del viaducto concluido.



Figura 45. Imagen del viaducto concluido.

Bibliografía

- [1] F. Millanes, J. Pascual, M. Ortega, Viaducto Arroyo las Piedras. Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas, *Hormigón y Acero* Primer trimestre de 2007 (243) (2007) 5–38.
- [2] F. Millanes, E. Bordó, J. Martín, J.L. Mansilla, Viaducto de Archidona (LAV Córdoba-Granada): 3.150 m de dintel mixto sin juntas de dilatación, *Hormigón y Acero* 64 (270) (2013) 5–30.
- [3] F.J. Del Pozo, J.M. Arrieta, A.J. Madrid, A. Cerezo, A. Hernando, M.A. Higuera, Viaducto Arroyo del Valle. Línea de Alta Velocidad Madrid-Segovia-Valladolid, III Congreso ACHE. Zaragoza (2005).
- [4] D. Mary, Le viaduc de Roquemaure sur la Ligne TGV Méditerranée, *Travaux* 760 (2000) 62–65.
- [5] M. Roujon, P. Sayn, Lot 2H - Les viaducs d'Avignon, *Travaux* 742 (1998) 47–51.
- [6] P. Chassagnette, J.J. Lagane, Le plus long viaduc en béton précontraint (1725 m) pour une ligne ferroviaire, *Travaux* 672 (1992) 50.
- [7] P. Guijarro, La Alta Velocidad y el cruce del embalse de Contreras. Una obra singular, *Revista de Obras Públicas* 3522 (Línea de Alta Velocidad Madrid-Levante [monográfico]) (2011) 21–40.
- [8] T. Polo, C. Ramos, A.C. Aparicio, G. Ramos, Ingeniería de construcción del viaducto para alta velocidad sobre el río Fluvià, V Congreso ACHE. Barcelona (2011).
- [9] I. Pardo de Vera, M.J. Pantaleón, O.R. Ramos, G. Ortega, J.M. Martínez, Viaductos sobre Río Deza y Anzo 2, *Hormigón y Acero* 62 (259) (2011) 7–27.
- [10] J.A. Del Valle, A. Carriazo, J.M. Simón Talero, P. Chico, Viaducto sobre el río Ulla, *Hormigón y Acero* 61 (258) (2010) 7–23.
- [11] J. Gonzalez, A. Redero, J. Imedio, J. Pérez, J. Cañozal, Análisis constructivo y ejecución del viaducto de alta velocidad sobre el río Deba en la Y Vasca, VI Congreso de ACHE, Madrid (2014).

Viaduct over the River Deba on the ‘Basque-Y’ high-speed rail line

El viaducto sobre el río Deba en la “Y-Vasca” de alta velocidad

Francisco Millanes Mato^a, Miguel Ortega Cornejo^{b,*}, Jokin Ugarte González^c,
Pablo Solera Pérez^c, Helder Figueiredo^c

^a *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S.A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, Spain*

^b *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S.A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, Spain*

^c *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S.A., Madrid, Spain*

Received 19 September 2015; accepted 21 December 2015

Available online 21 October 2016

Abstract

The viaduct over the River Deba on the Basque-Y high-speed rail line crosses the river valley in an area near Bergara, a town in the Spanish province of Guipuzcoa. The deck is a prestressed concrete box girder with variable depth over the piers. Built with an underslung movable scaffolding system (MSS), its span arrangement is 50 + 80 + 70 + 60 + 3 × 65 + 70 + 65 + 70 + 3 × 65 + 45 m.

On the back of developments in recent years in Spain, the technology could be deployed to build the main 80 m span, setting a national record for high-speed rail span length using this building system.

The article contains a detailed description of the characteristics of the viaduct, as well as its construction and the monitoring systems applied during its erection.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Prestressed box girder; Variable depth; Movable scaffolding system (MSS); High-speed rail; Record span length

Resumen

El viaducto sobre el río Deba en la Y-vasca de alta velocidad permite el paso del ferrocarril sobre la vaguada por la que fluye el río Deba en las cercanías de la localidad de Bergara. El viaducto presenta un tablero con sección cajón de hormigón pretensado con canto variable en la zona cercana a pilas, que se ha ejecutado con autocimbra, con una distribución de luces de 50 + 80 + 70 + 60 + 3 × 65 + 70 + 65 + 70 + 3 × 65 + 45 m.

El desarrollo de la tecnología que han experimentado las autocimbras en los últimos años en España ha permitido llegar a un vano principal con 80 m, que supone el récord de luz en alta velocidad ejecutado con este sistema.

El artículo describe con detalle las principales características del viaducto, así como su proceso constructivo, y los sistemas de control y monitorización empleados durante la ejecución.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Cajón pretensado; Canto variable; Autocimbra; Alta velocidad; Récord de luz

1. Introduction

This article contains a detailed description of the background, design and construction of the River Deba Viaduct on the Bergara–Bergara section of the ‘Basque-Y’ high-speed

DOI of original article: <http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.12.004>

* Corresponding author.

E-mail address: miguel.ortega@ideam.es (M. Ortega Cornejo).



Figure 1. Finished River Deba Viaduct.



Figure 2. Lamiategui Viaduct.

railway line and some brief mention of the other less noteworthy structures comprising this section of the line.

1.1. Structures on the Bergara–Bergara section of the high-speed line

The River Deba Viaduct (Fig. 1), described in detail in a later section, straddles a deep river valley near the town of Bergara, towering more than 90 m over the ground below. While 900 m apart at deck elevation, the valley's relatively sharp sides form a fairly symmetrical 'V', although this symmetry is briefly broken by the Vitoria/Gasteiz-Eibar motorway near abutment E-1 between piers P-1 and P-2 (upper right, Fig. 1).

Three further viaducts lie on the Bergara–Bergara section:

- Lamiategui Viaduct, with a total length of 425 m and a span arrangement of $30 + 8 \times 40 + 35$ m (Fig. 2);
- Altzeta Brook Viaduct, with a total length of 140 m and a span arrangement of $30 + 40 + 40 + 30$ m (Fig. 3);
- Olzaileko Brook Viaduct, with a total length of 100 m and a span arrangement of $30 + 40 + 30$ m (Fig. 4).

These three viaducts were designed and built with typical 40 m spans to capitalise on ancillary resources and systematise construction. The three decks are constant depth prestressed concrete box girders. Since the height over the terrain is moderate in all three, they were erected using shoring towers, thereby



Figure 3. Altzeta Brook Viaduct.



Figure 4. Olzaileko Brook Viaduct.

cluding the need for conventional shoring, which would have had a heavier impact on the ground below.

2. Background for River Deba Viaduct design

In 2007, the Basque Railway System (Euskal Trenbide Sarea, ETS) called an ideas competition to award the design of the Bergara–Bergara section of its ‘Basque-Y’ high-speed line, intending for the River Deba Viaduct to constitute the emblematic structure on the line, given its visibility from many perspectives, fruit of its total length (900 m) and substantial height (90 m).

The alignment for the high speed railway across the River Deba Valley had also to accommodate a number of ground-level roadways, which largely determined its span lengths. The viaduct crosses the Vitoria Gasteiz-Eibar motorway very obliquely between KP 2+780 and KP 2+840, the GI-627 and GI-632 roads at around KP 3+150, the River Deba at KP 3+230, and new road GI-632 approximately between KPs 3+340 and 3+370, as well as a number of smaller roads, one very close to abutment E-1.

Given the enormous height of the viaduct and its location in a very visible valley, the solution chosen sought to harmonise the structure with the landscape and minimise the impact on

the surrounds, both in keeping with terrain-independent deck construction.

The winner of the ideas competition, a unique solution that met all the aforementioned conditions, was submitted by the IDEAM S.A.-Euroestudios joint venture.

The need for long spans, some measuring 80 m or more, to accommodate the under-bridge conditions informed the choice of an incrementally launched truss deck solution, with a span arrangement of $50+70+60+70+110+180+110+3 \times 60+50$ m, two large, V-shaped central piers to reduce the number of support points on the ground and a 180 m centre-most span (Fig. 5).

After the design was awarded, at the urging of ETS, the V-shaped pier solution that won the ideas competition was adapted during the typology study phase to a vertical pier solution, in pursuit of a lesser visual impact and greater transparency in the valley, while simplifying construction and lowering costs. The incrementally launched composite truss deck design was retained, but adapted to consist in three large central spans, $100+110+100$, the widest of which would straddle the entire riverbed. The approach spans were dimensioned to around 80 m, for a final arrangement at this stage of $50+80+3 \times 75+100+110+100+2 \times 80+70$ (Fig. 6).

In early 2009, with the economic crisis in full swing and after several alignment adaptations that retarded the preliminary design by nearly 2 years, the owner’s changing requirements and priorities necessitated a study of alternatives with more modest spans to adapt the viaduct to the following general conditions:

- to impact the roads and motorways below, as well as the River Deba riverbed, as little as possible;
- to pursue terrain-independent construction, given the height of the viaduct;
- to retain the status of the viaduct as an emblematic structure on the Basque-Y line;
- to ensure the compatibility between the aforementioned conditions and harmonisation with and a minimal visual impact on the surrounds;
- to lower the cost of the earlier solutions by shortening the standard span length as far as possible.

With these new boundary conditions and with the imperative of respecting a minimum 80 m span in the oblique crossing over the Vitoria/Gasteiz-Eibar motorway, the design completed in 2009 (hereafter the original design) envisaged an incrementally launched deck somewhat more conventional than the composite truss initially studied. The solution consisted in a box girder with double composite action in hooping areas. This solution was analogous to designs authored by IDEAM for earlier composite high-speed rail viaducts such as “Arroyo las Piedras” [1], the first such structure built in Spain, and Archidona Viaduct [2], the world’s longest bridge with no intermediate expansion joints or joint systems in the track.

The composite deck cross-section was designed to a total depth of 5.50 m and a steel girder depth of 5.04 m, just under the standard transport ceiling. The standard spans were to measure 80 m and their arrangement was a very uniform



Figure 5. Simulation of the composite truss bridge with two V-shaped piers that won the 2007 ideas competition.



Figure 6. Simulation of composite truss solution with vertical piers chosen by ETS on the grounds of the typology study.

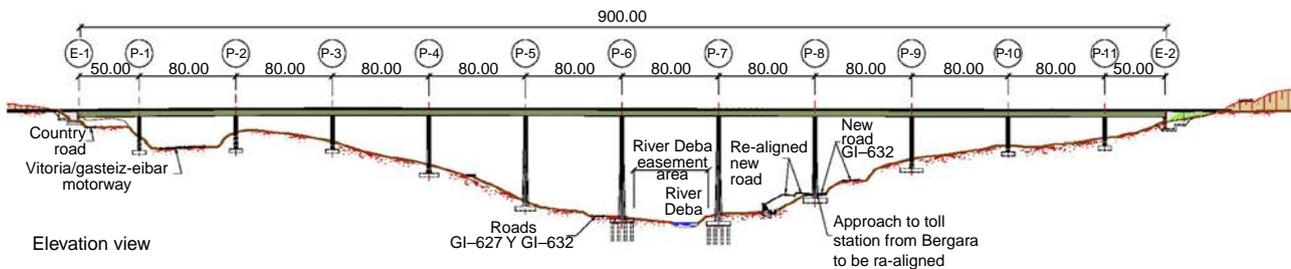


Figure 7. Elevation sketch of composite viaduct.

50 + 10 × 80 + 50 m, with eleven piers in the valley, one more than envisaged in the truss deck solution. Fig. 7 is an elevation sketch of the solution adopted in the original design and Fig. 8 a simulation of the viaduct in its surrounds.

The steel box girder was to be painted dark green to blend the viaduct as fully as possible into the landscape, a valley with a dense plant cover and a prevalence of intense green shades (Fig. 8).

This highly uniform and balanced span arrangement, including ten standard 80 m spans, was to stretch obliquely across the Vitoria/Gasteiz-Eibar motorway as mentioned, while meet-

ing all the boundary conditions imposed by roads GI-632 and GI-627 as well as the River Deba. It would have impacted only the Bergara-side approach to the Vitoria/Gasteiz-Eibar motorway toll station (new dual carriageway road GI-632). By only slightly realigning the approach lane, the resulting original design yielded a harmonious viaduct with an absolutely uniform and structurally balanced span arrangement (Fig. 9).

Impacting the approach lane to the toll motorway or any other road, while not accepted by the owners in the early phases of the typology study and preliminary design, was consented to



Figure 8. Simulation of composite closed web solution.

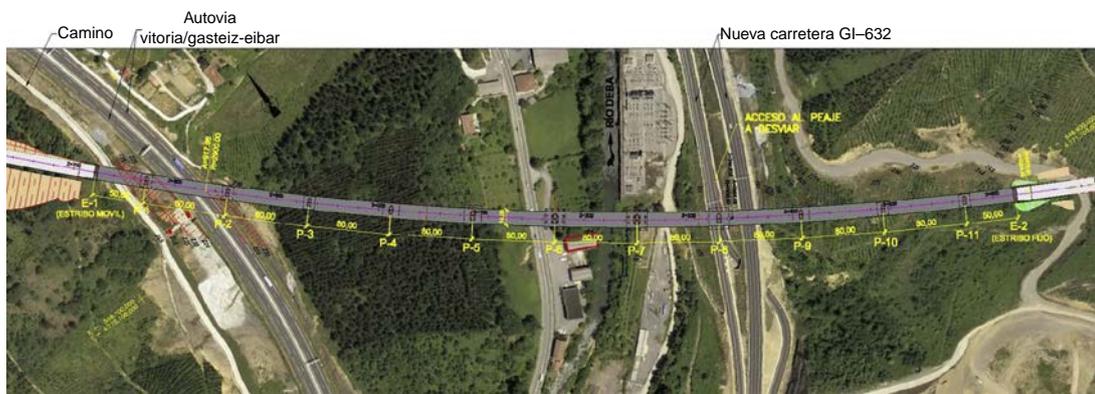


Figure 9. Plan view of composite solution for viaduct in its surrounds as per original design.

in the original detailed design phase. Alternatives that would not affect the under-bridge toll station approach lane would have led to solutions with standard spans wider than the 80 m initially proposed for the composite truss decks. In the new economic context prevailing in 2009, the high cost of solutions with 100 m or 110 m centre spans appeared to be unjustified in light of the minor impact involved in the design adopted and its ready solution with a slight realignment of the toll station approach lane.

3. Initial exclusion of concrete solutions

In the competition phase and subsequent typology study and preliminary design stages, alternative conventional solutions such as prestressed concrete box girders were also reviewed.

The three possible construction methods for concrete viaducts are:

- span-to-span with movable scaffolding (MSS);
- incremental launching;
- balanced cantilevering.

At the time, these solutions were ruled out for the reasons discussed below.

3.1. Span-to-span concrete construction

At the time of the competition (2007) and when the original design was being drafted (2009), the maximum span lengths on high-speed rail viaducts with MSS-erected prestressed concrete box girders built in Spain ranged from 60 m to 66 m. Prior to 2007, the record length in Spain for this type of structures was held by “Arroyo del Valle” Viaduct, which spanned a 66 m gap between piers no more than 80 m high [3]. The country’s tallest high-speed rail viaduct piers, rising to an elevation of 93 m, had been built for the “Arroyo las Piedras” Viaduct, with an incrementally launched composite deck and 63.5 m standard spans [1].

As designing and building a span-to-span prestressed concrete box girder for the 900 m River Deba Viaduct at a height of around 90 m with spans at least 80 m long was not technically feasible in Spain at the time for want of movable scaffolding apt for such dimensions, that solution was ruled out.

3.2. Incremental launching with concrete

Another alternative for building a concrete deck might have been incremental launching. Nonetheless, the height (over 85 m), length (900 m) and standard span (80 m) of the River Deba Viaduct placed it on the outer bounds of this method of high-speed rail construction at the time in Spain.

Whilst incremental launching with concrete may initially be suitable for spans ranging from 60 m to 80 m, this solution was ruled out in the original design (2009) in favour of the equivalent alternative, namely incremental launching of a composite deck.

Incremental launching of a heavy concrete deck over very flexible, 90 m tall piers was regarded as a scantily suitable procedure that would jeopardise the safety of both the structure and the under-bridge. Moreover, the functional viability of the operation itself was found to be questionable, given the need to envisage exceptionally powerful lifting jacks in the event of having to replace any of the many launching bearings due to Teflon surface jamming, damage or bending, which is not at all uncommon during concrete launching.

This alternative was less technically suitable than composite deck solutions for the following reasons.

- The 80 m spans, and especially the 100 m and 110 m spans initially envisaged, would necessitate costly non-conventional provisional ancillaries such as stay cable towers.
- Since the weight of concrete decks is incompatible with the speedy launching needed to span the gap over roads and motorways in a single night, the use of these roadways would have to be severely restricted for reasons of safety until the cantilever front had completely cleared that distance. Composite deck launching speed is much greater, for such members weigh much less and, as they move directly over sliding bearings, the operating time needed to cover sensitive areas is shorter, minimising safety risks.
- Resorting to incremental concrete launching over very tall piers is less advisable than composite alternatives for both technical and safety reasons, for the lower weight of the latter significantly reduces the stress on the piers during construction, enhancing safety during this stage.
- The greater flexibility of composite than concrete solutions also mitigates the strength and structural constraints inevitably imposed by the geometric tolerances entailed in launching, which minimises both the differential elevation movements between piers and the need to monitor sliding bearing performance.

In short, incremental launching of a concrete box girder across spans of at least 80 m was ruled out in favour of the alternative use of a composite deck for reasons of safety, shorter construction times and savings on ancillaries during launching.

3.3. Balanced cantilevering with concrete

No prior experience had been accumulated in Spain in the balanced cantilevering construction of spans on a high-speed

rail viaduct straddling distances of 80–100 m between such tall piers.

French experience with this typology was limited to the viaducts listed in [Table 1](#).

As may be surmised from the table, the world record for multi-span variable depth concrete decks of this nature built using balanced cantilevering is held by Roquemaure Viaduct on the French TGV Méditerranée line, which has standard 105 m spans. Be it said, however, that in all cases where this procedure has been used in France, the pier heights were much lower than on the River Deba Viaduct.

The spans envisaged in the preliminary stage, with lengths of 100–110 m, lay outside the normal range for this typology, which was consequently ruled out. For the span arrangement envisaged in the original detailed design drafted in 2009, with standard spans of around 80 m, balanced cantilevering was not technically suitable for reasons of basic safety or feasibility, as follows:

- At the time the erection gantries in Spain had neither the dimensions nor the technical features needed for spans in this range on high-speed rail. Given the number of piers involved (11–13 depending on the span length), a large number of gantries would have had to be manufactured to complete the works in a reasonable time. That, given their improbable re-use, would have meant amortising all those gantries with this project alone. The solution was therefore ruled out for reasons of cost and turnaround times.
- Any reasonably timed construction programme would have necessitated complex works planning to simultaneously conduct several gantry, reinforcement assembly and concrete casting operations. Given the complex under-bridge conditions, with a raft of roadways, a motorway (AP-1) and urbanised areas, transporting the material to the deck elevation would have posed serious problems: pumping concrete to each cantilevered front at heights of over 90 m, for instance. All the foregoing would have necessarily meant simultaneously deploying several large cranes and concrete pumps, inadmissibly inconveniencing under-bridge road and motorway traffic as well as nearby factories and residential areas and risking unacceptable environmental impact on the forest and plant life below.
- Simultaneously operating a number of gantries with fronts crossing motorways, roads, factories and nearby residential areas would have entailed the risk of possible construction incidents that should be eluded when other safer procedures are available.
- Not a single high-speed rail multi-span viaduct with long spans and piers up to 90 m tall had been built anywhere in the world using balanced cantilevering.

For all the foregoing, this solution was likewise ruled out in the original design. The conclusion drawn in the original design drafted in 2009 was that for reasons of technical feasibility, construction safety, harmonisation with the landscape, minimisation of environmental impact and cost, the best solution for standard

Table 1
Main high-speed rail viaducts built in France using the balanced cantilever method in multi-spans.

| High-speed rail viaducts built in France with balanced cantilevering deck construction | | | | |
|--|--------------------------|-------------------|----------------------------------|------------------------------|
| Viaduct | High-speed rail line | Standard span (m) | Depth over support (slenderness) | Mid-span depth (slenderness) |
| Roquemaure [4] | TGV Méditerranée. France | 105 | 8.1 m (1/12.96) | 5.0 m (1/21.0) |
| D'Avignon ^a [5] | TGV Méditerranée. France | 100 | 8.5 m (1/11.76) | 5.0 m (1/20) |
| La Cotière [6] | LGV Rhône-Alpes. France | 88 | 8.0 m (1/11.0) | 5.5 m (1/16) |

^a Built with precast segments.

80 m spans was an incrementally launched composite deck as described at the end of the preceding section (Fig. 8).

4. Description of the solution ultimately built

When at year-end 2011 the Bergara–Bergara section was awarded to the Abergara joint venture formed by SACYR, CAMPEZO, CYCASA, and FEBIDE, adjustments were proposed to elude the need to realign the Bergara side approach to the AP-1 toll station by reducing the standard 80 m length of the River Deba Viaduct spans wherever possible.

The 70 m standard span arrangement with just one 80 m span over the motorway proposed by the contractor enhanced the feasibility of the somewhat less costly solution of using movable scaffolding to build a prestressed concrete box girder. This approach could be adopted in the detailed design thanks to progress in ancillary resource technology for the span-to-span launching of concrete decks introduced by Grupo Puentes y Calzadas, the Abergara joint venture's deck subcontractor. The company had recently designed and manufactured a movable scaffolding system able to accommodate high-speed rail decks with 70–80 m spans. With this technology, the River Deba Viaduct set a national record in Spain for this type of bridge.

Table 2 lists the most prominent long high-speed rail viaducts with large spans and tall piers built in recent years in Spain.

Prior to the development of the MSS designed by Grupo Puentes, this procedure had been used on high-speed rail in Spain for prestressed concrete decks with maximum span lengths of only 65 m to 66 m. For that reason, the procedure was ruled out in the original design for the River Deba Viaduct, drafted in 2007–2009.

4.1. Deck description

The solution designed by IDEAM for the Abergara joint venture, which was the one ultimately built, envisaged a span arrangement of 50 + 80 + 70 + 60 + 3 × 65 + 70 + 65 + 70 + 3 × 65 + 45 m across the total 900 m length, with one 80 m span and standard spans measuring 70 m and 65 m (Fig. 10). The 80 m span is the longest span ever built with an MSS for high-speed rail in Spain.

As described earlier, the viaduct was built using an MSS from abutment E-2 to abutment E-1 with a single point of fixity on abutment E-2, which resisted the longitudinal braking and

start-up forces, as well as the friction on the other sliding bearings. A track expansion joint was fitted to abutment E-1.

The viaduct has 13 piers in the valley with heights ranging from 23 m to 86 m. Their section is variable, as discussed below.

The deck cross-section is a prestressed box girder with a depth varying from 3.94 m at mid-span to 5.94 m over the piers, for a depth/span ratio in the longest (80 m) span of 1/21.05 and of 1/13.46 over the piers (Fig. 12). The variation in depth was limited to 15 m from the bearing centreline on each side of the pier to maintain the same depth in the formwork moulds for these sections, irrespective of the span length. As the depth in the rest of the span was constant (accounting for 53% of the 65 m spans and 62% of the 80 m span), the overall impression is of a very slender deck (Fig. 11).

Box width varies at the bottom around the piers and is constant at approximately 6.6 m across the rest of the span, where the depth is likewise constant. As the slant on the webs is constant throughout, in the centre of the span the top web projects by 0.955 m on each side with respect to the bottom. The resulting box is 8.521 m wide at its abutment with the 2.739 m wide side cantilevers, which vary in thickness from 0.41 m at the springing to 0.20 m along the rim.

Further to standard practice, the hollow interior in the trapezoid section is bevelled on the inner corners both to improve bottom deck resistance to transverse bending and shear and to house the prestressing anchors.

The solid bulkheads built into the areas of the box over the piers are fitted with a manhole to provide for inspection of girder interiors. The piers, in turn, are fitted with vertical accesses to review and replace bearings.

4.2. Description of substructure

4.2.1. Deck-substructure connections

Bearings

Each pier/abutment carries one fixed and one free spherical bearing in the transverse direction, whereas all the longitudinal bearings are free with the exception of the ones on the four tallest centre piers (P-6 to P-9), which are fixed. Elastically securing the deck to the tallest piers, up to 86 m high, ensures the control of strain on the four highest pierheads by limiting the maximum movement to the thermal expansion or thermal + shrinkage and creep-induced contraction accumulating in the deck from the point of fixity on abutment E-2. Given the substantial flexibility of the centre piers, this limitation of the maximum longitudinal

Table 2
Long-span, tall-pier, high-speed rail viaducts in Spain.

| Viaduct | Standard section | Length (m) | Standard span (m) | Depth (m) | Max. pier height (m) | Construction procedure | Year completed |
|---|------------------|------------|---|--------------------------------|----------------------|---|----------------|
| <i>Long-span, tall-pier, high-speed rail viaducts built in Spain prior to 2007</i> | | | | | | | |
| “Arroyo las Piedras” Córdoba-Málaga HSR [1] | Composite | 1208 | 63.5 | 4.26 | 93 | Incremental launching | 2005 |
| “Arroyo del Valle” Madrid-Valladolid HSR [3] | Concrete box | 1755 | 66 | 3.3 at m s 5.0 over piers | 80 | MSS | 2004 |
| <i>Concrete box girder, long-span, tall-pier, high-speed viaducts built in Spain after 2009</i> | | | | | | | |
| River Barbantino Orense-Santiago HSR | Concrete box | 1176 | 68 | – | 97.9 | Incremental launching | 2009 |
| Del Istmo Madrid-Valencia HSR [7] | Concrete box | 830 | 66 | 4.5 | 73 | MSS | 2010 |
| River Fluvià Barcelona-Fr. border HSR [8] | Concrete box | 835 | 60 m and two 70 m | 4.0 at m s 5.5 over piers | Moderate | MSS with shoring on 70 m spans ^a | 2010 |
| River Deza Orense-Santiago HSR [9] | Concrete box | 1175 | 70 | 4.5 | 96.5 | Incremental launching | 2010 |
| River Ulla Orense-Santiago HSR [10] | Concrete box | 630 | 52 | 3.89 | 116.8 | MSS | 2010 |
| River Ibaizabal Basque-Y | Concrete box | 394 | 70 m and one 75 m | 3.94 at m s 5.94 over piers | Moderate | MSS | 2013 |
| River Deba Basque-Y | Concrete box | 900 | 70 m and one 80 m (national record) | 3.94 at m s 5.94 over piers | 86 | MSS | 2014 |

^a In the 70 m spans on the River Fluvià Viaduct the MSS rested on 20 m concrete platforms constructed on site, positioned over the piers and shored from the ground during construction.

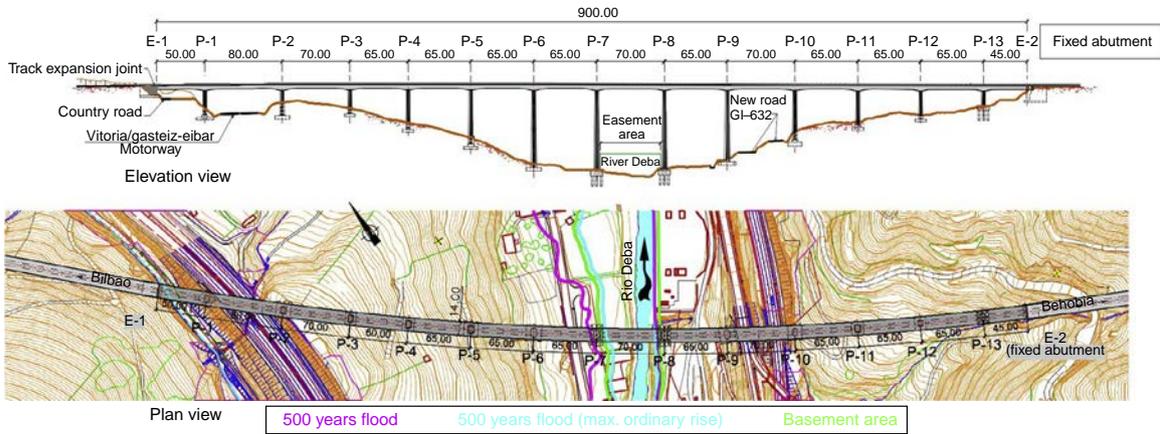


Figure 10. Elevation and plan views of the variable depth prestressed concrete deck ultimately built.



Figure 11. View of finished prestressed concrete viaduct.

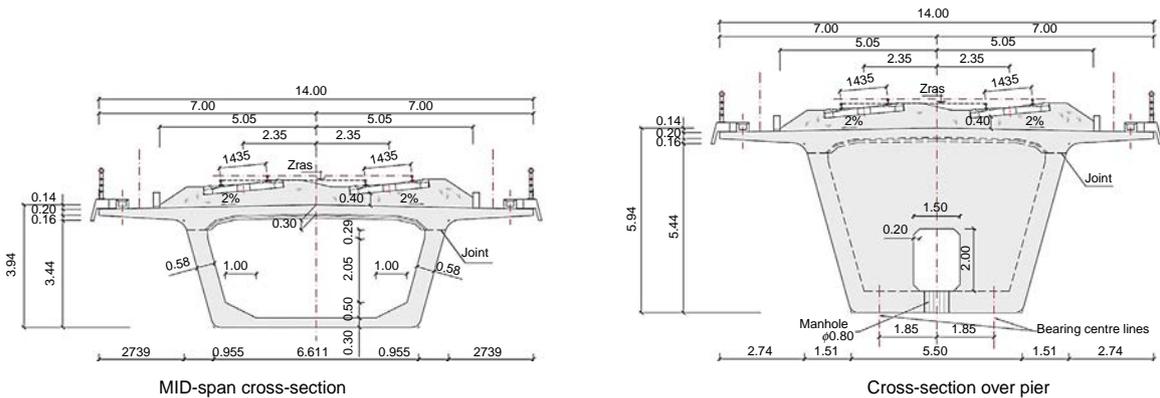


Figure 12. Standard box cross-sections: mid-span (left) and over piers (right).

strain on the pierheads induces loads similar to those that would be induced by friction if the longitudinal bearings had been designed to be free. With that arrangement, second order strain due to pierhead buckling-related instability on the tallest piers can be controlled, reducing longitudinal stress and enhancing pier strength.

All the bearings are positioned conventionally, with the stainless steel tray lying on the sliding element (Fig. 13), which is

horizontally level except on abutment E-1. There it is parallel to the slope of the deck in the area to prevent longitudinal deck movements from inducing differential vertical movements on the track around the expansion joint, which could cause passenger discomfort.

Flexible, removable and replaceable protective covers were fitted to the bearings to prevent soiling and concomitant extra wear on the sliding stainless steel tray on the top element, which



Figure 13. Bearing, ruler-based measuring system and dust cover.

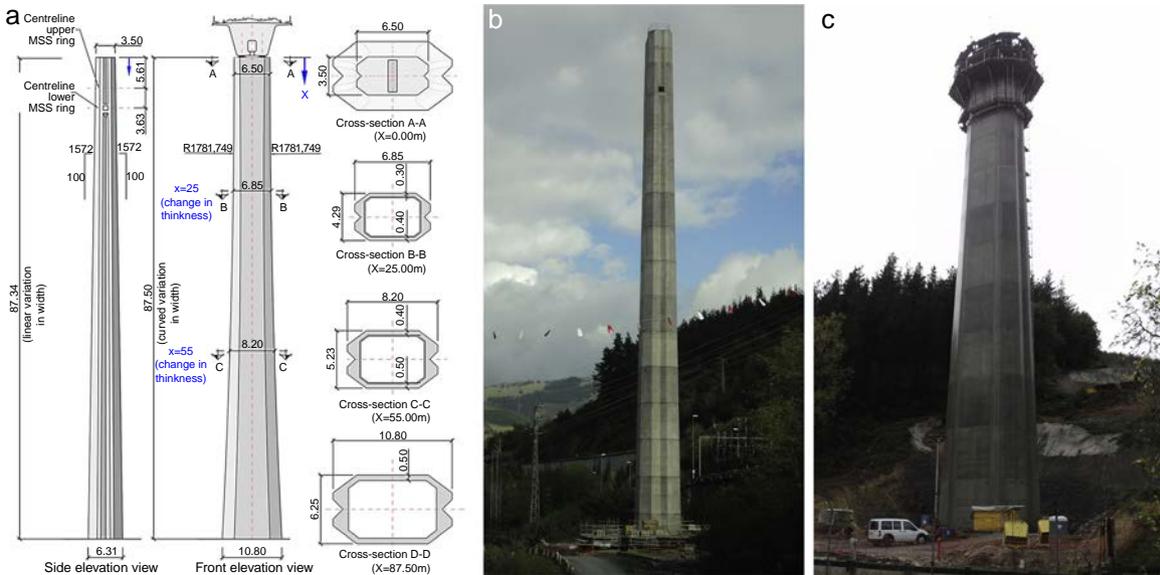


Figure 14. Pier geometry (a), and frontal and oblique (b and c) elevation views.

is longer than the bottom part of the support to accommodate deck expansion and contraction. These covers enclose the bearings completely, protecting them from sand and dust (Fig. 13).

The sliding element on the spherical bearings is a high molecular density polyethylene membrane, a material that improves on the more conventional Teflon, with manufacturer-guaranteed 2% maximum friction at very low temperatures, which is lower than the 3% delivered by their PTFE Teflon counterparts. Such greater durability ensures lower bearing maintenance costs in future.

The bearings were also fitted with side rulers to determine, in routine inspections, the position of the stainless steel top tray with respect to the bottom component and hence the exact position of the deck relative to the pier (Fig. 13).

All the bearings are replaceable and from the outset the design envisaged the position for and expected reactions in the jacks required for replacement, as appropriate.

4.3. Piers and abutments

Pier conception and design was an arduous task in which a complex balance between aesthetics and ease of construction

was sought in the detailed design phase. While not neglecting the latter, particular care was taken in the design of the viaduct piers to deliver an elegant solution harmonious with the surrounds, characterised by a softened geometry that departs from conventional rectangular wall piers, felt to be overly austere in such a tall and visible viaduct as this one over the River Deba.

Viewed frontally (Fig. 14), the pier section increases gradually and radially from the top down, with the minimum transverse dimension, 6.50 m, at the head.

In the longitudinal direction, pier depth varies linearly from the crown, where the width is 3.50 m, to the base, which measures 6 m in the tallest piers (Fig. 14).

In the cross-section, the outer rectangle is heavily bevelled at the corners, in parallel on the two sides. This generates a series of oblique planes commensurate with the varying geometry of the sides with variable depth, affording the pier a less abrupt and much more elegant aesthetic than the classic matchbox design (Fig. 15).

The lateral faces bear a recess in the middle flanked by symmetrical sides that widens from the top down to generate a V-shaped groove, slenderising pier geometry (Fig. 15).

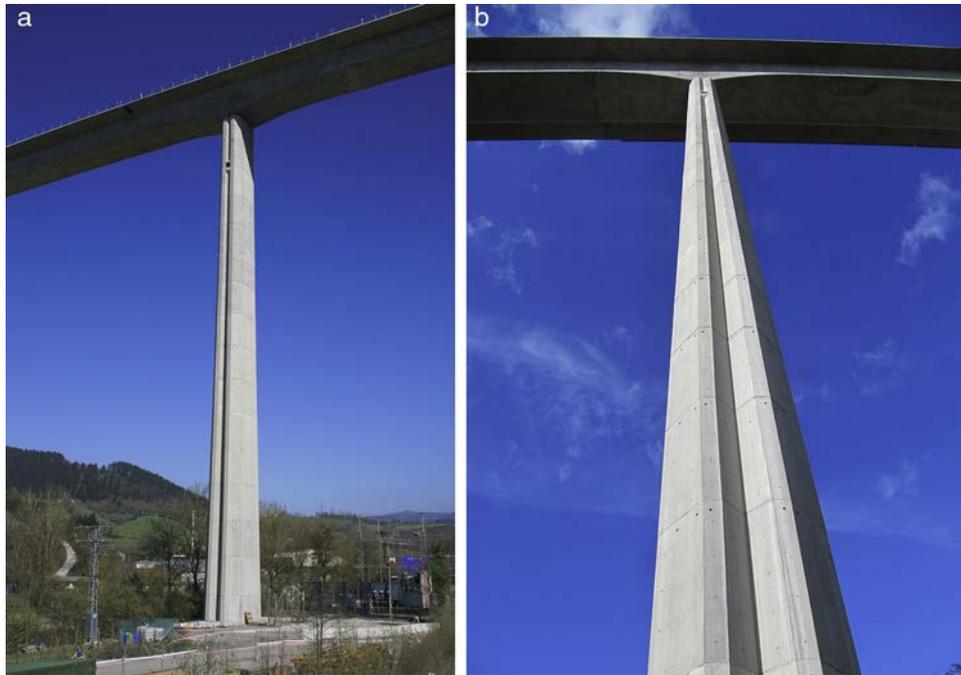


Figure 15. Tallest piers under the finished viaduct.



Figure 16. a) Micropile retaining walls for P-7 foundations; b) sheet retaining wall for P-8 pile foundations.

The piers are hollow with inner walls varying in thickness from 0.30 m in the top 25 m to 0.40 m in the middle 25 m and 0.50 m in the lower section of the tallest piers. The tallest pier, on the bank of the River Deba, is 86 m high.

Abutment E-1 is designed in the form of a closed box to house the track expansion joint, whilst abutment E-2, over which the track is continuous, is the point of fixity for the deck.

All the foundations are shallow except under piers P-7 and P-8 alongside the River Deba riverbed, each of which rests on pile caps joining 15 piles with a diameter of 1.8 m.

5. Construction

5.1. Foundations

The excavation for most of the piers posed difficulties due to their location near roads or the river or on steep slopes that called for significant provisional shoring [11]. As noted,

the foundations under piers P-7 and P-8, adjacent to the River Deba, consist in fifteen 1800 mm ϕ piles, all of which were fitted with reusable sheathing in the uppermost metres of the bank.

The excavation shoring for piers 1, 7, 9 and 13 consisted in 168 mm \times 12.5 mm tubular micropile walls and soil anchors positioned at different depths (Fig. 16a). The sacrificial sheet pile retaining wall built around the pier closest to the river, pier 8, also provides environmental protection and protection for the pile cap against possible soil washouts (Fig. 16b). At pier 10 the excavation slopes had to be secured with several rows of soil anchor pins and shotcreted over welded wire fabric (Fig. 17).

5.2. Pier construction

The climbing forms used to build the variable geometry piers were assembled into modules 5 m high (Fig. 18). The piers were



Figure 17. P-10 excavation with soil anchor pins and shotcreted banks.

divided into two areas, one to cycle 8, at 40 m from the pier head, and the other from that height to the base, at a distance of 86 m in the tallest piers.

Each formwork module consisted in eight separate sections for the outer sides and a split box mould for the inner sides. The climbing system consisted in a platform fitted with spreader beams (Fig. 18). Dihedral steel plates were set at the corners to accommodate the dimensional variation with height.

The speedy pace of production, in which one 5 m cycle was completed every two days, was attained by fully pre-assembling the reinforcing steel on the ground on variable geometry frames and hoisting it into position with mobile cranes (Fig. 19a).

In the piers with heights of under 40–45 m, the concrete was pumped to the forms (Fig. 19b), while in the taller central

members it was cast from crane-lifted 2 m^3 buckets; the production rates were $24 \text{ m}^3/\text{h}$ and $12 \text{ m}^3/\text{h}$, respectively.

5.3. Deck construction

As noted earlier, the deck was built with underslung movable scaffolding that carried the formwork on top. In the casting stage, the MSS rested on the forward pier ring and was slung from a hanger beam supported at the end of the preceding cantilevered section (Fig. 20). When moving forward, it rested on two or three rings (Fig. 21) until reaching the construction position, when it was secured at the rear to the preceding hanger beam.

Deck construction was divided into 14 phases, in each of which the rear span was completed and a section was cantilevered into the forward span, resting on the 155 m long MSS. During the reinforcing steel assembly and concrete casting phases, the scaffolding hung as a statically determinate structure from the cantilever built in the preceding phase and rested on the steel structure (ring) secured to the forward pier. The standard gap between scaffolding supports was 50 m in the 65 m and 70 m spans and 55 m in the 80 m span. The cantilevered sections, designed to limit the gap between supports during concrete casting, were 15 m, 20 m or 25 m long depending on the length of the forward span.

Construction in the phases with 15 m cantilevers proceeded as follows. The rebar for the bottom slab and webs (forming a U-section, trough-like structure) was positioned across the entire section and subsequently cast in concrete (Fig. 22). The positive reinforcement in the central, constant depth area was prestressed and the statically determinate precast slabs were laid over top of the previously cast U (Fig. 23), resting on provisional braces. The top slab rebar was then laid across the entire section and cast in concrete (Fig. 24). The negative reinforcement in the variable



Figure 18. Overview and detail of the climbing forms for piers.



Figure 19. Reinforcing steel preassembly and lifting and concrete pumping for one cycle.

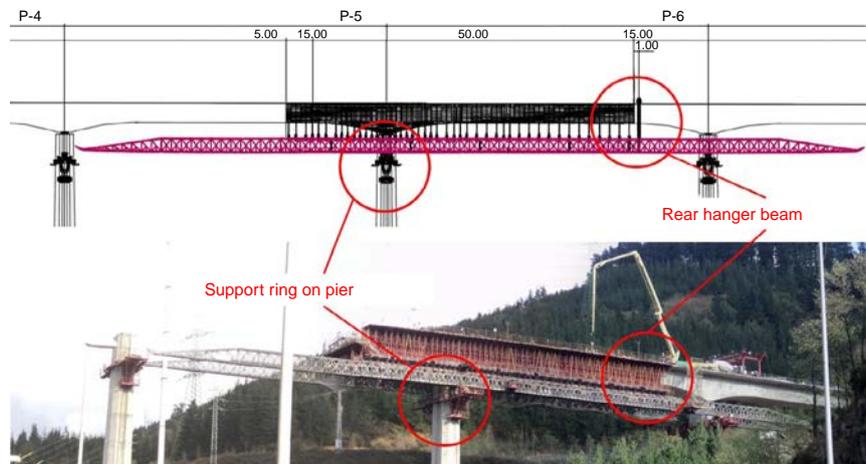


Figure 20. Movable scaffolding during standard concrete casting stage, resting on front ring and slung from preceding section.

depth area was stressed from the edge of the ring, after which the parabolic tendons ensuring continuity with the preceding phase were likewise stressed. Lastly, the provisional braces were removed from the non-structural precast slabs.

In the phases with 20 m and 25 m cantilevers, namely the phases prior to the 70 m and 80 m spans, for reasons of MSS strength constraints, deck construction was divided into four sub-phases. First, the rebar was laid in the trough-like structure across the entire section (Fig. 22) and concrete was cast in the section of the trough running from the cantilever to the forward pier and for an equivalent distance towards mid-span. The precast slabs were then laid in this area of the trough, the rebar for the top slab was assembled over the precast slabs and

cast in concrete and the top slab negative reinforcement units were stressed. The concrete for the mid-span constant depth trough section was then poured and the positive reinforcement located in the mid-span area of the bottom slab was stressed. In the following step the precast slabs were laid over the U in the mid-span area (Fig. 25), after which the top slab rebar for that area was assembled and cast in concrete. Lastly, the family of parabolic continuity tendons was stressed and the MSS was unslung and advanced to proceed to build the following phase.

Fig. 26 shows the front end of the cantilever and, resting on it, the upper transverse hanger beam from which the movable scaffolding is hung, the prestressing anchorages for the family of parabolic continuity tendons in the webs and the anchorages for

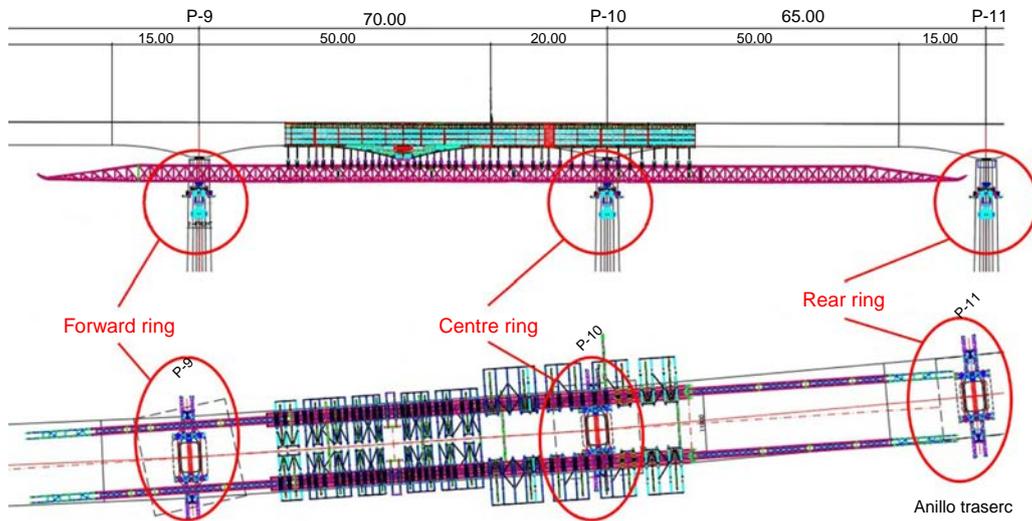


Figure 21. MSS moving forward, resting on two adjacent piers until reaching the construction position.



Figure 22. Overview of rebar and positioning of prestressed tendons in the trough-like undersection (bottom slab and webs).



Figure 24. Casting the top slab with concrete pumped from the forward end of the preceding phase.



Figure 23. Laying of precast slabs on previously cast trough.

the prestressing in the hogging area of the top slab. Fig. 27 depicts the inside of the deck, with the anchorages for the mid-span positive reinforcement stressing in the background.

Continuity between the parabolic prestressed tendons was established by crosslinking cables and using double wedge anchors (Fig. 28), which were preferred by the deck subcontractor over conventional couplers.

Deck construction productivity ranged from 2 weeks (in sections with 15 m cantilevers) to 2.5 weeks (in sections with 20 m cantilevers) per section. The entire deck was erected between October 2013 and July 2014. Such high productivity, given the variability of the cross-sections and the phase-based construction described, was attained by industrialising U-section rebar assembly, including the alignment of the prestressing sheaths, module-by-module on the ground. After assembly, the modules were lifted onto the deck with mobile cranes and driven on lorries to the forward end of the phase, where they were laid with the aid of a portal crane (Fig. 29). After the precast slabs were



Figure 25. Overview of area of negative reinforcement completely cast in concrete and laying of precast slabs in the positive reinforcement section, for subsequent assembly and concrete casting of the top slab rebar.



Figure 26. Cantilever front with anchorages for negative reinforcement tendons and parabolic continuity tendons and the system for hanging the MSS from the end of the cantilever.

laid across the troughs, the rebar for the top slab was assembled in situ.

At 80 m, span 2, which straddles toll motorway AP-1, set the national record for span length on high-speed rail viaducts built using this construction method (Fig. 30). In this phase the MSS was launched with the aid of temporary shoring located 10 m from the P-2 centreline to slightly reduce bending on the forward end of the scaffolding during advance operations.

In addition to the adoption of routine individual and collective safety measures, special portal frames were installed over the existing roadways as protection against possible falling objects.



Figure 27. Inside of deck with anchorages for positive reinforcement prestressing in background.

5.3.1. Resting movable scaffolding on piers

As an underslung system, the scaffolding was secured to the piers with bracket-like rings. Given their enormous weight, these rings were hoisted to the tops of the lower piers with mobile cranes and to the crown of the taller piers with a system of pulleys (Fig. 31), eluding the need for heavy duty cranes for these operations.

The support rings for the movable scaffolding consisted in two steel triangular cells with a prestressed horizontal tie that joined the two cells on both sides, and slanted braces balanced with two vertical uprights (Fig. 32). The load induced by the MSS and the deck under construction was transferred to the pier by two supports, one upper and one lower, on each side.

The upper support transferred the transverse reactions to the pier, along with any longitudinal friction induced by forward



Figure 28. Continuity tendon anchorages and crosslinked wires and active anchorages at cantilever front; passive steel anchorages.

MSS motion. This support worked in compression thanks to the stressed bar-mediated prestressing at the connection between the two cells, preventing their separation due to the tensile stress on the upper horizontal tie when the ring was subjected to the weight of the scaffolding.

The vertical load generated by the MSS, received by the braces and transferred as slanted compressive stress to the lower

support, was decomposed into compression stress normal to the pier and a vertical reaction also absorbed by the pier by means of a Teflon bearing housed in an opening in its side.

6. Viaduct instrumenting during construction

A series of measurements were taken during construction to monitor deck erection and the actual forces transferred to the structure. Instruments were installed to monitor the reactions generated by the movable scaffolding both at the front end of the rear phase cantilever and the forward ring. These readings provided phase-by-phase information on the actual distribution of reactions transferred by the scaffolding to the forward pier and the edge of the deck cantilevered off the rear pier. They could also be used to confirm or otherwise one of the key design hypotheses: that inasmuch as part of the loads induced by casting the top slab concrete in a given phase would be resisted by the previously erected partial sections of the deck itself, the MSS would not have to bear 100% of this self-weight. The readings indeed confirmed the validity of that hypothesis, verifying the safety of both the MSS and the structure under construction.

The undersling reaction was measured indirectly with a redundant stress control system positioned on the transverse hanger beam (Figs. 33 and 34). Strain gauges were installed on the hanger beam webs at mid-span to measure bending and from



Figure 29. Positioning pre-assembled reinforcement on deck.



Figure 30. MSS on the 80 m span over motorway AP-1, which presently holds the record in Spain for high-speed rail viaducts built with this system.



Figure 31. Lifting the ring brackets to support the MSS.

that parameter to find the reaction induced by the underslung scaffolding (Fig. 33). Three further gauges were positioned on the web alongside the support to measure tangential stress, with it the shear on the cantilevered section of the beam and hence the reaction induced by the MSS on that side. This dual measuring



Figure 33. Transverse hanger beam; left circle: strain gauges on webs at mid-span; right circle: strain gauges on web alongside support.



Figure 34. Detail of strain gauges installed on hanger beam webs.



Figure 32. MSS support rings at top of pier.



Figure 35. Reaction induced by the underslung scaffolding during the second phase of deck construction (with a 15 m cantilever and two concrete casting sub-phases).

system defined the upper and lower limits of the undersling reaction; the theoretical reaction was found to lie between those values in all cases throughout construction (Figs. 35 and 36). Those findings validated the monitoring model and the design values adopted for the reaction to the slung scaffolding, confirming that the deck would not be exposed to forces greater than envisaged in the design either during construction or at any time in its service life.

Unlike the reaction in the rear cantilever, the reaction in the forward support ring was not measured continuously with instruments installed for that purpose, but from time to time during the most sensitive sub-phases by loading the hydraulic jacks in

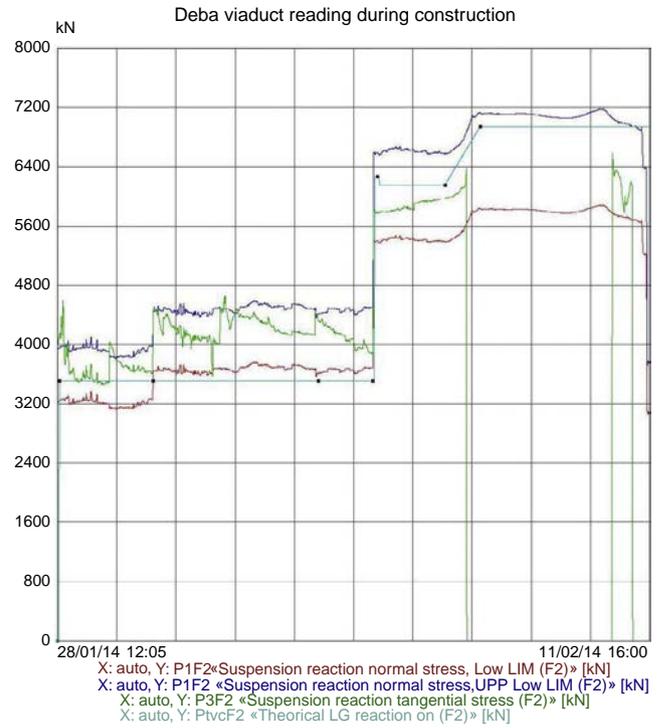


Figure 36. Reaction induced by the underslung scaffolding during the second phase of deck construction (with a 20 m cantilever and four concrete casting sub-phases).

the rings. The operation was systematised to a specific procedure to eliminate measurement errors and obtain reliable results. The sub-phases in which the reaction in the ring was monitored were, for the phases with two concrete casting sub-phases (15 m cantilevers): MSS idling and concrete casting in the trough and the top slab; and for the phases with four concrete casing sub-phases (20 m cantilevers): MSS idling, concrete casting in the trough around the pier, concrete casting in the top slab around the pier, concrete casting in the trough at mid-span and concrete casing in the top slab at mid-span. The results measured matched the values delivered by the model used to monitor construction with errors that seldom exceeded 3–5% (Fig. 37). That, together

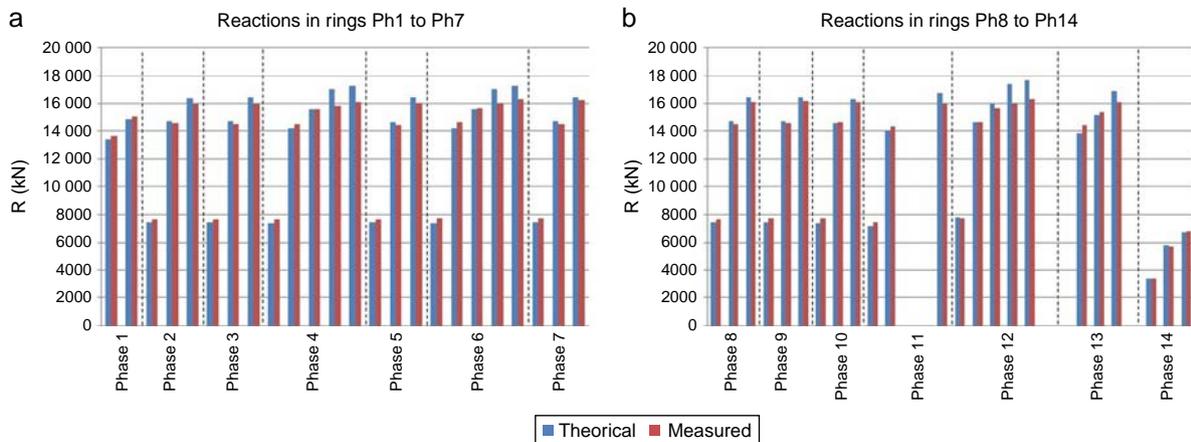


Figure 37. Reaction in the forward ring during concrete casting sub-phases in the 14 deck construction phases.

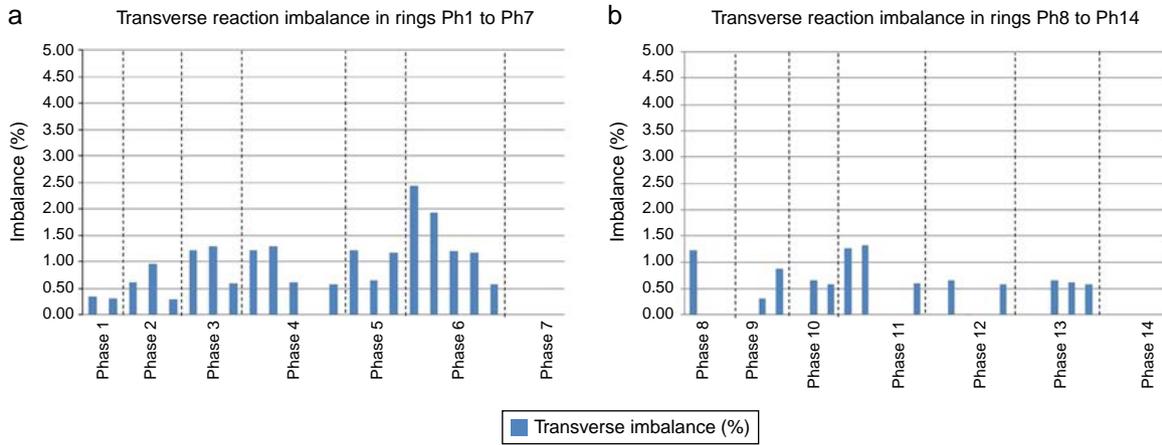


Figure 38. Transverse imbalance in the forward ring during concrete casting sub-phases in the 14 deck construction phases.

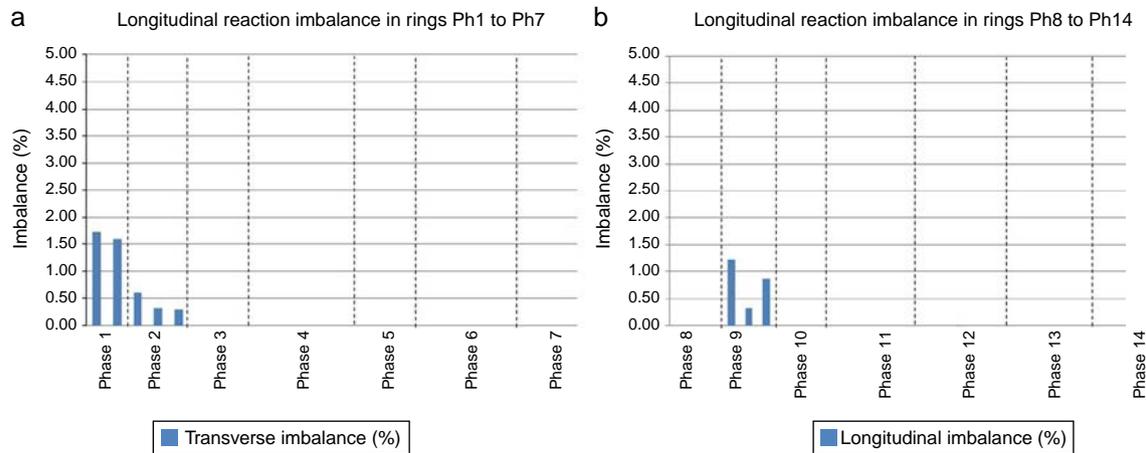


Figure 39. Longitudinal imbalance in the forward ring during concrete casting sub-phases in the 14 deck construction phases.

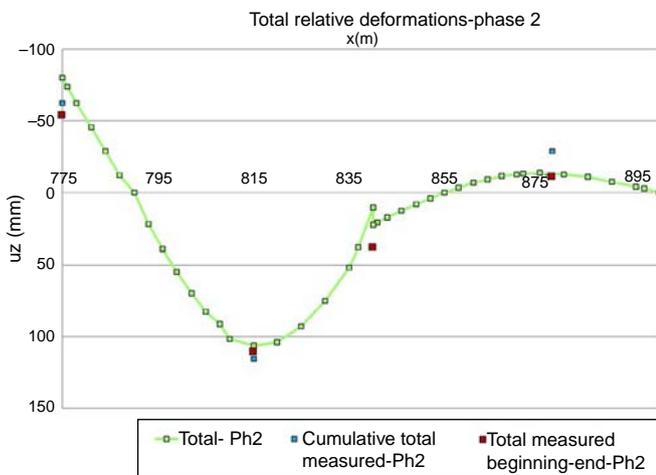


Figure 40. Deck deformation during construction phase 2 (with a 15 m cantilever and two concrete casting sub-phases).

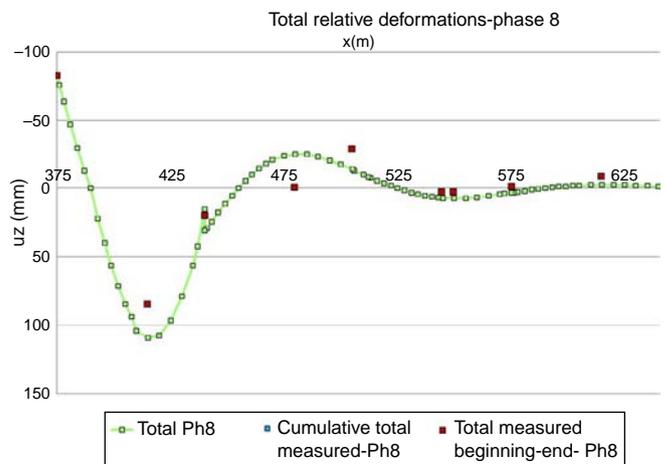


Figure 41. Deck deformation during construction phase 2 (with a 20 m cantilever and four concrete casting sub-phases).

with the results of monitoring the reaction induced in the rear cantilever, verified the design hypotheses on load distribution between the MSS and the deck, ensuring satisfactory structural behaviour during both construction and use.

The information gathered on the reaction in the rings was also useful for monitoring the transverse and longitudinal eccentricity in the forward ring, which proved to be practically nil (Figs. 38 and 39). Those data verified the distribution of the

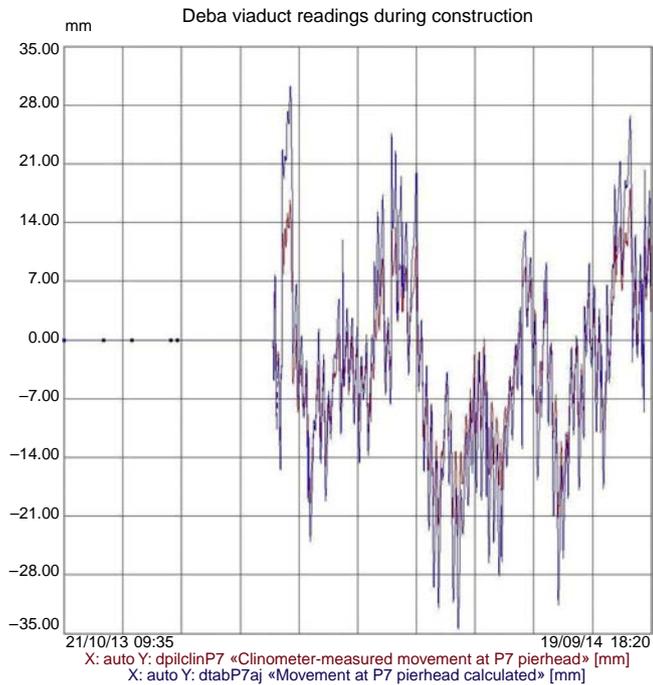


Figure 42. Comparison of clinometer-measured longitudinal displacements on P-7 pierhead (red) over one year's time to the longitudinal displacements calculated from the theoretical adjustment of thermo-hygrometric forces (blue). (For interpretation of the references to color in this figure legend, the reader is referred to the web version of the article.)

vertical load borne by the two MSS trusses as well as the satisfactory operation of the lifting spreader beam positioned on the rings to centre the loads longitudinally. Again, the design hypotheses were confirmed, ensuring that none of the elements in ancillaries or the permanent structure would be exposed to additional forces induced by transverse or longitudinal load eccentricity.

In addition to the reactions transferred by the MSS to the structure, other bridge construction parameters were monitored using conventional topographic tracking, including deck deformation during concrete casting (Figs. 40 and 41) and deformation in the front and rear scaffolding nosings during the launching phases.

Lastly, instruments specifically designed to monitor bridge displacement were installed, including environmental thermometers, deck section thermometers, clinometers on some of the tallest pierheads and motion transducers on the free pierheads fitted with clinometers, as well as on the abutment bearing the expansion joint. Those instruments validated both the thermal and rheological forces acting on the bridge and its satisfactory strain resistance (Fig. 42).

7. Conclusions

This article contains a detailed description of the circumstances that informed the three solutions proposed for the viaduct over the River Deba on the Basque-Y rail line: the approach that won the ideas competition, the one set out in the original design and the one ultimately designed and built.

The main characteristics of the viaduct and its construction are reviewed, along with its instrumentation and the main parameters monitored.

The viaduct now in place is 900 m long, has 70 m standard spans and a main 80 m span over motorway AP-1. No other MSS-erected high-speed rail box girder deck in Spain has a span of that length. The maximum pier height is 86 m and its deck, a variable depth prestressed concrete box girder, was built with a movable scaffolding. It is the tallest bridge in the Spanish province of Guipúzcoa and one of the tallest high-speed rail bridges in Spain (Table 2).



Figure 43. Viaduct during load test with lorries (4 February 2015).



Figure 44. Finished viaduct.



Figure 45. Finished viaduct.

The viaduct was completed in autumn 2014, and the pre-ballast load test with lorries was successfully conducted on 4 February 2015, in the midst of a heavy snowfall (Fig. 43). The finished viaduct is depicted in Figs. 44 and 45.

Annex. Main participants in the design and works

Owner: Euskal Trenbide Sarea (ETS)/ADIF-Alta Velocidad

Developer and Project Management: Euskal Trenbide Sarea (ETS)

Luis Miguel del Castillo and Estíbaliz Alfranca

Site Management: Euskal Trenbide Sarea (ETS):

Alejandro Montes (Site Manager), Pedro Daniel Juan (Assistant Site Manager)

Builder: Abergara joint venture: SACYR-CAMPEZO-CYCASA-FEBIDE

Site supervisors: Jorge González and Agustín Redero

SACYR Engineering Services:

Raquel Caballero, Jesús Imedio, Narciso Pulido

Original design and modified structural design:

IDEAM S.A.: Francisco Millanes, Miguel Ortega, Pablo Solera, Helder Figueiredo, Jokin Ugarte.

Builder's Engineering Consultants:

IDEAM S.A.: Francisco Millanes, Miguel Ortega, Jokin Ugarte.

Site Management's Engineering Consultants: TYPSA-TEAM joint venture

Deck Subcontractor Grupo Puentes y Calzadas

References

- [1] F. Millanes, J. Pascual, M. Ortega, Viaducto Arroyo las Piedras. Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas. *Hormigón y Acero* 243, Enero–Marzo, ACHE, Madrid (2007) 5–38.
- [2] F. Millanes, E. Bordó, J. Martín, J.L. Mansilla, Viaducto de Archidona (LAV Córdoba-Granada): 3.150 m de dintel mixto sin juntas de dilatación. *Hormigón y Acero* 270, Septiembre–Diciembre 2013, ACHE, Madrid (2013) 5–30.
- [3] F.J. Del Pozo, J.M. Arrieta, et al., Viaducto arroyo del valle. Línea de alta velocidad Madrid – Segovia – Valladolid, in: III Congreso ACHE, Zaragoza, 2005.
- [4] D. Mary, Le viaduc de Roquemaure sur la ligne TGV Méditerranée, *Travaux* 760 (2000) 62–65.
- [5] P. Chatelard, O. Martin, M. Roujon, P. Sayn, Lot 2H – les viaducs d'Avignon, *Travaux* 742 (1998) 47–51.
- [6] P. Chassagnette, J.-J. Lagane, Le plus long viaduc en béton précontraint (1725 m) pour une ligne ferroviaire, *Travaux* 672 (1992) 50.
- [7] P. Guijarro, La Alta Velocidad y el cruce del embalse de Contreras. Una obra singular, *Revista de Obras Públicas* 3522: Línea de Alta Velocidad Madrid-Levante (Monográfico) (2011) 21–40.
- [8] T. Polo, C. Ramos, A.C. Aparicio, G. Ramos, Ingeniería de construcción del viaducto para alta velocidad sobre el río Fluvià, in: V congreso ACHE, Barcelona, 2011.
- [9] I. Pardo De Vera, M.J. Pantaleón, O.R. Ramos, G. Ortega, J.M. Martínez, Viaductos sobre Río Deza y Anzo 2, *Hormigón y Acero* 62 (2011) 7–27.
- [10] J.A. Del Valle, A. Carriazo, J.M. Simón Talero, P. Chico, Viaducto sobre el río Ulla, *Hormigón y Acero* 61 (2010) 7–23.
- [11] J. Gonzalez, A. Redero, J. Imedio, J. Pérez, J. Cañozal, Análisis constructivo y ejecución del viaducto de alta velocidad sobre el río Deba en la Y Vasca, in: VI congreso de ACHE, Madrid, 2014.

Fundamentos y aplicaciones piloto de las aleaciones con memoria de forma para su utilización en ingeniería estructural

Fundamentals and pilot experiences of the application of shape memory alloys in structural engineering

Benito Mas*, Antoni Cladera y Carlos Ribas

Departamento de Física, Universitat de les Illes Balears (UIB), Palma de Mallorca, España

Recibido el 13 de mayo de 2015; aceptado el 22 de febrero de 2016

Disponible en Internet el 28 de junio de 2016

Resumen

La investigación sobre posibles aplicaciones de las aleaciones con memoria de forma (AMF) en ingeniería estructural ha ganado un enorme interés en los últimos años. Las propiedades de interés para la ingeniería estructural son el efecto memoria de forma, la superelasticidad y la capacidad de amortiguación, fruto todas ellas de la transformación martensítica. La primera se refiere al fenómeno por el que las AMF son capaces de regresar a una forma predefinida tras su calentamiento. La superelasticidad es la capacidad de experimentar elevadas deformaciones inelásticas y recuperar la forma original tras la descarga. La capacidad de amortiguación permite el diseño de mecanismos para reducir movimientos o vibraciones en estructuras. A continuación se presentan los fundamentos de la transformación martensítica, destacando los aspectos de interés para la ingeniería estructural, así como algunas aplicaciones piloto para entender su comportamiento.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Aleación con memoria de forma; Superelasticidad; Amortiguación; Ductilidad; Refuerzo

Abstract

Research applications of shape memory alloys (SMA) in structural engineering have gained interest in the last few years. Their outstanding properties for structural engineering are the shape memory effect, the super-elasticity, and the damping capacity, all of them due to the martensitic transformation. The former is the phenomenon by which SMAs are able to return to their original predefined shape upon heating. Super-elasticity is the ability to show high inelastic deformations and to return to their original shape during a mechanical unload cycle. The damping capacity allows the design of devices to reduce movements or vibrations in structures. In this paper, the physics fundamentals of the martensitic transformation and some pilot applications are presented, highlighting the more interesting topics for structural engineering.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Shape memory alloy; Super-elasticity; Damping; Ductility; Strengthening

1. Introducción

Las aleaciones con memoria de forma (AMF) son materiales excepcionales que tienen la capacidad de alcanzar grandes deformaciones y regresar a una forma definida previamente al

descargar o al calentarlas [1], ya sea mediante una aportación directa de calor o mediante la creación de un circuito eléctrico gracias al efecto Joule. Estas características diferenciadoras de las AMF hacen de ellas materiales únicos capaces de ser utilizados en estructuras que respondan y se adapten a los cambios del entorno. Sin embargo, la propiedad más característica de estos materiales es que la respuesta al estímulo es pronunciada y abrupta [2], al contrario de lo que pasa con la mayoría de los materiales convencionales, que presentan respuestas

* Autor para correspondencia.

Correos electrónicos: benito.mas@uib.es, benito.mas@gmail.com (B. Mas).

proporcionales al estímulo. Además, esta respuesta solo se da para ciertos valores concretos del estímulo, permitiendo largos periodos de inactividad. Por ejemplo, una AMF puede experimentar un cambio de forma repentino a una temperatura determinada gracias a la transformación martensítica, en comparación con la dilatación/contracción térmica que es proporcional a la temperatura. Por estos motivos, las AMF son ya utilizadas de forma habitual en diferentes campos e industrias, como en aviación, equipamiento médico-quirúrgico e implantes [1].

El primer hallazgo de un material con memoria de forma fue documentado por Chang y Read [3], que observaron una transformación de fase reversible en una aleación oro-cadmio. En 1962, Buehler et al. [4] descubrieron el efecto de memoria de forma en una aleación de níquel-titanio (Ni-Ti). Desde entonces empezaron a aparecer diferentes aplicaciones reales de Ni-Ti, y la investigación en este campo de la física de materiales no se ha detenido. De hecho, se han descubierto muy distintas AMF, aunque las aleaciones Ni-Ti, en algunos casos con un tercer componente, son las que ocupan la primera posición en aplicaciones industriales hasta la actualidad. El inconveniente principal actual para la utilización de las AMF en estructuras de ingeniería civil o edificación es su elevado coste. En los últimos años se han conseguido AMF en base Fe [5], especialmente con efecto memoria de forma, hecho que sin lugar a dudas contribuirá a disminuir el coste de estos materiales y a hacerlos mucho más competitivos. Las diferencias a nivel prestacional entre las aleaciones en base Fe y otras aleaciones Ni-Ti se discute en profundidad en [5]. Mediante la utilización de AMF en estructuras de hormigón se podrían conseguir estructuras con tendones que produjeran tensiones solo cuando estas fueran necesarias, permitiendo el proyecto de estructuras más esbeltas y ligeras [6]. Estas estructuras tendrían además capacidad de respuesta activa frente a cargas extraordinarias y la posibilidad de autorrepararse después de sufrir deformaciones excesivas, por ejemplo utilizando la superelasticidad para recentrar una unión o recuperar una deriva excesiva de un pilar de una estructura después de un sismo o el efecto memoria de forma para autopretensarse ante determinadas acciones.

La investigación de las posibles aplicaciones de AMF en hormigón estructural no tiene más límite que la imaginación de los proyectistas o investigadores, si bien encuentra un claro campo de aplicación en la reparación y rehabilitación de estructuras. Frecuentemente es necesario llevar a cabo el refuerzo de estructuras en servicio para adaptar la estructura a solicitaciones más elevadas que las indicadas en las normativas bajo las que fue proyectada, o para resistir acciones no previstas en el proyecto inicial, el sismo en la mayoría de casos. La mayor parte de técnicas actuales de refuerzo de estructuras son de tipo pasivo [7,8], en las que el refuerzo reacciona frente a esfuerzos sobrevenidos tras la ejecución del mismo, mientras que los refuerzos activos requieren generalmente tecnologías de pretensado [9], que en determinados casos son de compleja ejecución por falta de espacio para los anclajes o para su correcta ejecución. La utilización de las AMF permitiría ejecutar refuerzos activos solventando los inconvenientes citados.

En la bibliografía técnica se pueden encontrar algunos estados del conocimiento relativos a la aplicación de las AMF a

estructuras de ingeniería civil y otras áreas de la ingeniería [10–16], si bien este artículo se centrará en los fundamentos necesarios para comprender las características esenciales que permiten aplicar estas aleaciones, especialmente las Ni-Ti, a la ingeniería estructural. Además, para ilustrar su aplicación práctica se expondrán algunas aplicaciones piloto muy recientes que se pueden encontrar en la literatura científico-técnica, así como la experiencia propia de la Universidad de las Islas Baleares (UIB), centrada en conseguir una alta ductilidad en la rotura por cortante de estructuras de hormigón.

2. La transformación martensítica

Las propiedades clave de las AMF para su aplicación en ingeniería de estructuras son 3: el efecto memoria de forma, la superelasticidad y la capacidad de amortiguación. El efecto memoria de forma se refiere al fenómeno por el que las AMF son capaces de regresar a una forma predefinida tras su calentamiento. La superelasticidad es el fenómeno por el que las AMF pueden ser capaces de experimentar elevadas deformaciones inelásticas y, pese a ellas, volver a la forma original en el momento de descargar. La tercera propiedad, muy relacionada con las 2 anteriores, se debe a la capacidad de convertir energía mecánica en energía térmica y, por tanto, a la posibilidad de reducir movimientos o vibraciones de una estructura al disipar energía. Todas estas propiedades son el resultado de la transformación martensítica, que no es más que la transformación de fase reversible que experimentan las AMF [1].

La transformación martensítica es una transformación de estado sólido displaciva y no difusiva, en que los átomos se mueven cooperativamente, y normalmente va acompañada de esfuerzos de cizalla que deforman la red homogéneamente y que dan lugar a un cambio de estructura cristalina, así como de volumen asociado [2]. El hecho de ser una transformación displaciva y no difusiva implica que la nueva fase se constituye

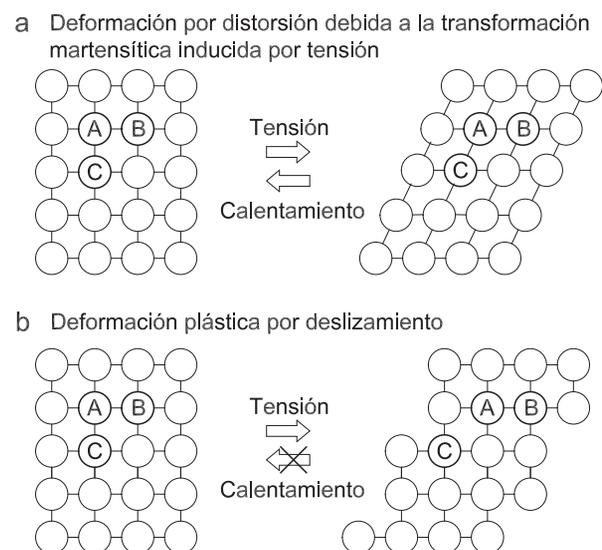


Figura 1. Comportamiento atómico diferenciado de: a) deformación por distorsión debida a la transformación martensítica inducida por tensión en Ni-Ti; b) deformación plástica por deslizamiento.

Fuente: adaptado de [16].

mediante pequeños desplazamientos coordinados de los átomos, donde los desplazamientos de los átomos vecinos son más pequeños que la distancia interatómica original. Es decir, 2 átomos adyacentes continuarán siendo vecinos después de la transformación, y conservarán la composición y el orden atómico de la fase inicial, representado gráficamente en la figura 1a. La figura 1b muestra el efecto en la estructura atómica de la deformación plástica, no siendo esta deformación recuperable, como es el caso de la transformación martensítica. Aunque la variación de la posición relativa de los átomos es muy pequeña, el movimiento coordinado de todos los átomos da lugar a cambios de volumen y puede originar deformaciones macroscópicas importantes. Además, el hecho de que la transformación martensítica no sea difusiva implica que esta se puede obtener de forma casi instantánea a temperaturas bajas, cuando los movimientos difusivos de los átomos son despreciables.

La transformación martensítica puede producirse por cambios de temperatura o por la acción de esfuerzos que generan tensiones, además de por otros efectos que no son relevantes en este artículo, por ejemplo por la variación del campo magnético en el caso de las AMF ferromagnéticas. En el primer caso, la transformación martensítica se desarrolla en un intervalo finito de temperaturas, durante el cual hay una coexistencia de las 2 fases: la austenita y la martensita. La transformación martensítica, o transformación directa, se induce al enfriar la fase austenita (de alta simetría y estable a alta temperatura), y consiste en la aparición de la fase martensita (de baja simetría y estable a baja temperatura). En ausencia de tensiones aplicadas, la temperatura en la que comienza el proceso se conoce por M_s (del inglés *martensite start*), mientras que M_f (*martensite finish*) es la temperatura para la que finaliza la transformación (fig. 2). Si se está a una temperatura para la que el material esté en martensita ($T < M_f$), se puede inducir la transformación inversa, mediante un calentamiento del material. De forma análoga a la anterior, la formación de la austenita comenzará a una temperatura A_s (*austenite start*) y acabará a una temperatura A_f (*austenite finish*). La transformación presenta una histéresis térmica, es decir, las transformaciones directas e inversas no tienen lugar a la misma temperatura [15]. Cuando esta histéresis térmica es pequeña, desde unos pocos grados hasta algunas decenas de grados, la transformación es termoelástica, lo que es de importancia notable para que tenga lugar el efecto de forma y la superelasticidad [2]. Estas propiedades térmicas de la transformación se pueden ver en la figura 2, donde se representa, para un ciclo de

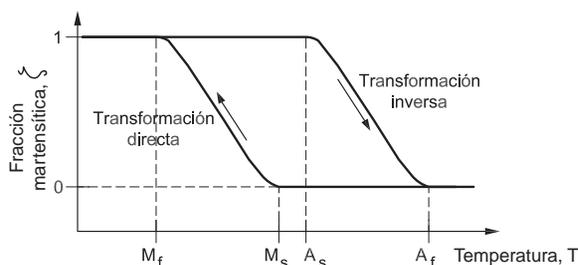


Figura 2. Definición esquemática de las temperaturas de transformación directa e inversa. Una fracción martensítica $\xi = 1$ indica aleación en martensita. Un valor $\xi = 0$ indica aleación en fase austenita.

enfriamiento y uno de calentamiento, el porcentaje de martensita respecto al total del material transformable en función de la temperatura.

El diagrama tensión-deformación de una AMF será diferente en función de si el material se encuentra en fase austenita o martensita, siendo altamente dependiente de la temperatura (fig. 3).

En ausencia de calentamiento o enfriamiento, la AMF se encuentra a temperatura ambiente. Por tanto, esta temperatura define la fase en que la aleación es estable sin actuación térmica y qué cambios de fase son esperables al actuar térmica o mecánicamente. Janke et al. [13] proponen que, para aplicaciones exteriores en estructuras civiles, se puede asumir que la temperatura ambiente estará situada entre -20°C en invierno y 60°C bajo radiación solar intensa en verano. Por tanto, para aplicaciones reales en estructuras expuestas a la intemperie sería recomendable que no se produjera ningún cambio de fase en este rango de temperaturas.

En el caso de temperaturas iniciales elevadas (fig. 3a; $T > M_d$, siendo M_d el umbral de temperatura a partir de la cual no se produce martensita inducida por esfuerzos externos), la AMF sufriría una deformación elástica inicial, seguida de una deformación plástica a tensiones elevadas (rama 7 en la fig. 3a), deformación plástica que sería cualitativamente similar a la de un acero ordinario. Los efectos de memoria de forma y superelasticidad se producirían para temperaturas únicamente inferiores a M_d .

El efecto memoria de forma se presenta en las figuras 3c y 4a,b. Como se ha comentado anteriormente, las AMF presentan 2 fases cristalinas diferentes: la austenita y la martensita. La austenita está formada, generalmente, por una fase cúbica de alta simetría, existiendo una única estructura posible en este caso, mientras que la martensita tiene una estructura de más baja simetría que permite, por ejemplo en el caso de aleaciones Ni-Ti, hasta 24 configuraciones, o variantes, diferentes [2]. Cuando una AMF en estado martensítico se deforma, sujeta a esfuerzos externos (rama 1 en las figs. 3c y 4a), su estructura cristalina cambia a aquella variante, o variantes, que permite acomodar la máxima elongación y, por tanto, permite deformaciones permanentes tras la descarga (rama 2 en las figs. 3c y 4a). Si posteriormente se provoca el cambio de fase de martensita a austenita (transformación inversa, ver fig. 2), mediante la elevación de la temperatura (rama 3 en las figs. 3c y 4a), la AMF recupera su estructura cristalina cúbica, volviendo a su forma original si las deformaciones no se encuentran impedidas, o generando esfuerzos de recuperación en caso contrario. En caso de no tener las deformaciones impedidas, al volver a temperatura ambiente (rama 4 en las figs. 3c y 4b), la aleación volvería a fase martensita, pero en este caso mediante la formación de variantes autoacomodadas, sin cambio aparente de forma.

En el caso de que la temperatura ambiente inicial produzca que la aleación se encuentre en fase austenita ($A_f < T < M_d$), el diagrama tensión-deformación presentaría superelasticidad (o pseudoelasticidad en la literatura científico-técnica del campo de ciencia de materiales), tal y como se muestra en las figuras 3b y 4c. En este caso, el diagrama tensión-deformación está formado por una fase inicial elástica, con el módulo elástico inicial de la austenita, una fase pseudoplástica bastante

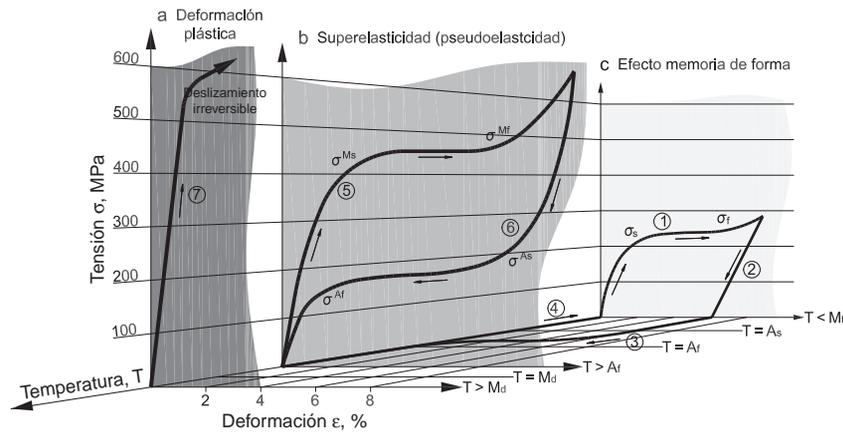


Figura 3. Diagrama típico tensión-deformación-temperatura para Ni-Ti: a) deformación plástica; b) superelasticidad; c) efecto memoria de forma. Fuente: adaptado de [17].

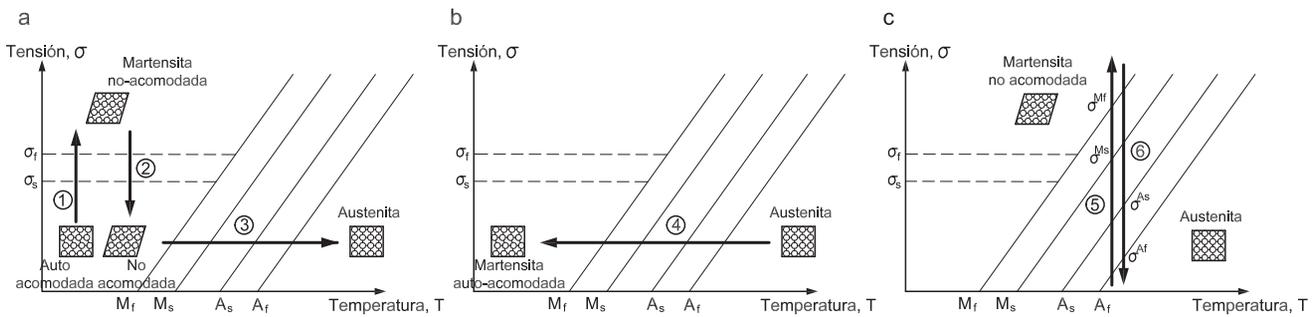


Figura 4. Diagramas de fase esquemáticos para una aleación Ni-Ti: a) transformación de martensita auto-acomodada y martensita no-acomodada por actuación de esfuerzo, descarga a martensita no-acomodada y transformación inversa de martensita a austenita por aumento de temperatura (efecto memoria de forma); b) conversión de austenita a martensita auto-acomodada por descenso de temperatura; c) carga y descarga de una austenita (superelasticidad) (a y b describen el efecto memoria de forma, y c explica el fenómeno de la superelasticidad). Fuente: adaptado de [5].

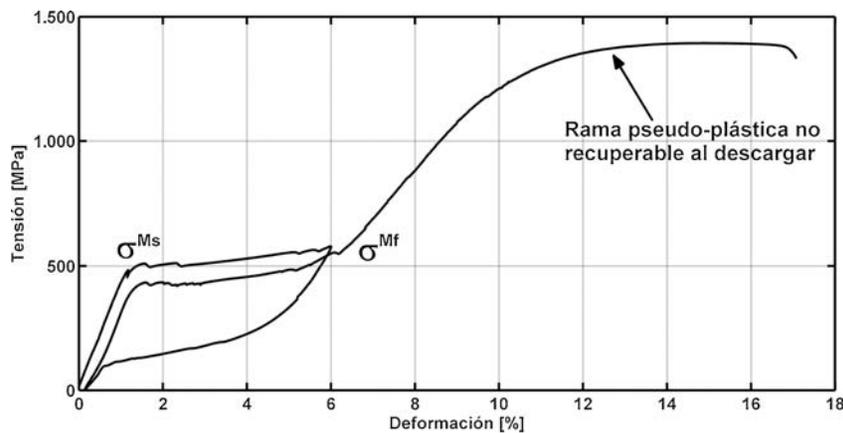


Figura 5. Ensayo real de alambre de 3 mm de diámetro de Ni-Ti en fase austenita llevado a cabo en la UIB.

horizontal cuando las tensiones alcanzan σ^{Ms} (rama 5 en las figs. 3b y 4c), en la que se produce la transformación de fase de austenita a martensita por inducción mecánica (induciendo la transformación mediante un esfuerzo externo solo aparecerán las variantes con un cambio de forma intrínseco en la dirección del esfuerzo aplicado) y, tras superar el umbral σ^{Mf} , otra fase elástica con el módulo inicial de la martensita. En cualquier punto del diagrama tensión-deformación representado en la figura 3b, al

descargar, el material volverá al origen del diagrama sin deformaciones permanentes significativas y realizando un ciclo de histéresis que disipa energía (rama 6 en las figs. 3b y 4c). Esto es generalmente posible para aleaciones Ni-Ti hasta deformaciones de hasta el 6-8%. Si la tensión continuara incrementándose después de la fase elástica de la martensita, se produciría una rama pseudoplástica de martensita no recuperable al descargar (fig. 5). A modo de ejemplo, se presenta en la figura 5 el diagrama

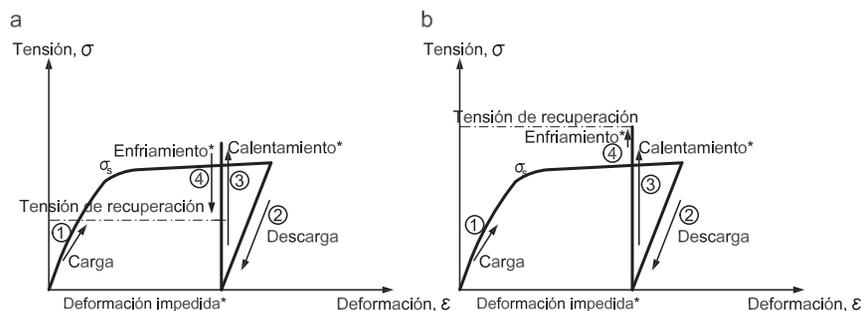


Figura 6. Diagramas tensión-deformación esquemáticos para la generación de tensiones de recuperación para actuar como pretensado: a) aleación con pequeña histéresis, por ejemplo Ni-Ti; b) aleación con amplia histéresis, por ejemplo Ni-Ti-Nb. Fuente: adaptado de [5].

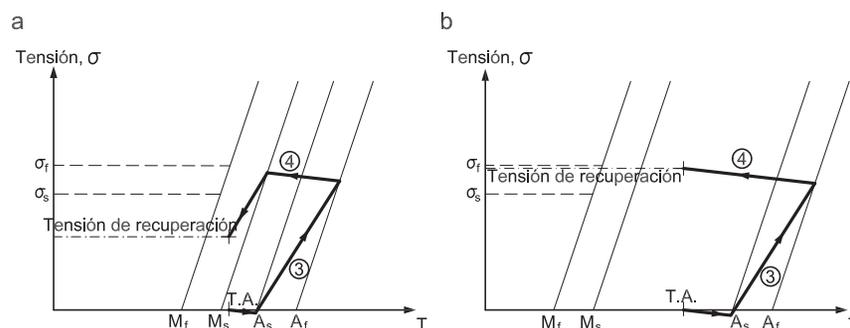


Figura 7. Diagramas de fase tensión-temperatura esquemáticos para la generación de tensiones de recuperación para actuar como pretensado: a) aleación con pequeña histéresis, por ejemplo Ni-Ti; b) aleación con amplia histéresis, por ejemplo Ni-Ti-Nb. Fuente: adaptado de [5].

real tensión-deformación de un alambre de 3 mm de diámetro ensayado, a temperatura de 20 °C, en la UIB, en fase austenita, según el ensayo ASTM F2516-07. Se observa que tras alcanzar un 6% de deformación, se descargó el espécimen hasta carga nula, resultando unas deformaciones residuales de únicamente 0,099%. Finalmente, en un segundo ciclo de carga la rotura se produjo para una deformación superior al 16%.

Volviendo al efecto memoria de forma, en caso de que al aumentar la temperatura (rama 3 en las figs. 3c y 4a) se impidiese la recuperación de la forma inicial, se podrían generar tensiones de recuperación en la aleación. Este caso particular, de gran interés para las aplicaciones en ingeniería estructural, se presenta de forma esquemática en las figuras 6 y 7, para 2 AMF diferenciadas, en primer lugar para una aleación con una histéresis térmica pequeña, como podría ser el caso de Ni-Ti, y en segundo lugar para una aleación con mayor histéresis térmica, por ejemplo Ni-Ti-Nb. Se entiende por histéresis térmica la diferencia entre A_f y M_s en la transformación directa, o la diferencia entre M_f y A_s en la transformación inversa. Una vez llevada a cabo la transformación inversa mediante el calentamiento, el comportamiento que se daría durante el enfriamiento dependería de la amplitud de la histéresis térmica: en el caso del Ni-Ti, gran parte de las tensiones de recuperación se perderían (figs. 6a y 7a) o incluso estas se anularían totalmente, en el caso de que la temperatura ambiente fuera menor que M_f (fenómeno no representado en las figs. 6 y 7). Sin embargo, en aleaciones con una gran histéresis térmica (figs. 6b y 7b) se podrían mantener las tensiones de recuperación tras el enfriamiento. Este

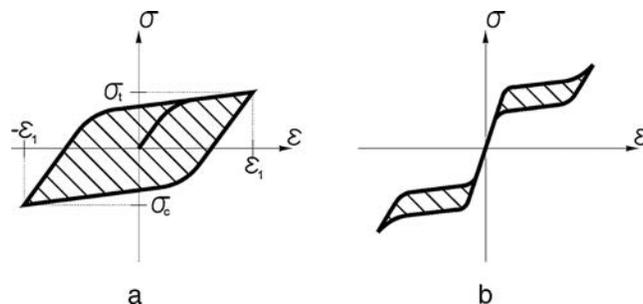


Figura 8. Diagramas tensión-deformación y energía disipada: a) amortiguación martensítica ($T < A_s$); b) amortiguación en austenita (superelasticidad). Fuente: adaptado de [13].

esquema sería el que se debería llevar a cabo para utilizar las AMF como armaduras activas.

Tal y como se ha observado en la figura 3b,c, las aleaciones Ni-Ti, tanto en fase austenita o martensita, disipan energía al realizar ciclos en el diagrama tensión-deformación. Las aleaciones en fase martensita tienen un ciclo de histéresis mucho más amplio que en austenita cuando se utilizan frente a ciclos de tensiones de distinto signo, representado en la figura 8, por lo que su uso en aplicaciones en que es necesaria la amortiguación es muy interesante. Sin embargo, probablemente debido a que las aleaciones en fase martensita adolecen de la capacidad de recentrado al eliminar la carga, estas han sido hasta la fecha menos utilizadas en aplicaciones ligadas al hormigón estructural que las aleaciones en fase austenita. Utilizando aleaciones

Tabla 1
Propiedades mecánicas típicas para 3 aleaciones con memoria de forma

| Propiedad | Unidad | Ni-Ti | Cu-Al-Be | Fe-Mn-Si-Cr |
|---------------------------------------|--------|-----------|----------|-------------|
| <i>Módulo de Young</i> | | | | |
| Austenita | GPa | 30-98 | 25 | 170 |
| Martensita | | 21-52 | 25 | |
| <i>Límite elástico</i> | | | | |
| Austenita | MPa | 100-800 | 110-210 | 200-300 |
| Martensita | | 50-300 | – | |
| <i>Resistencia última</i> | | | | |
| Austenita | MPa | 800-1.900 | – | 680-1.000 |
| Martensita | | 800-2.000 | | |
| <i>Deformación en rotura</i> | | | | |
| Austenita | % | 5-50 | – | 16-30 |
| Martensita | | 20-60 | | |
| <i>Máxima deformación recuperable</i> | | | | |
| | % | 8 | 8-10 | 4.5 |
| <i>Máxima tensión de recuperación</i> | | | | |
| | MPa | 600-900 | 220 | 180 |

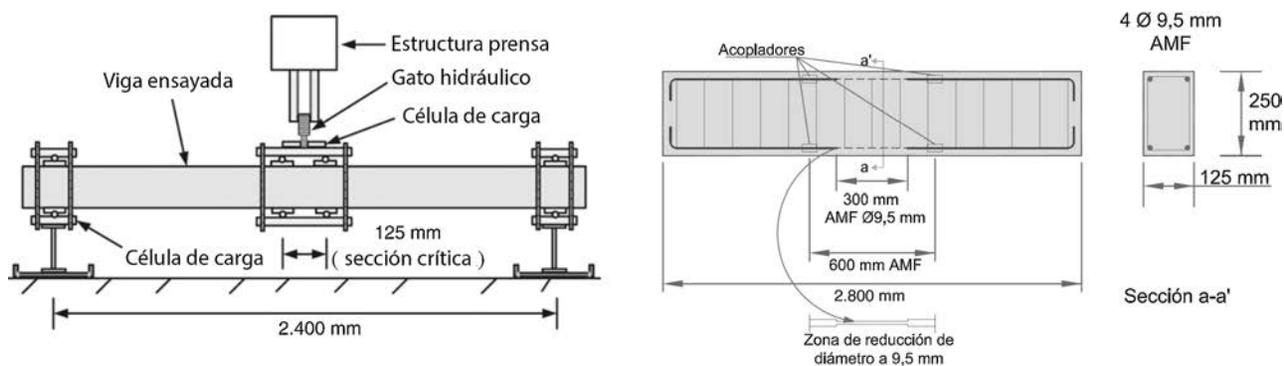


Figura 9. Definición de los ensayos realizados por Abdulridha et al.
Fuente: adaptado de [18].

en martensita, el recentrado se tiene que provocar mediante la transformación inversa.

En la tabla 1 se presentan, a modo de ejemplo, algunas propiedades mecánicas típicas de 3 AMF, adaptadas de la referencias [5,10,13]. Estas propiedades mecánicas deben tomarse solo como una referencia, y con precaución, y dependerán en gran medida de la composición exacta de la aleación, de los tratamientos térmicos y mecánicos seguidos, por lo que siempre será necesario llevar a cabo una completa caracterización del material a su recepción. Por ejemplo, las propiedades dadas para la aleación en base hierro se refieren a una aleación Fe-28Mn-6Si-5Cr, con unas tensiones máximas de recuperación de 180 MPa; sin embargo, recientes estudios en aleaciones Fe-17Mn-5Si-10Cr-4Ni-1(V,C) han alcanzado tensiones de recuperación de 580 MPa [5], con módulos de elasticidad cercanos a los 200 GPa. A la vista de los valores presentados en la tabla 1, destaca que las AMF en base Fe presentan valores del módulo de Young próximos a los de un acero convencional, y mucho mayores que los valores habituales de las AMF Ni-Ti o Cu-Al-Be. A nivel de límite elástico, resistencia última y deformación en rotura, la horquilla de resultados para cada tipo de aleación es significativa, por lo que es necesario su estudio detallado en cada caso. A nivel de ingeniería estructural, la máxima tensión de recuperación acostumbra a ser el parámetro fundamental en caso de

desear aplicar el efecto memoria de forma, más que el valor de la máxima deformación recuperable. De hecho, se debe destacar que estos 2 parámetros no son siempre linealmente dependientes, y que según la composición y los tratamientos termomecánicos se puede maximizar uno u otro parámetro.

3. Algunos ejemplos de aplicaciones piloto

En las siguientes secciones se presentan algunas aplicaciones piloto recientes y que se consideran de gran interés para la comprensión del potencial de estas aleaciones. Se recomienda consultar las referencias [5,10–14] para obtener más información sobre aplicaciones piloto en ingeniería estructural llevadas a cabo.

3.1. Aplicaciones piloto basadas en la superelasticidad

Abdulridha et al. [18] han desarrollado recientemente una campaña experimental de vigas con armadura AMF en la zona crítica a flexión bajo carga monotónica, cíclica y cíclica inversa. En la figura 9 se presenta el esquema de los ensayos y la geometría de las vigas. En las vigas con armaduras de Ni-Ti, por ejemplo la viga B7-NCM en la figura 10 (viga 7 reforzada con NiTi), observaron una reducción de los desplazamientos

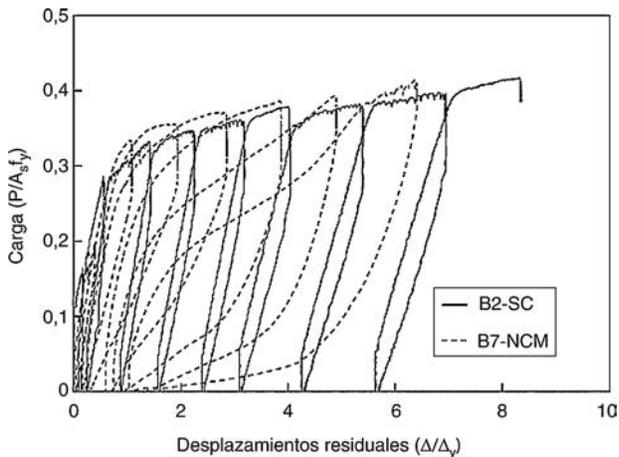


Figura 10. Definición de los ensayos realizados por Abdulridha et al. Viga B2-SC con acero convencional y B7-NCM con Ni-Ti. Fuente: adaptado de [18].

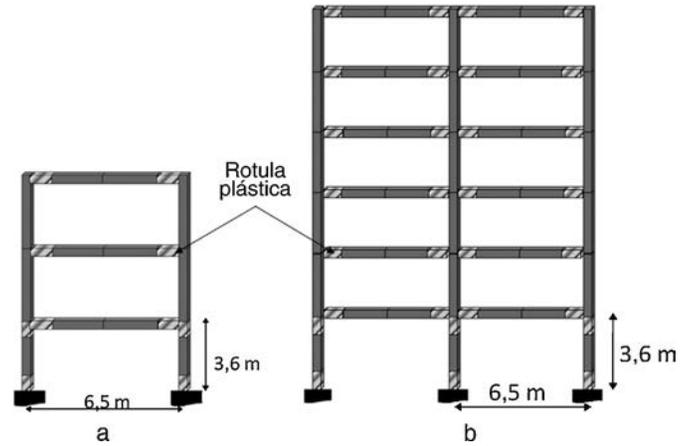


Figura 11. Pórticos analizados por Zafar y Andrawes: A) 3S1B; B) 62B. Fuente: adaptado de [19].

residuales y del ancho de fisura, una vez retirada la carga, con respecto a la viga de referencia B2-SC reforzada con barras de acero convencional. Por otra parte, la ductilidad y la energía disipada bajo carga cíclica fueron comparables a la de una viga de hormigón armado convencional. Cabe mencionar que no se produjo la rotura en la zona del acoplador entre armadura de AMF y de acero, puesto que este se encontraba suficientemente alejado de la zona crítica a flexión. No obstante, el uso de barras lisas de Ni-Ti condujo a problemas de adherencia entre el hormigón y el refuerzo, generándose una fisura de gran anchura comparado con el caso de refuerzo con acero convencional en el que se produjo fisuración distribuida, si bien esta fisura excesivamente ancha disminuía significativamente al retirar la carga.

En 2012, Zafar y Andrawes [19] presentaron un estudio numérico sobre la utilización de barras híbridas de fibra de vidrio (GFRP) y AMF (Ni-Ti) para la formación de rótulas plásticas en la conexión de las vigas con los pilares en pórticos de 3 y 6 plantas y de uno o 2 vanos. La figura 11 muestra los pórticos tipo utilizados. Del análisis dinámico incremental de los pórticos concluyeron que la presencia de estas barras híbridas mejoraba significativamente la ductilidad, la energía de disipación y las derivas residuales comparado con pórticos idénticos armados

con barras de acero o de GFRP, por lo que el empleo de AMF supuso una mejora del comportamiento sísmico de los pórticos. Las figuras 12 y 13 presentan, a modo de ejemplo, estas mejoras para el pórtico de 3 plantas. La figura 12 presenta la resultante de los esfuerzos cortantes en el empotramiento de los pilares frente a la deriva. Al ser los módulos de elasticidad inicial de las barras de GFRP o de las barras híbridas GFRP-NiTi prácticamente idénticos, el comportamiento inicial es muy similar para estos 2 tipos de barras. Los pórticos reforzados con barras de acero en las rótulas tendrían un comportamiento más rígido, como se muestra en la figura 12. No obstante, al aumentar la deriva, el cortante en el empotramiento de los pilares del pórtico armado en sus zonas críticas con barras híbridas es claramente inferior, ya que el Ni-Ti tiene una rama pseudoplástica (fig. 3b al alcanzarse σ^{Ms}) que no se presenta en las barras de únicamente GFRP. La deriva residual frente la aceleración pico del suelo (PGA, de sus siglas en inglés) se presenta en la figura 13, siendo la menor de todas la del pórtico con barras híbridas, debido a la capacidad de recuperación de la forma inicial de las AMF tras la descarga. La mayor deriva residual se produce para el pórtico reforzado con barras de acero (fig. 13).

Como resumen de las 2 aplicaciones anteriores, la superelasticidad permite que la armadura «plastifique» sin presentar

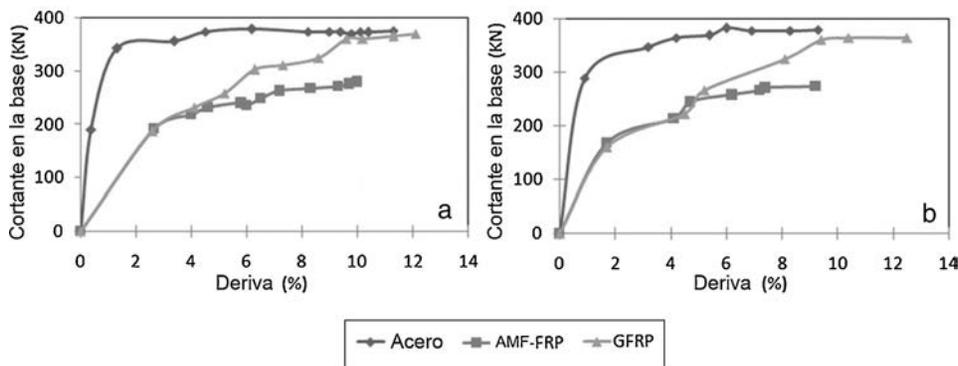


Figura 12. Cortante en la base vs deriva provenientes del análisis dinámico incremental para el pórtico 3S1B según los registros de aceleración de: a) Kashmir, b) Northridge.

Fuente: adaptado de [19].

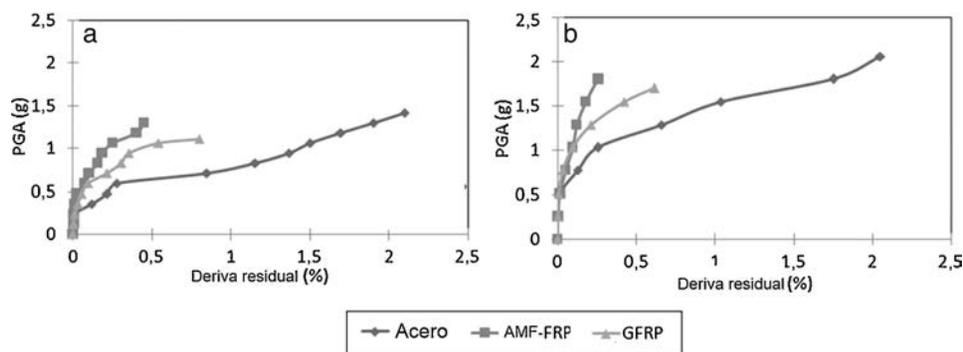


Figura 13. Deriva residual vs. aceleración pico del suelo (PGA). Curvas provenientes del análisis dinámico incremental para el pórtico 3S1B según los registros de aceleración de: a) Kashmir, b) Northridge.

Fuente: adaptado de [19].



Figura 14. Ejemplo de tendón de Ni-Ti formado por 7×7 alambres de 0,892 mm de diámetro cada uno de ellos.

deformaciones permanentes significativas tras la descarga [20] (figs. 3b y 5), lo que resulta especialmente relevante en caso de cargas inducidas por sismo. Sin embargo, las armaduras pasivas de AMF, además de presentar módulos de elasticidad bajos comparados con los del acero, pueden generar posibles problemas de adherencia, ya que hasta la fecha se han utilizado en forma de barras o alambres lisos. Para solventar este problema, los cordones o tendones de AMF podrían ser utilizados en la construcción de nuevos elementos estructurales, como armadura tanto pasiva como activa. De acuerdo con Reedlunn et al. [21,22], los cordones o tendones presentan ventajas respecto de las barras de armadura pasiva de Ni-Ti, en especial frente a barras de gran diámetro. En el proceso de fabricación de una barra, cuanto mayor es el diámetro de esta, las propiedades mecánicas empeoran debido a la mayor dificultad de controlar la velocidad de enfriamiento; además, se incrementa el coste y se ralentiza la respuesta térmica. La figura 14 muestra un cable de Ni-Ti fabricado para la UIB que consta de 7×7 alambres de acero de 0,892 mm de diámetro.

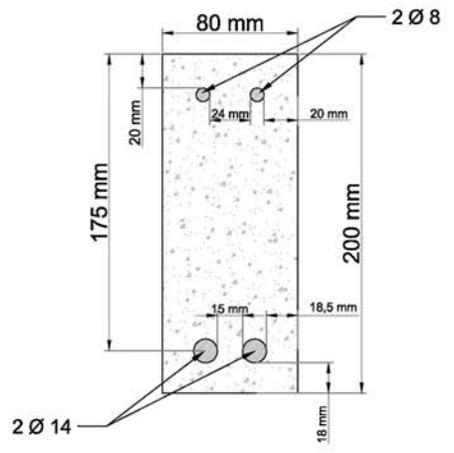
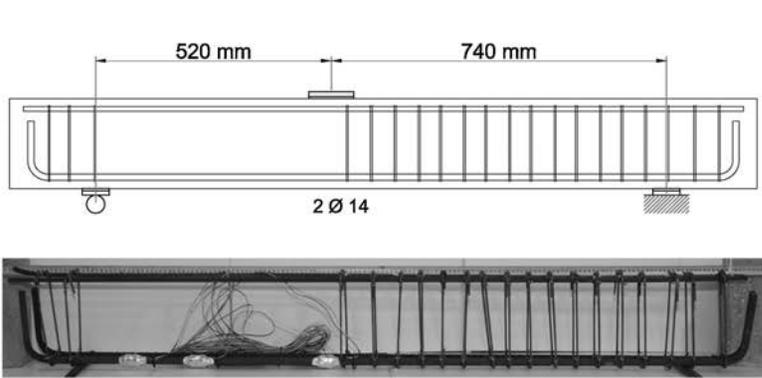
En estos momentos, en la UIB se está llevando a cabo una campaña experimental con el objetivo de conseguir roturas dúctiles a cortante mediante la utilización de helicoides rectangulares de Ni-Ti como armadura a cortante. La geometría característica de las vigas se presenta en la tabla 2 y la figura 15. Se trata de 3 vigas de sección rectangular, de 80×200 mm de sección, una de ellas sin armadura a cortante (01-Steel/ $\text{Ø}14$ /--/2), otra con armadura a cortante dispuesta en forma de cercos

de acero (02-Steel/ $\text{Ø}14$ /Steel/130/2), y la última con armadura a cortante dispuesta mediante la utilización de una helicoide rectangular de Ni-Ti superelástico (03-Steel/ $\text{Ø}14$ /NiTi/130/2), cuya curva tensión-deformación se ha mostrado en la figura 5. La armadura a cortante helicoidal se ancló a cercos adyacentes de acero mediante elementos de unión de cables por presión idóneos para los diámetros utilizados. La longitud total de las vigas entre ejes de apoyo era de 1.260 mm y la luz a cortante en el vano crítico, a , de 520 mm. El canto efectivo de las vigas era igual a 175 mm. Para la construcción de las distintas vigas se han utilizado barras corrugadas convencionales de diámetros 14, 8 y 4 mm. El límite elástico, f_y , de los aceros utilizados es igual a 540, 525 y 700 MPa, respectivamente, y su resistencia última es igual a 626, 615 y 735 MPa, también por el mismo orden. La resistencia última del alambre de Ni-Ti utilizado para construir la helicoide es de 1.395 MPa para una deformación ligeramente superior al 16% (fig. 5). El valor de la tensión para el que se inicia la transformación de austenita a martensita para el alambre Ni-Ti es igual a $\sigma^{Ms} = 505$ MPa, y el valor para el que termina dicha transformación es de $\sigma^{Mf} = 590$ MPa. El módulo elástico en estado austenita es de 41 GPa.

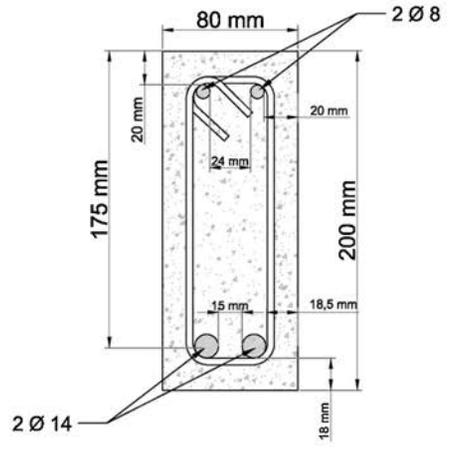
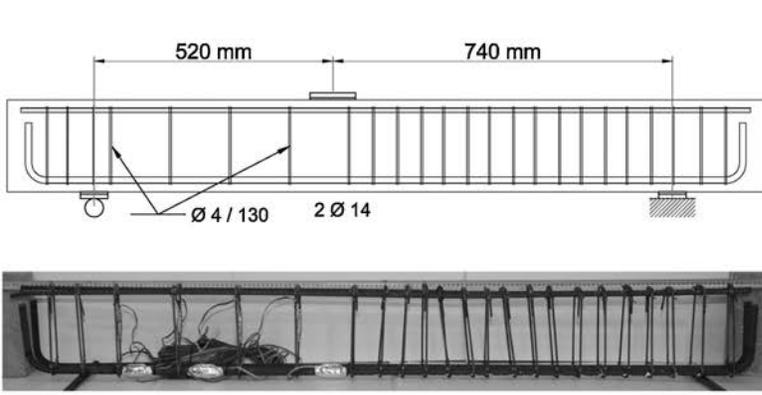
La tabla 2 presenta los valores de resistencia a compresión media del hormigón, f_{cm} , la resistencia a tracción indirecta, f_{sp} , la relación entre la luz a cortante y el canto efectivo, a/d , así como el armado longitudinal inferior y el armado a cortante. También se presentan los resultados más relevantes en la tabla 2: cortante máximo alcanzado en el ensayo, la flecha bajo la carga máxima, δ , y la relación entre dicha flecha y la luz, δ/l . Una de las diferencias más destacables entre las diferentes configuraciones de la armadura a cortante fue la capacidad de mantener el esfuerzo cortante para grandes deformaciones. La viga con el refuerzo helicoidal de Ni-Ti mostró flechas elevadas, tal y como se muestra en la figura 16 y la tabla 2, logrando plena capacidad de aviso antes de la rotura por cortante ($\delta/l = 1/40$). Es preciso señalar que durante la descarga parcial de la viga armada con la helicoide de Ni-Ti (03-Steel/ $\text{Ø}14$ /NiTi/130/2), la viga presentaba una deformación remanente importante (fig. 16) debido a que la armadura longitudinal no era de AMF y debido al gran deterioro experimentado por el hormigón.

La figura 17 muestra la fisuración de las 3 vigas ensayadas justo antes de alcanzar la máxima carga. Destaca la gran diferencia de comportamiento entre la viga con cercos de acero y la

01-Steel/Ø14/--/--/2



02-Steel/Ø14/Steel/130/2



03-Steel/Ø14/NiTi/130/2

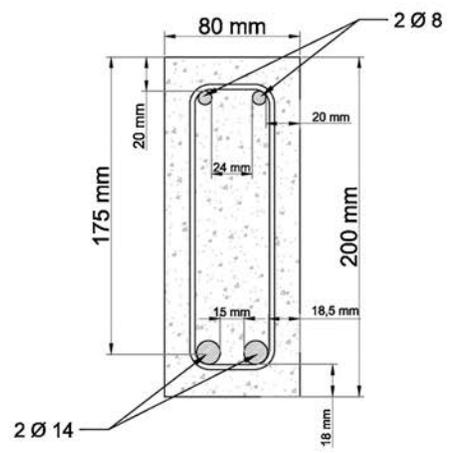
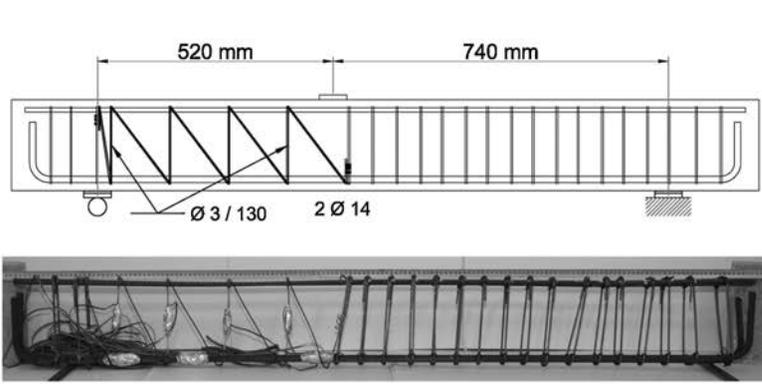


Figura 15. Geometría de las vigas y diferente tipo de armado utilizado para las vigas reforzadas con cercos convencionales de acero y con helicoides Ni-Ti.

Tabla 2
Características esenciales de las 3 vigas ensayadas y resultados

| Viga | f_{cm} (MPa) | f_{sp} (MPa) | a/d | Arm. long. inf. | Armadura cortante | | Cortante máximo | Flecha bajo carga máxima | |
|----------------------------------|----------------|----------------|------|-----------------|-----------------------|--------------------|-----------------|--------------------------|------------|
| | | | | | ϕ (mat)/separac. | $\rho_t f_y$ (MPa) | | δ (mm) | δ/l |
| 01-Steel/ $\phi 14$ /--/--/2 | 59 | 4,4 | 2,97 | 2 $\phi 14$ | — | — | 27,24 | 4,79 | 1/263 |
| 02-Steel/ $\phi 14$ /Steel/130/2 | 63 | 4,6 | 2,97 | 2 $\phi 14$ | $\phi 4$ steel/130 | 1,69 | 58,35 | 7,11 | 1/177 |
| 03-Steel/ $\phi 14$ /NiTi/130/2 | 59,5 | 4,4 | 2,97 | 2 $\phi 14$ | $\phi 3$ Ni-Ti/130 | 0,74 | 39,60 | 31,66 | 1/40 |

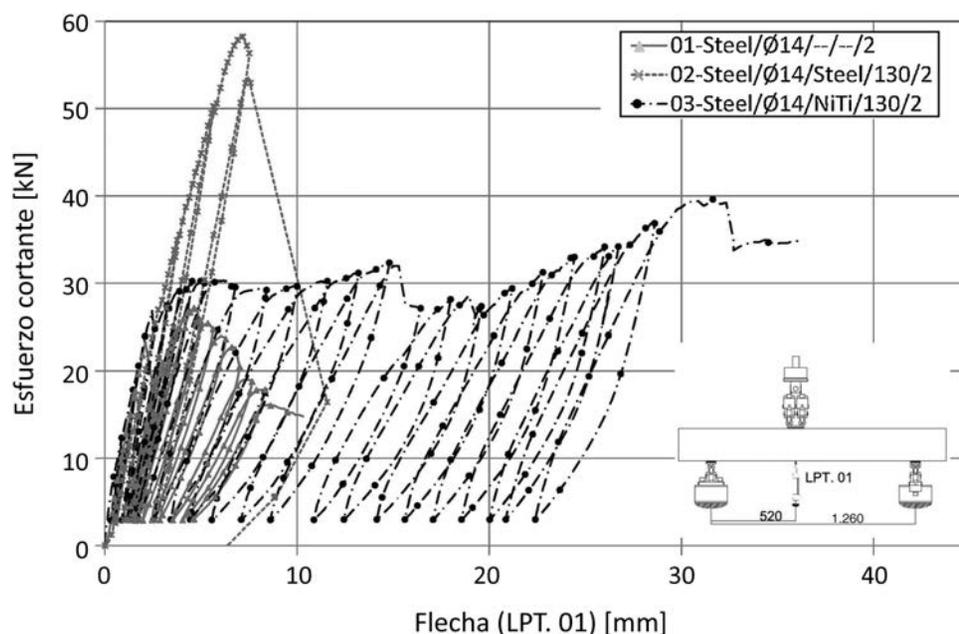


Figura 16. Cortante versus flecha para los ensayos semicíclicos.

viga con la helicoide de Ni-Ti. En el caso de la viga con cercos, 02-Steel/ $\phi 14$ /Steel/130/2, la máxima carga se alcanzó cuando la fisura a cortante cruzó la cabeza comprimida, produciéndose en ese momento la rotura de un cerco y la caída repentina de la carga, tal y como predicen distintos modelos de cortante, por ejemplo el reciente modelo de Marí et al. [23]. Sin embargo, para la viga reforzada a cortante con Ni-Ti, 03-Steel/ $\phi 14$ /NiTi/130/2, si bien la fisura cruzó la cabeza comprimida, la alta capacidad de deformación de la armadura permitió que la viga fuera capaz de adoptar otros mecanismos resistentes, y antes de la rotura la viga presentara una fisura de varios centímetros de abertura

(fig. 17c). La contribución de la armadura longitudinal a la resistencia a cortante (efecto dovela) se vio claramente potenciada por el hecho de que la helicoide de Ni-Ti fue capaz de acompañar, sin romperse, la deformación a cortante de las barras longitudinales. Esto se debió a la alta ductilidad del Ni-Ti y también, probablemente, al hecho de que se trataba de una armadura a cortante lisa, de baja adherencia, lo que permitía distribuir la deformación en toda la longitud de la rama a cortante, sin producirse concentraciones de tensiones en la proximidad de la armadura longitudinal o alrededor de la fisura crítica a cortante, entendiendo esta como aquella fisura en la que se concentra el



Figura 17. Fotografías de las vigas 01, 02 y 03, señaladas con a, b, y c respectivamente, antes de alcanzar la máxima fuerza resistida, ordenadas de izquierda a derecha.

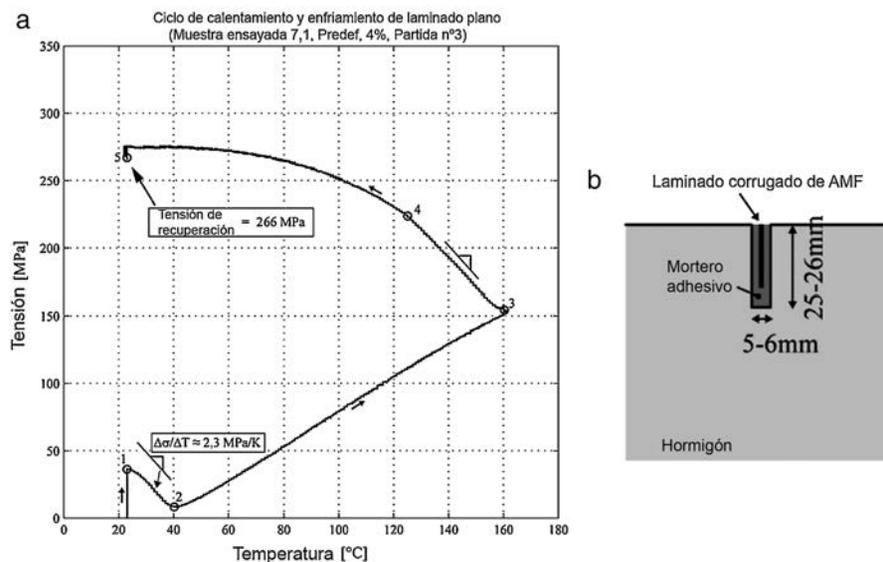


Figura 18. a) Tensiones de recuperación generadas en laminados de Fe-Mn-Si tras calentar a 160 °C. b) Utilización de los laminados como refuerzo a flexión insertado en el recubrimiento.

Fuente: adaptado de [25].

daño durante la rotura, tal y como se aprecia en la figura 17. No obstante, es necesaria una investigación con mayor profundidad de este aspecto para confirmar esta hipótesis.

3.2. Aplicaciones piloto basadas en el efecto memoria de forma

En cuanto a las posibles aplicaciones en estructuras de hormigón que utilicen el efecto memoria de forma de las AMF como característica principal, cabe destacar las destinadas a comprimir ciertas zonas de la estructura a modo de pretensado. En estas aplicaciones se aprovecha principalmente la capacidad por la que un alambre, cable o barra de AMF se puede introducir predeformada dentro del hormigón y, una vez endurecido este, se puede provocar la transformación inversa para tratar de comprimir la AMF, cuya deformación se encuentra impedida por el hormigón que la rodea, generando tensiones de compresión en el hormigón y de tracción en la AMF.

Si bien la adherencia entre los alambres de AMF y el hormigón es todavía un problema tecnológico no perfectamente resuelto [6], el pretensado con AMF gracias al efecto memoria de forma no necesitaría gatos hidráulicos e incluso podría ser aplicado en cualquier momento de la vida útil del elemento, por ejemplo pretensando por fases para evitar la fisuración en vacío. Además, al no existir las pérdidas por rozamiento, esta tecnología podría ser de especial utilidad cuando el trazado del pretensado fuese particularmente curvo [13].

Maji y Negret [24] llevaron a cabo una de las primeras investigaciones en las que utilizaron alambres de Ni-Ti para pretensar elementos de mortero de cemento. Los alambres utilizados fueron predeformados más allá de su límite elástico en la fase martensita (rama 1 en la fig. 6a) y posteriormente quedaron embebidos en las vigas-probeta. Los alambres se calentaron gracias al efecto Joule, produciéndose la transformación de martensita a austenita de los alambres (rama 3 en las figs. 6a y 7a),

generándose tensiones de recuperación de tracción en la AMF y, por tanto, tensiones de compresión en el mortero.

La posible utilización de laminados de AMF en base Fe como posible refuerzo a flexión insertado en el recubrimiento se ha estudiado recientemente a nivel de prueba de concepto [25]. Estas aleaciones, gracias a su desarrollo durante los últimos años, permitirán en el futuro probablemente cercano la utilización del efecto memoria de forma a un coste muy inferior que el Ni-Ti-Nb. Además, estas aleaciones con base Fe tienen una amplia histéresis térmica, lo que facilita su uso en ambientes exteriores. Por ejemplo, la aleación Fe-17Mn-5Si-10Cr-4Ni-1(V,C) utilizada para hacer los laminados mostraba una histéresis de -60 °C a 103 °C, a partir de los resultados de calorimetría de escaneo diferencial [26]. Los laminados corrugados ensayados tenían una anchura de 20 mm y una longitud de entre 750 y 950 mm. La figura 18 muestra el comportamiento termomecánico del efecto memoria de forma en un ciclo de calentamiento y enfriamiento de una muestra con la deformación constante. Durante el ensayo se puede observar la variación de las tensiones que sufre la muestra fruto del cambio de fase. En detalle, la figura 18 presenta como la muestra, inicialmente a temperatura ambiente, se somete a una precarga de tracción de 40 MPa y posteriormente se mantiene la deformación alcanzada de forma constante durante todo el ciclo de calentamiento y enfriamiento. Posteriormente la temperatura se incrementa desde la temperatura ambiente hasta 160 °C. Inicialmente, entre los puntos 1 y 2 se observa una reducción constante de la tensión debido a la dilatación de la probeta al aumentar la temperatura. Posteriormente, cuando la temperatura supera los 40 °C, rama comprendida entre los puntos 2 y 3, el incremento de temperatura conlleva un incremento de las tensiones de tracción en la muestra, efecto que se debe a la transformación de cambio de fase martensita a fase austenita. Tras llegar a 160 °C, punto 3, se procede a enfriar la muestra hasta la temperatura ambiente. La curva que se observa de los puntos 3 a 4 es resultado de

la contracción térmica debida al enfriamiento de la muestra, y presenta una pendiente similar a la observada entre los puntos 1 y 2. El tramo comprendido entre los puntos 4 y 5 presenta una curva con una pendiente variable decreciente, efecto que se explica, según los autores de la investigación, por el consecuente cambio de fase de austenita a fase martensita por efecto de la tensión presente en la muestra y el descenso de la temperatura. El punto 5 muestra el total de la tensión de recuperación de la probeta en el proceso de activación, alcanzando un valor de 266 MPa. En relación con los ensayos de adherencia publicados en el mismo artículo, estos dieron resultados dentro del rango habitual de las armaduras convencionales de refuerzo. Finalmente, los laminados fueron embebidos en barras de mortero de 700 mm de longitud y sección transversal de $35 \times 50 \text{ mm}^2$ y calentados mediante la conexión de los laminados a una fuente de alimentación que generaba una corriente eléctrica que circulaba a través de los mismos. La medida de las deformaciones en los prismas indicó que la tensión de compresión en el mortero era de más de 3 MPa, transfiriéndose por tanto el pretensado al mortero tras la activación del laminado.

El confinamiento activo de pilares de hormigón mediante AMF es un caso particular de la técnica del pretensado (fig. 19). El confinamiento activo tendría sentido en la rehabilitación de estructuras existentes, cuando es necesario que estas ganen ductilidad. Sin embargo, el elevado coste actual de las AMF difícilmente justificaría esta aplicación en el proyecto de nuevas estructuras [13]. En el año 2000 se llevaron a cabo los primeros ensayos sobre confinamiento activo con AMF [27], pero es en los últimos años cuando más trabajos de investigación se han centrado en esta aplicación [28–32]. Destaca el trabajo publicado por Shin y Andrawes [30] en 2010, fruto de un estudio experimental sobre la factibilidad del uso de espirales de Ni-Ti-Nb para aplicar presión activa de confinamiento. Como se ha comentado anteriormente, las aleaciones Ni-Ti no son las más adecuadas para generar tensiones de recuperación que deban perdurar en el tiempo y son mucho más apropiadas las aleaciones Ni-Ti-Nb (figs. 6 y 7). La aleación utilizada por Shin y Andrawes permitiría movilizar tensiones de recuperación de 565 MPa a 108°C

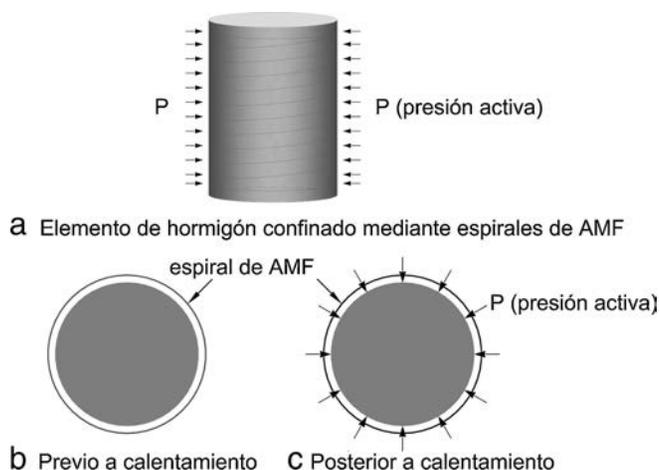


Figura 19. Esquema de funcionamiento del confinamiento activo. Fuente: adaptado de [30].

con una predeformación del 6,4%, manteniendo una tensión residual de recuperación de 460 MPa a temperatura ambiente [30]. Cabe destacar que la predeformación del material se consigue a través de su proceso de fabricación, y este llega ya con la predeformación tras su adquisición, listo para ser activado mediante la transformación inversa. Shin y Andrawes [30] llevaron a cabo ensayos de compresión uniaxial en probetas de hormigón confinados de forma activa (AMF) y pasiva (GFRP). Mediante el confinamiento activo, la resistencia última aumentó un 21% respecto de la de probetas idénticas de hormigón en masa, incrementándose 24 veces la deformación última, tal y como se muestra en la figura 20. En la campaña experimental también estudiaron el uso conjunto de tejidos de GFRP con la AMF, que permitía retrasar la rotura del GFRP, fallo comúnmente observado en este tipo de confinamiento [33]. En un reciente estudio [34] se ha llevado a cabo la caracterización de una aleación FeNiCoTi para ser utilizada para confinamiento activo, lo que permitiría desarrollar el mismo concepto de confinamiento activo a un menor coste respecto al uso de una aleación Ni-Ti-Nb.

3.3. Aplicaciones piloto basadas en la capacidad de amortiguación

Sin lugar a dudas, el campo dentro de la ingeniería de la construcción en el que más se han investigado los beneficios de la utilización de las AMF es el de los dispositivos amortiguadores para el control de la respuesta sísmica, ya sean aisladores, diagonales, sujeciones sísmicas estribo-tablero, amortiguación de vibraciones en tendones de puentes atirantados u otros elementos. Torra et al. [35] han publicado recientemente un interesante estado del conocimiento centrado en el uso de AMF para la amortiguación de vibraciones en estructuras de ingeniería civil.

Tal y como se ha comentado en la sección 2, las aleaciones en fase martensita tienen un ciclo de histéresis mucho más amplio que en austenita cuando se utilizan frente a ciclos de tensiones de distinto signo (fig. 8), por lo que su uso en aplicaciones en que es necesaria la amortiguación es muy interesante. Sin embargo, en muchos dispositivos amortiguadores investigados y construidos se utilizan las AMF en fase austenita, ya que además de un importante efecto amortiguador debido a la histéresis del ciclo

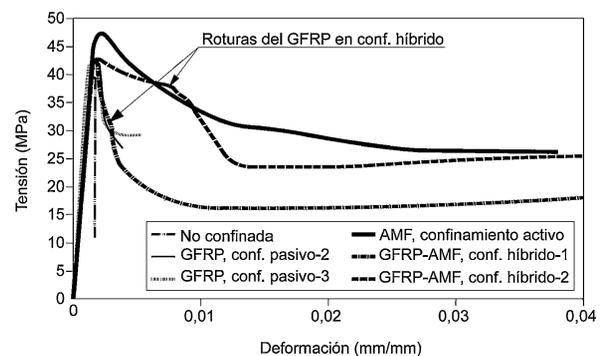


Figura 20. Relación tensión-deformación para las probetas sin confinamiento, confinadas con AMF, GFRP o tejidos híbridos GFRP-AMF. Fuente: adaptado de [30].

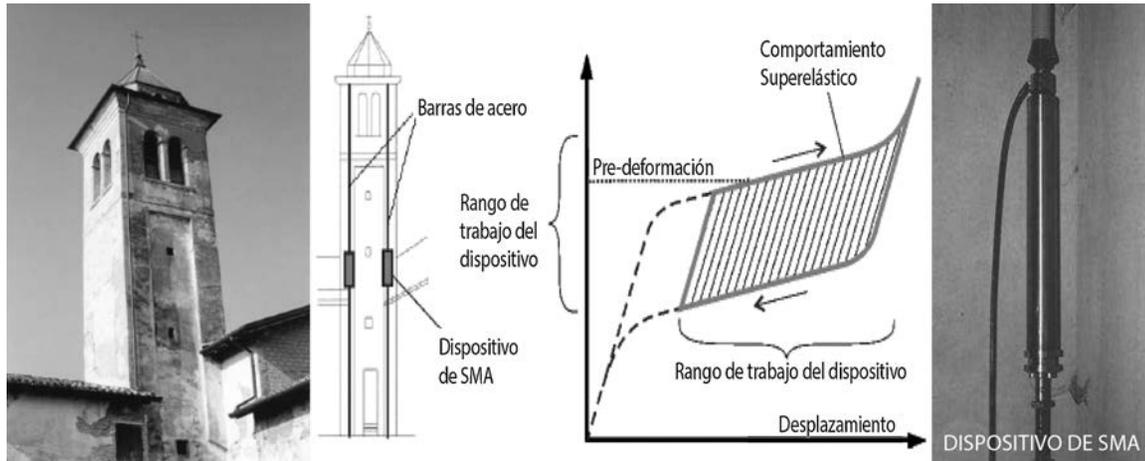


Figura 21. Refuerzo de la torre del campanario de la Iglesia de San Giorgio en Trignano. Fuente: adaptado de [37,39].

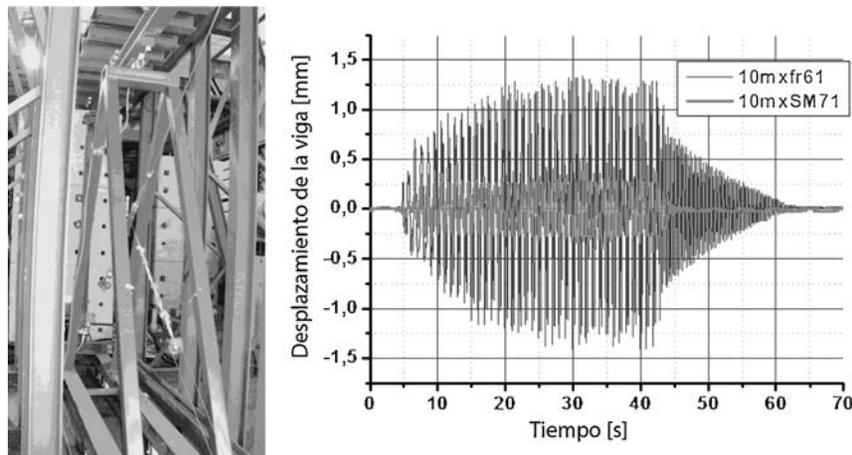


Figura 22. Pórtico de acero reforzado con diagonal equipada en la zona central con dispositivo de AMF y desplazamiento del pórtico vs tiempo para pórtico sin AMF en las diagonales y con AMF. Fuente: adaptado de [47].

carga-descarga, las AMF en fase austenita permiten grandes deformaciones al cargar sin apenas deformaciones remanentes tras la descarga. Además, las aplicaciones en fase austenita permiten obtener una respuesta lineal para tensiones bajas, mientras que se produce una bajada de rigidez importante para tensiones elevadas, lo que se traduce en un comportamiento muy apropiado para el control sísmico: la estructura responde elásticamente frente a sismos de poca intensidad, pero la rigidez disminuye notablemente frente a episodios sísmicos de mayor intensidad, permitiendo mayores deformaciones sin incrementos de las tensiones, a la vez que se permite el recentrado del elemento al desaparecer las tensiones. Una de las primeras aplicaciones reales de AMF superelásticas para refuerzo sísmico fue la rehabilitación de la basílica de San Francisco de Asís [35]. También destaca su utilización en el refuerzo de la torre del campanario de la iglesia de San Giorgio en Trignano en 1999 [36–39], presentada esquemáticamente en la figura 21, fruto de la investigación llevada a cabo en el proyecto ISTECH [38]. La estructura de obra de fábrica de la torre data del siglo XIV, y

fue dañada en un terremoto acaecido en 1996. La intervención consistió en la inserción de 4 barras de acero de pretensado en los vértices internos de la torre, con la finalidad de aumentar la resistencia a flexión de la torre. Se colocó un dispositivo de AMF, formado por varios alambres superelásticos, en serie con cada barra, con el objetivo de mantener constante la fuerza aplicada a la obra de fábrica, por debajo de los 20 kN, y de disipar energía ante nuevos sismos. En el año 2000 se produjo un episodio sísmico de 4,5 en la escala de Richter, tras el cual no se apreció daño alguno en la torre.

En el proyecto MANSIDE [40,41] se estudiaron las ventajas de la amortiguación martensítica en dispositivos pasivos de control sísmico. Los dispositivos de aislamiento frente a la vibración sísmica investigados utilizaban la capacidad de recentrado de la fase austenita (superelasticidad) y la gran capacidad de amortiguación de la fase martensita. La combinación, en diferentes proporciones, de aleaciones en fase austenita o martensita en los distintos dispositivos creados permitía obtener dispositivos a la carta en función de los requisitos.

Las aleaciones en base cobre, pese a su bajo módulo elástico, son de interés para algunas de estas aplicaciones, ya que tienen propiedades superelásticas a un coste menor que aleaciones Ni-Ti. En especial, las aleaciones CuAlBe han sido estudiadas con detalle [42–46] y presentan, según varios autores, mejores propiedades frente a cargas cíclicas y fluencia. Torra et al.[47] ensayaron un pórtico de acero, representado en la figura 22, en el que implementaron diagonales equipadas con AMF, tanto Ni-Ti como CuAlBe. Concluyeron que las aleaciones CuAlBe pueden funcionar tan bien como las de Ni-Ti siempre y cuando las máximas deformaciones en las AMF permanezcan cercanas al 40%. Además, los investigadores constataron que las AMF permitían reducir la amplitud de las oscilaciones a menos de la mitad respecto a las que se producirían en una estructura igual sin AMF en las diagonales.

4. Conclusiones

El presente artículo recoge el estado del conocimiento sobre los fundamentos de las AMF con relación a su posible aplicación en ingeniería estructural, centrándose especialmente en las aleaciones Ni-Ti. Las propiedades clave de las AMF para su aplicación en ingeniería civil son: efecto memoria de forma (o capacidad de recuperar la forma predefinida tras su calentamiento), superelasticidad (o capacidad de experimentar elevadas deformaciones inelásticas y volver a su estado inicial tras la descarga) y capacidad de amortiguamiento (capacidad de convertir energía mecánica en térmica para reducir movimientos y vibraciones). En el artículo se han presentado los aspectos básicos de la transformación martensítica y aplicaciones piloto basadas en las 3 propiedades fundamentales. Entre ellas se ha presentado unos ensayos recientes llevados a cabo en la UIB para lograr roturas dúctiles, con capacidad de aviso a cortante. Las ventajas principales de la utilización de las AMF con respecto de los materiales de refuerzo convencionales son la capacidad de pretensar sin elementos auxiliares en caso de utilizar el efecto memoria de forma, el aumento de la ductilidad y la capacidad de recuperación de la estructura frente a acciones extraordinarias al utilizar la superelasticidad y la sencillez en el diseño de dispositivos disipadores utilizando su capacidad de amortiguamiento. A día de hoy, el principal inconveniente es el elevado coste que presentan las AMF, si bien desarrollos recientes comentados a lo largo del artículo auguran el desarrollo de aleaciones a coste más competitivo, especialmente teniendo en cuenta que su campo de aplicación principal se centrará, a juicio de estos autores, en su uso en elementos singulares de la estructura, y no tratando de reemplazar el refuerzo convencional de forma generalizada. Se concluye que si bien el estudio de las aplicaciones de las AMF en ingeniería estructural es todavía muy reciente, las distintas aplicaciones piloto desarrolladas demuestran la enorme potencialidad de estas aleaciones y abren una prometedora vía de investigación y desarrollo, especialmente en el campo de la ciencia de materiales y en las aplicaciones ingenieriles orientadas al refuerzo de estructuras en zonas sísmicas, u otras acciones accidentales, y la rehabilitación de estructuras existentes.

Financiación

Este artículo se ha desarrollado en el marco del proyecto BIA2012-31432, cofinanciado por el Ministerio de Economía y Competitividad de España (MINECO) y el Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER).

Agradecimientos

Los autores desean agradecer al Dr. Chandrasekaran, de Special Materials and Technologies (SMATEC), su consejo y disposición para la fabricación de la helicoide de Ni-Ti superelástica.

Bibliografía

- [1] K. Otsuka, C.M. Wayman, *Shape Memory Materials*, Cambridge University Press, United Kingdom, 1998.
- [2] R. Santamarta, J. Pons, E. Cesari Alberich, Aliatges amb memòria de forma i les seves aplicacions: ortodòncies, detectors d'incendis i anticonceptius, *Revista de la SCQ* (2005) 26–38.
- [3] L.C. Chang, T.A. Read, Plastic deformation and diffusionless phase changes in metals. The Gold-Cadmium beta phase, *J. Met. Trans. AIME* 191 (1951) 47–52.
- [4] W.J. Buehler, J.V. Gilfrich, R.C. Wiley, Effect of low-temperature phase changes on the mechanical properties of alloys near composition TiNi, *J. Appl. Phys.* 34 (1963) 1475–1477.
- [5] A. Cladera, B. Weber, C. Leinenbach, C. Czaderski, M. Shahverdi, M. Motavalli, Iron-based shape memory alloys for civil engineering structures: An overview, *Constr. Build Mater.* 63 (2014) 281–293.
- [6] C. Czaderski, B. Hahnebach, M. Motavalli, RC beam with variable stiffness and strength, *Constr. Build Mater.* 20 (2006) 824–833.
- [7] P. Larrinaga Alonso, J.T. San José, D. García, L. Garmendia, Refuerzo a flexión de hormigón de bajas prestaciones mediante materiales compuestos de matriz inorgánica, *Hormigón y Acero* 63 (2012) 79–93.
- [8] M. Frenzel, R. Ortlepp, S. Scheerer, M. Curbach, Hormigón armado con textiles. Un material innovador, ligero y moldeable, *Hormigón y Acero* 64 (2013) 47–74.
- [9] L. Benito, L. Cosano, P. Ladret, Á. Rozas, P. Vilchez, Refuerzo de los tableros de la N-III sobre los aliviaderos de la presa de Alarcón, *Hormigón y Acero* 64 (2013) 77–98.
- [10] G. Song, N. Ma, H.N. Li, Applications of shape memory alloys in civil structures, *Eng. Struct.* 28 (2006) 1266–1274.
- [11] M.S. Alam, M.A. Youssef, M. Nehdi, Utilizing shape memory alloys to enhance the performance and safety of civil infrastructure: A review, *Can. J. Civ. Eng.* 34 (2007) 1075–1086.
- [12] S.R. Debbarma, S. Saha, Review of shape memory alloys applications in civil structures, and analysis for its potential as reinforcement in concrete flexural members, *Int. J. Civ. Struct. Eng.* 2 (2012) 924–941.
- [13] L. Janke, C. Czaderski, M. Motavalli, J. Ruth, Applications of shape memory alloys in civil engineering structures — Overview, limits and new ideas, *Mater. Struct.* 38 (2005) 578–592.
- [14] A. Cladera, E. Oller, C. Ribas, Pilot experiences in application of shape memory alloys in structural concrete, *J. Mater. Civ. Eng.* 26 (11) (2014), doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000974.
- [15] D.C. Lagoudas, *Shape Memory Alloys. Modeling and Engineering Applications*, Springer, New York, 2008.
- [16] T. Maruyama, H. Kubo, en: K. Yamauchi, I. Ohkata, K. Tsuchiya, S. Miyazaki (Eds.), *Shape Memory and Superelastic Alloys: Technologies and Applications*, Woodhead Publishing Limited, Cambridge (UK), 2011, pp. 141–159.
- [17] R. Desroches, J. McCormick, M. Delemont, Cyclic properties of superelastic shape memory alloy wires and bars, *J. Struct. Eng.* 130 (2004) 38–46.

- [18] A. Abdulridha, D. Palermo, S. Foo, F.J. Vecchio, Behavior and modeling of superelastic shape memory alloy reinforced concrete beams, *Eng. Struct.* 49 (2013) 893–904.
- [19] A. Zafar, B. Andrawes, Incremental dynamic analysis of concrete moment resisting frames reinforced with shape memory composite bars, *Smart Mater. Struct.* 22 (2) (2012).
- [20] H. Wang, A study of RC columns with shape memory alloys and engineered cementitious composites [MSc thesis], University of Nevada, Reno, 2004.
- [21] B. Reedlunn, S. Daly, J. Shaw, Superelastic shape memory alloy cables: Part I—Isothermal tension experiments, *Int. J. Solids Structures* 50 (2013) 3009–3026.
- [22] B. Reedlunn, S. Daly, J. Shaw, Superelastic shape memory alloy cables: Part II—Subcomponent isothermal responses, *Int. J. Solids Structures* 50 (2013) 3027–3044.
- [23] A. Marí, A. Cladera, J. Bairán, E. Oller, C. Ribas, Un modelo unificado de resistencia a flexión y cortante de vigas esbeltas de hormigón armado bajo cargas puntuales y repartidas, *Hormigón y Acero* 65 (274) (2014) 247–265.
- [24] A.K. Maji, I. Negret, Smart prestressing with shape-memory alloy, *J. Eng. Mech.* 124 (1998) 1121–1128.
- [25] C. Czaderski, M. Shahverdi, R. Brönnimann, C. Leinenbach, M. Motavalli, Feasibility of iron-based shape memory alloy strips for prestressed strengthening of concrete structures, *Constr. Build. Mater.* 56 (2014) 94–105.
- [26] W.J. Lee, B. Weber, G. Feltrin, C. Czaderski, M. Motavalli, C. Leinenbach, Stress recovery behaviour of an Fe-Mn-Si-Cr-Ni-VC shape memory alloy used for prestressing, *Smart Mater. Struct.* 22 (2013) 1–9.
- [27] N. Krstulovic-Opara, P.D. Thiedeman, Active confinement of concrete members with self-stressing composites, *ACI Struct. J.* 97 (2000) 297–308.
- [28] E. Choi, T.H. Nam, S.C. Cho, Y.S. Chung, T. Park, The behavior of concrete cylinders confined by shape memory alloy wires, *Smart Mater. Struct.* 17 (2008) 1–10.
- [29] B. Andrawes, M. Shin, N. Wierschem, Active confinement of reinforced concrete bridge columns using shape memory alloys, *J. Bridge Eng.* 15 (2010) 81–89.
- [30] M. Shin, B. Andrawes, Experimental investigation of actively confined concrete using shape memory alloys, *Eng. Struct.* 32 (2010) 656–664.
- [31] J. Park, E. Choi, K. Park, H.T. Kim, Comparing the cyclic behavior of concrete cylinders confined by shape memory alloy wire or steel jackets, *Smart Mater. Struct.* 20 (2011) 1–11.
- [32] M. Shin, B. Andrawes, Modeling and validation of RC columns seismically retrofitted using shape memory spiral, *Struct. Congr. - Proc. Struct. Congr.* (2012) 571–580.
- [33] C. Aire, R. Gettu, J.R. Casas, S. Marques, D. Marques, Estudio experimental y modelo teórico del hormigón confinado lateralmente con polímeros reforzados con fibras (FRP), *Mater. Construcc.* 60 (297) (2010) 19–31.
- [34] Q. Chen, B. Andrawes, H. Sehitoglu, Thermomechanical testing of FeNi-CoTi shape memory alloy for active confinement of concrete, *Smart Mater. Struct.* 23 (5) (2014).
- [35] V. Torra, A. Isalgue, F.C. Lovey, M. Sade, Shape memory alloys as an effective tool to damp oscillations, *J. Therm. Anal. Calorim.* 119 (2015) 1475–1533.
- [36] F. Auricchio, L. Faravelli, G. Magonette, V. Torra, *Shape Memory Alloys: Advances in Modelling and Applications*, CIMNE, Barcelona, 2001.
- [37] D. Fugazza, Use of Shape-memory alloy devices in earthquake engineering: Mechanical properties, advanced constitutive modelling and structural applications [PhD thesis], Università degli Studi di Pavia, 2005.
- [38] European Commission Development of innovative techniques for the improvement of stability of cultural heritage, in particular seismic protection. ISTeCH project. Research report No 13, 2001.
- [39] M. Motavalli, C. Czaderski, A. Bergamini, L. Janke, Shape memory alloys for civil engineering structures-on the way from vision to reality, *ACEE* 2 (2009) 81–94.
- [40] M. Dolce, D. Cardone, R. Marnetto, Implementation and testing of passive control devices based on shape memory alloys, *Earthqua. Eng. Struct. Dyn.* 29 (2000) 945–968.
- [41] M. Dolce, D. Cardone, F.C. Ponzo, Shaking-table tests on reinforced concrete frames with different isolation systems, *Earthqua. Eng. Struct. Dyn.* 36 (2007) 573–596.
- [42] V. Torra, A. Isalgue, F. Martorell, P. Terriault, F.C. Lovey, Built in dampers for family homes via SMA: An ANSYS computation scheme based on mesoscopic and microscopic experimental analyses, *Eng. Struct.* 29 (2007) 1889–1902.
- [43] J.F. Beltran, C. Cruz, R. Herrera, O. Moroni, Shape memory alloy CuAlBe strands subjected to cyclic axial loads, *Eng. Struct.* 33 (2011) 2910–2918.
- [44] F. Casciati, L. Faravelli, A passive control device with SMA components: From the prototype to the model, *J. Struct. Control. Health. Monit.* 16 (2009) 751–765.
- [45] S. Casciati, A. Marzi, Fatigue tests on SMA bars in span control, *Eng. Struct.* 33 (2011) 1232–1239.
- [46] A. Isalgue, C. Auguet, G. Carreras, V.S.M.A. Torra, (Cu-Based, NiTi) for use in damping: The implications of reliability for long time applications and aging behavior, *Funct. Mater Lett.* 5 (2012).
- [47] V. Torra, A. Isalgue, C. Auguet, G. Carreras, F. Casciati, F.C. Lovey, et al., SMA in mitigation of extreme loads in civil engineering: Study of their application in a realistic steel portico, *Appl. Mech. Mater.* 82 (2011) 278–283.

Hormigón y Acero es una publicación cuatrimestral de gran reputación entre las revistas científico-técnicas de calidad y avalada por una trayectoria de 65 años, en los que se ha constituido en un eficaz medio de difusión de nuevas técnicas, aplicaciones y productos. Se publica en versión impresa y electrónica.

Está dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades, centros de investigación y organismos públicos relacionados con la construcción de obra civil y edificación.

Se distribuye a suscriptores, socios de ACHE (empresas y profesionales) y numerosos órganos de la administración del Estado y las Comunidades Autónomas con competencias en el campo de la edificación y la construcción de obra civil (altos cargos y responsables de la toma de decisiones).

TARIFAS DE PUBLICIDAD 2016 (IVA no incluido)

| | |
|---|---------|
| Interior de portada color | 1.000 € |
| Interior de portada desplegable a color | 1.750 € |
| Exterior de la contraportada color | 1.050 € |
| Interior de contraportada color | 950 € |
| Página color | 900 € |
| Media página color | 550 € |
| Página en blanco y negro | 600 € |
| Media página en blanco y negro | 400€ |

CONSULTE DESCUENTOS Y CONDICIONES

editorhya@e-ache.com



Original

Cálculo de la velocidad de propagación de la fisura debido a fragilización por hidrógeno

Calculation of the crack propagation rate due to hydrogen embrittlement

Javier Sánchez^{a,*}, Álvaro Ridruejo^b, Eduardo Muñoz^a, Carmen Andrade^a, José Fullea^a
y Pedro de Andres^c

^a Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc-CSIC), Madrid, España

^b Departamento de Ciencia de Materiales, Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España

^c Instituto de Ciencias de Materiales de Madrid (ICMM-CSIC), Cantoblanco, Madrid, España

Recibido el 23 de abril de 2015; aceptado el 15 de enero de 2016

Disponible en Internet el 1 de octubre de 2016

Resumen

La durabilidad de los aceros de alta resistencia en medios agresivos está condicionada por la fragilización por hidrógeno. La fragilización por hidrógeno está presente en muchos de los fallos de estructuras o componentes de acero. En estudios anteriores se ha mostrado el efecto del hidrógeno intersticial dentro de la red de hierro a nivel atómico, y se concluía que el hidrógeno no establece enlace químico con el hierro pero introduce tensiones internas que debilitan los enlaces hierro-hierro y disminuyen la tenacidad de fractura. En el presente trabajo se ha simulado la propagación de una fisura en una matriz de hierro en presencia de hidrógeno. Se han acoplado factores como el transporte de hidrógeno, los gradientes de tensiones y la variación de la tenacidad de fractura en un modelo multifísico de elementos finitos. El comportamiento en fractura se ha simulado mediante dos leyes cohesivas, una lineal y otra polinómica. Los resultados muestran que existe una influencia de la ley cohesiva sobre la propia velocidad de propagación de la fisura y el perfil de concentración de hidrógeno.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Fragilización por hidrógeno; Acero; Velocidad de propagación de la fisura; Simulación multifísica

Abstract

The durability of high strength steels in aggressive media is determined by the presence of hydrogen, in particular hydrogen embrittlement processes. Hydrogen embrittlement is present in many of the failures of structures made with steel components. The effect of interstitial hydrogen within the network of iron has been investigated in previous studies at the atomic level. It is concluded that the main role of hydrogen is not to establish chemical bonds with iron atoms, but to introduce internal stresses that weaken the interactions between iron atoms and decrease fracture toughness. In this work, the spread of a crack has been stimulated inside a matrix of iron in the presence of hydrogen. Hydrogen transport, stress distributions, and the evolution of fracture toughness were analysed together in a multi-physics finite element model. The behaviour in the fracture was simulated using two different models for the cohesive law, one lineal and the other polynomial. Results show that the choice for the cohesive law influences the crack propagation rate and the hydrogen concentration profiles.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Hydrogen embrittlement; Steel; Crack propagation rate; Multiphysics calculation

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: javier.sanchez@csic.es (J. Sánchez).

1. Introducción

La fragilización por hidrógeno (FH) es una de las principales causas de fallo en los componentes metálicos expuestos a ambientes agresivos y puede estar asociada a otros tipos de degradación, como es la corrosión o la corrosión bajo tensión [1–3]. Desde el punto de vista teórico, existen diversas aproximaciones al fenómeno de la FH que pueden reproducir en mayor o menor medida el comportamiento de los diferentes metales o aleaciones frente a la FH [4–15]. En el caso del acero ferrítico se ha demostrado que el hidrógeno no establece enlace con los átomos de Fe [16], siendo su papel principal introducir tensiones/distorsiones en la red bcc del hierro (α -Fe) que condicionan el camino de difusión del hidrógeno intersticial [17,18] y debilitan el enlace Fe-Fe [9], o lo que es lo mismo, reduce la energía de fractura del acero [4,6,19,20].

Centrándonos en el caso del acero, existe una amplia bibliografía dedicada al fenómeno de difusión en función del medio y considerando las diferentes trampas existentes y su desorción [21,22], y también el comportamiento mecánico y la reducción en la tenacidad de fractura [2,8,23]. Por otra parte, desde la mecánica de fractura se ha abordado el problema del crecimiento de las fisuras desde diferentes puntos de vista, siendo uno de los más utilizados el modelo de fisura cohesiva cuando se trata de estudiar el crecimiento de una fisura discreta [24–26]. Algunos autores han aplicado esta metodología para el caso de la FH en aceros [10].

El objetivo de este artículo es desarrollar un método de cálculo que permita estimar la velocidad de propagación de la fisura comparando dos curvas de ablandamiento distintas para el caso de un acero ferrítico: una curva lineal [10] y otra tipo escalón de Heaviside (aproximada por un polinomio de grado 6) [27].

2. Metodología

A continuación se presenta la metodología adoptada para simular la propagación de una fisura por FH teniendo en cuenta: a) el transporte de hidrógeno hacia la zona en proceso de fractura donde existe un gradiente de tensiones; b) la generación de hidrógeno en la superficie de la fisura, y por último c) se ha aplicado un modelo de fisura cohesiva que incluye una penalización por la presencia de hidrógeno.

2.1. Difusión de hidrógeno en el acero

En este trabajo se ha considerado únicamente el hidrógeno intersticial presente en la red de hierro, no teniéndose en cuenta el hidrógeno que se encuentra en defectos o en trampas. La base teórica sobre el transporte de hidrógeno en los metales se encuentra ampliamente desarrollada en la literatura [12,13], por lo que solo se mostrarán las ecuaciones básicas. Se parte de la hipótesis de que el flujo de hidrógeno viene definido por el gradiente del potencial químico según la ley de Fick [4]:

$$\mathbf{J} = -MC\nabla\mu \quad (1)$$

donde J es el flujo de hidrógeno, M se corresponde con la movilidad del propio gas, C es la concentración y μ es el potencial químico.

El proceso de difusión está relacionado con la tensión a través de la presión hidrostática $p = Tr(\sigma)/3$, que a su vez forma parte de la ecuación del potencial químico del hidrógeno [4]:

$$\mu = \mu_0(T) + RT \ln C - pV_H \quad (2)$$

donde T es la temperatura, $R = 8.314 \text{ J/(mol K)}$, K es la constante universal de los gases, V_H es el volumen molar parcial del hidrógeno y C es la concentración. El coeficiente de difusión viene definido por $D = MR T$. A partir de las ecuaciones 1 y 2 se obtiene:

$$-\mathbf{J} = D\nabla C - \frac{DV_H}{RT} C\nabla p \quad (3)$$

A continuación se añade la ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{j} = 0 \quad (4)$$

Y finalmente, combinando las ecuaciones 3 y 4, obtenemos la ecuación de difusión que rige este proceso:

$$\frac{\partial C}{\partial t} - D\nabla^2 C + \frac{DV_H}{RT} \nabla C \nabla p = -\frac{DV_H}{RT} C\nabla^2 p \quad (5)$$

2.2. Generación de hidrógeno en la superficie de la fisura

Las condiciones de contorno aplicadas en este modelo se basan en la adsorción de hidrógeno en equilibrio con el medio y que a su vez depende de las tensiones mecánicas [10]. Esta condición de contorno se aplica sobre la superficie de la fisura:

$$C = C_{eq}(p) = C_{eq}(0) e^{pV_H/RT} \quad (6)$$

donde $C_{eq}(p)$ es la concentración en equilibrio en la superficie de la fisura a la presión hidrostática correspondiente a 1/3 de la traza del tensor de tensiones, p , y $C_{eq}(0)$ corresponde con la concentración en equilibrio a la presión hidrostática de valor cero [10].

Mediante la ecuación de Langmuir podemos relacionar la adsorción de hidrógeno sobre la superficie de acero con la concentración en equilibrio sobre dicha superficie metálica (temperatura constante):

$$\theta = \frac{C}{C + e^{-\frac{\Delta g_b^0}{RT}}} \quad (7)$$

En esta ecuación se define Δg_b^0 como la diferencia de energía para el hidrógeno sobre la superficie de la fisura y para el hidrógeno dentro de la red de hierro.

2.3. Descripción de las leyes cohesivas en presencia de hidrógeno

Las técnicas de la mecánica de fractura ofrecen diversas formas para abordar el problema de la propagación de fisuras en los materiales. Una de ellas es la aplicación de la ley cohesiva, en la que se establece que la separación entre dos planos del

material (u) está relacionada con la tensión (f) a través de una ecuación o ley, de tal forma que el área que encierra la curva f - u está relacionada con la energía de fractura (G_f):

$$G_f = \int_0^{u_f} f(u) du \tag{8}$$

donde u_f es la separación crítica a partir de la cual se considera que el material se encuentra completamente descohesionado y ya no transfiere carga. Por otra parte, de acuerdo con la ecuación de Irwin [28], se puede establecer una relación entre la energía de fractura y la tenacidad de fractura, que para el caso de deformación plana es:

$$G_f = \frac{K_C^2}{E(1-\nu^2)} \tag{9}$$

El comportamiento en fractura se ha simulado mediante dos leyes cohesivas diferentes, $f(u)$: a) una función escalón de Heaviside que describe una transición abrupta, y b) una ley cohesiva lineal que representa una transición gradual. La primera ($Coh_{nolin}(u)$) está relacionada con la propuesta por Elices et al. [27]. Como aproximación a dicha ley se ha empleado un polinomio de grado 6 y la parte final se ha ajustado con una exponencial para facilitar la convergencia del programa de elementos finitos.

$$Coh_{nolin}(u) = \begin{cases} f_t - B_{nolin}u^6 & , u < 0,95u_f \\ (f_t - B_{nolin}(0,95u_f)^6) e^{((0,95u_f-u)20 \times 10^5)} & , u > 0,95u_f \end{cases} \tag{10}$$

donde $B_{nolin} = f_t/u_f^6$ y f_t es la tensión inicial cuando $u=0$, equivalente a la resistencia a tracción del material. Diversos autores proponen que este valor es aproximadamente 4 veces el límite elástico, σ_{y0} [10]. En el presente estudio se ha decidido mantener este criterio para poder facilitar la comparación con los resultados de la literatura, aunque puede dar lugar a valores de f_t poco realistas. Si se pretende adaptar el modelo a un material de interés en particular, el valor de f_t se debería determinar experimentalmente.

$$f_t = 4\sigma_{y0} \tag{11}$$

La segunda ley cohesiva que se va a utilizar está relacionada con los estudios de Serebrinsky et al. [10] ($Coh_{lin}(u)$). Esta ley se caracteriza por tener un comportamiento lineal, que responde a las siguientes ecuaciones:

$$Coh_{lin}(u) = \begin{cases} f_t - B_{lin}u & , u < u_f \\ 0 & , u > u_f \end{cases} \tag{12}$$

donde $B_{lin} = f_t/u_f$.

Experimentalmente se ha observado que la tenacidad de fractura en el acero disminuye en presencia de hidrógeno [29]. Cálculos *ab initio* realizados por Jiang y Carter [19] proponen la siguiente ecuación que relaciona el factor de reducción de la energía de fractura (Q) con el recubrimiento de hidrógeno (θ):

$$Q = 1 - 1,0467\theta + 0,1687\theta^2 \tag{13}$$

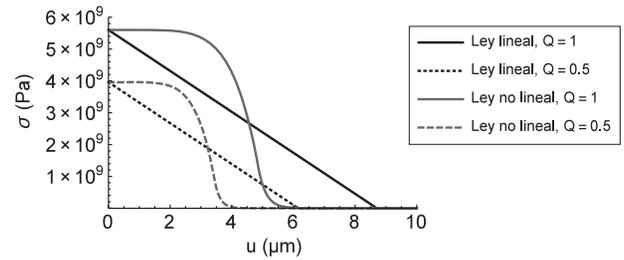


Figura 1. Funciones de ablandamiento lineal sin hidrógeno ($Q=1$), lineal con hidrógeno ($Q=0,5$), no lineal sin hidrógeno ($Q=1$) y no lineal con hidrógeno ($Q=0,5$).

Por lo tanto, en el estudio por elementos finitos del proceso de FH es necesario actualizar la energía de fractura, G_f^{HE} , en función de la concentración de hidrógeno, C . Una opción es aplicar el factor Q directamente sobre la energía de fractura, lo cual supone una reducción en la tensión inicial de la curva de ablandamiento f_t . Al hacerlo de esta forma no se penaliza la separación crítica u_f , únicamente la tensión máxima f_t . A escala microestructural, la FH se caracteriza por la aparición de facetitas de clivaje, que conllevan una rotura del material con menos deformación que la que le correspondería por una rotura dúctil. Para lograr este efecto, se propone la siguiente ecuación, donde, a través de un cambio de variables, se modifica la ley cohesiva disminuyendo tanto f_t como u_f en función de la concentración de hidrógeno C :

$$G_f^{HE} = G_f Q(C) = (Q(C_H))^{1-x} \int_0^{Q^x u_f} f\left(\frac{u}{(Q(C_H))^x}\right) du \tag{14}$$

donde el parámetro x es una constante entre 0 y 1. Las simulaciones se han realizado para $x=0,4$.

En la figura 1 se muestran las leyes cohesivas empleadas en el estudio para: a) el caso de que no haya hidrógeno ($Q=1$), y b) el caso en que el hidrógeno actúe reduciendo la energía de fractura por un factor $Q=0,5$.

3. Resultados numéricos

A continuación se muestran los resultados obtenidos en las simulaciones de elementos finitos donde se muestra el efecto del gradiente de tensiones sobre la difusión del hidrógeno dentro del acero y el cálculo de la propagación de la fisura debida a la FH.

3.1. Análisis del efecto del gradiente de tensiones sobre la concentración de hidrógeno

En primer lugar se muestra la variación de la concentración por efecto de las tensiones mecánicas, considerando únicamente el comportamiento elástico-lineal del material. Se ha simulado una placa de dimensiones $1 \times 1 \text{ mm}^2$ y dos entallas circulares simétricas en la parte central de $0,2 \text{ mm}$ de radio. Los cálculos se realizaron para dos escenarios distintos, uno de tracción y otro de compresión, a una tensión remota constante de 400 MPa .

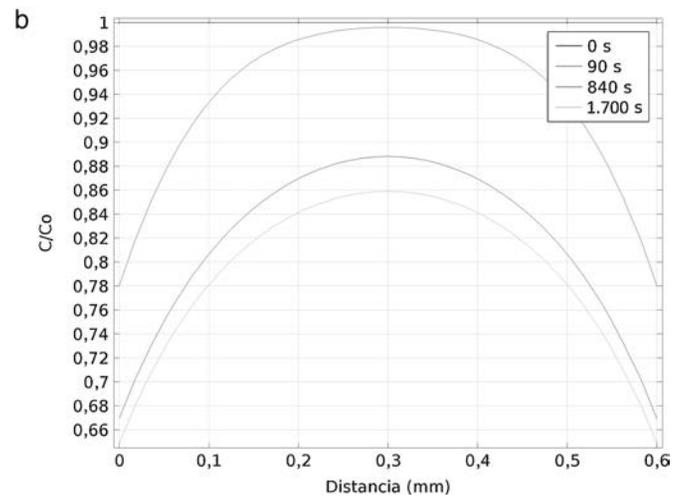
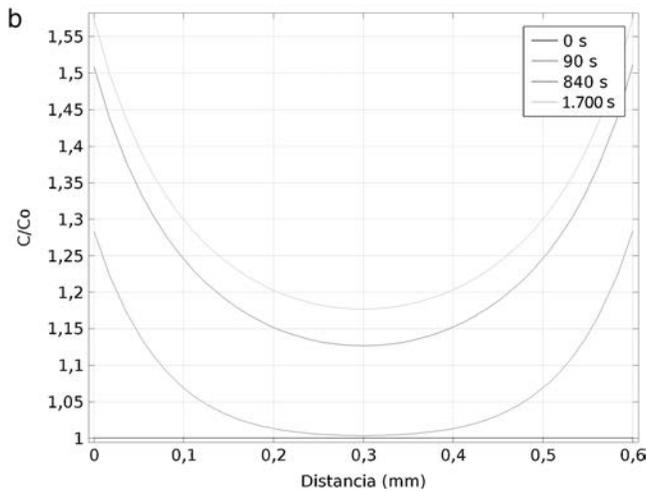
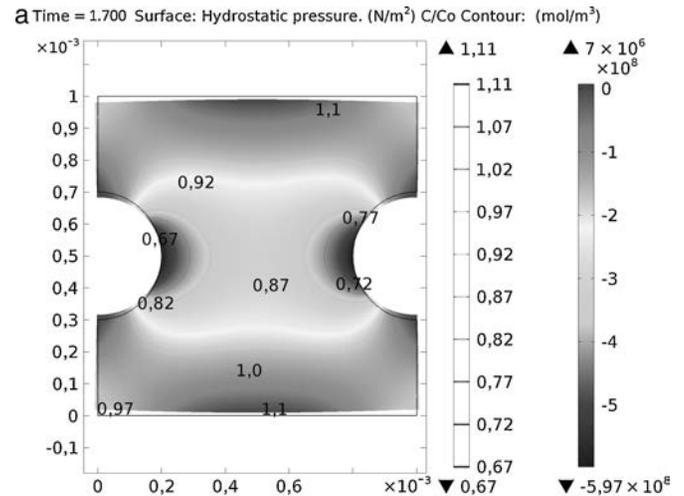
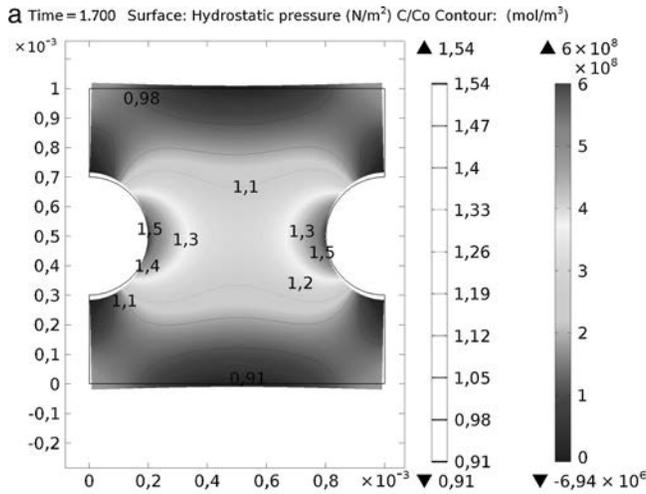


Figura 2. Probeta entallada y sometida a tensión de tracción. a) presión hidrostática, deformación aumentada 10 veces y líneas de isoconcentración para $t = 1.700$ s; b) perfil de concentraciones a diferentes tiempos ($t = 0, 90, 840$ y 1.700 s) en el ligamento entre las entallas.

Figura 3. Probeta entallada y sometida a tensión de compresión. a) presión hidrostática, deformación aumentada 10 veces y líneas de isoconcentración para $t = 1.700$ s; b) perfil de concentración a diferentes tiempos ($t = 0, 90, 840$ y 1.700 s) en el ligamento entre las entallas.

Respecto al transporte de hidrógeno, se parte de una concentración constante inicial de $C_0 = 10^{-5}$ mol/m³, sin aporte adicional de hidrógeno, y se define el transporte de hidrógeno según la ecuación (5). Se ha empleado un coeficiente de difusión de 10^{-10} m²/s, dado experimentalmente por diversos autores [10,21] y que, según los cálculos *ab initio* realizados, se corresponde para unas condiciones de concentración de hidrógeno relativamente alta [17].

Para la resolución mediante el programa COMSOL Multiphysics se ha optado por un *solver* directo (SPOOLES), con una tolerancia relativa de 10^{-5} , un paso temporal de 10 s y un rango de tiempo de 1.700 s. La malla se ha realizado con elementos triangulares, empleándose más de 6.500 para estas simulaciones.

Las figuras 2 y 3 muestran la entalla deformada por la acción del campo de tensiones (presión hidrostática) junto con las líneas de isoconcentración. Los resultados demuestran que existe una acumulación de hidrógeno en las zonas bajo tracción, mientras que en las zonas comprimidas la concentración de hidrógeno disminuye. En el caso del modelo sometido a tracción la máxima tensión se produce en las proximidades de la entalla, alcanzando

un valor de tensión de Von Mises de 1.350 MPa o una presión hidrostática de 600 MPa. En este punto, a los 1.700 s se llega a alcanzar una concentración de $C/C_0 = 1,57$. En la figura 2 b) se muestra la evolución de la concentración de hidrógeno, C/C_0 , en el ligamento entre las entallas para los tiempos 0, 90, 840 y 1.700 s. La concentración aumenta en los primeros momentos y luego tiende a estabilizarse, tanto en el centro como en las zonas más traccionadas.

En la figura 3 se muestra el mismo comportamiento, pero en este caso cuando la muestra se encuentra sometida a esfuerzos de compresión. En el punto de mayor tensión de compresión se produce una migración del hidrógeno que, para el tiempo de 1.700 s, es de $C/C_0 = 0,65$. En el ligamento que une las dos entallas se produce una pérdida de hidrógeno, que es mayor en la zona más próxima a la entalla.

En la figura 4 se muestra la evolución de la concentración de hidrógeno, C/C_0 , con el tiempo en el punto de mayor tensión de Von Mises. En el caso de la simulación bajo tensión se produce una acumulación de hidrógeno, mientras que cuando se encuentra sometida a compresión, se produce una disminución

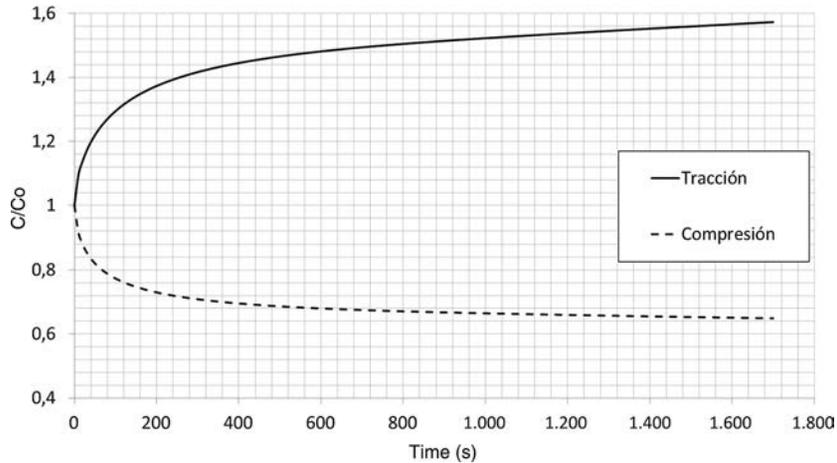


Figura 4. Evolución de la concentración de hidrógeno en el punto de mayor tensión de Von Mises en la zona de la entalla.

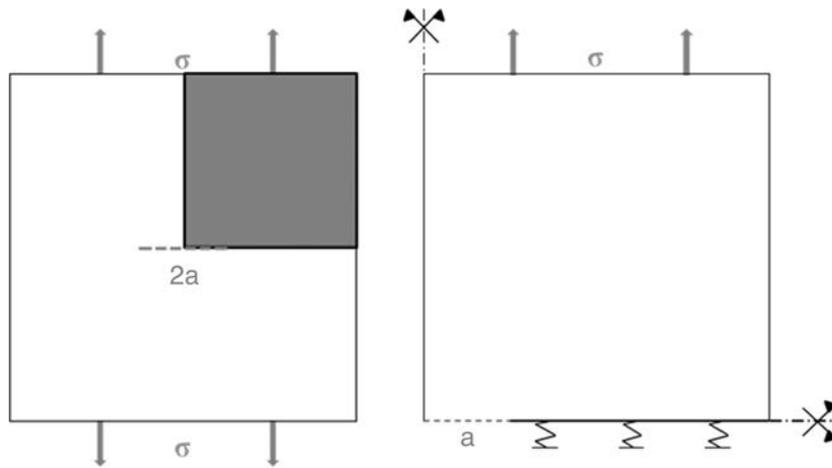


Figura 5. Izquierda: esquema de la probeta y las condiciones de contorno; derecha: geometría que se ha simulado por elementos finitos con las condiciones de contorno y de simetría.

en la concentración. Para el tiempo de simulación que se ha considerado, se puede observar que el efecto de las tensiones mecánicas influye sobre el transporte de hidrógeno de forma no despreciable, y que es necesario tenerlas en cuenta para simular la propagación de las fisuras por FH.

3.2. Cálculo de la velocidad de propagación de fisura por fragilización por hidrógeno

Para las simulaciones de la propagación de la fisura por FH se ha considerado una placa de acero de $20 \times 20 \text{ mm}^2$ con una prefisura, $2a = 0,8 \text{ mm}$. Tanto la parte superior como la inferior están sometidas a una carga distribuida en toda su longitud (fig. 5). Existen dos planos de simetría perpendiculares al eje vertical y horizontal que atraviesan la probeta por su centro, que permite simplificar el cálculo a $1/4$ de la probeta. Se ha considerado que el camino de propagación de la fisura coincide con el eje x . En este eje se ha introducido la ley cohesiva correspondiente a una condición de contorno tipo muelle no lineal, donde se ha tenido en cuenta el desplazamiento, $2u$, como apertura de la fisura en la ley cohesiva.

Tabla 1
Propiedades mecánicas

| E (GPa) | ν | ρ (kg/m ³) | K_{IC} (MPa $\sqrt{\text{m}}$) |
|-----------|-------|-----------------------------|-----------------------------------|
| 207 | 0,3 | 7.850 | 75 |

La tensión remota aplicada (σ) es de 1.400 MPa. La concentración inicial de hidrógeno es nula, y se ha considerado que la entrada de hidrógeno se produce en la superficie de la fisura según la ecuación 2. En las tablas 1 y 2 se muestran las constantes mecánicas y de transporte de hidrógeno en el acero.

En la figura 6 se muestra el resultado de la simulación para el caso de la ley cohesiva lineal y para un tiempo de 350 s. En esta figura se puede observar que la fisura ya ha comenzado a propagarse; se partía de una fisura de $4 \times 10^{-4} \text{ m}$. También se observa que se produce una acumulación de hidrógeno en la zona

Tabla 2
Parámetros de transporte del hidrógeno en el acero

| D_{eff} (m ² /s) | V_H (m ³ /mol) | Δg_b^0 (kJ/mol) |
|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| 10^{-10} | $2 \cdot 10^{-6}$ | 30 |

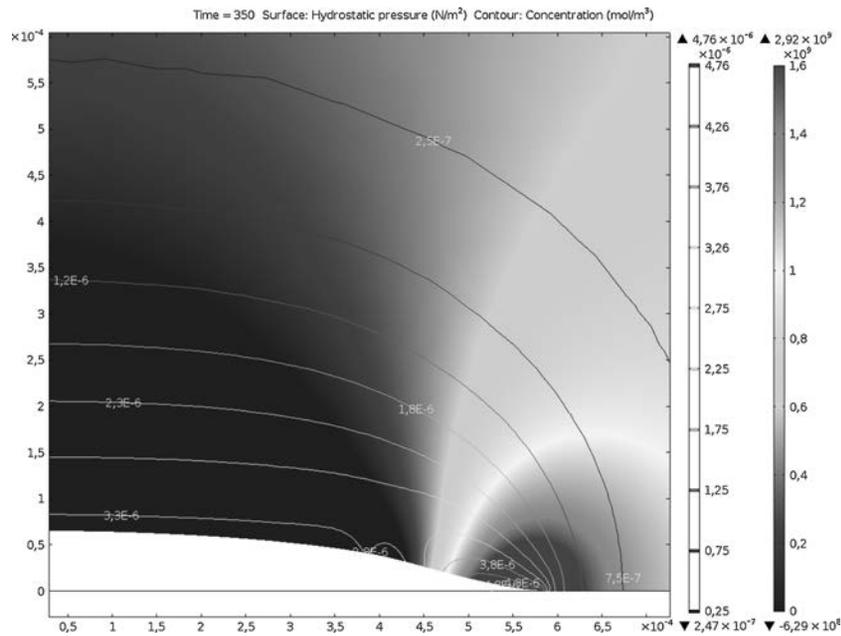


Figura 6. Resultados de presión hidrostática y líneas de isoconcentración de hidrógeno para el caso de la ley cohesiva lineal y para t = 350 s. Deformada × 10 en el eje y.

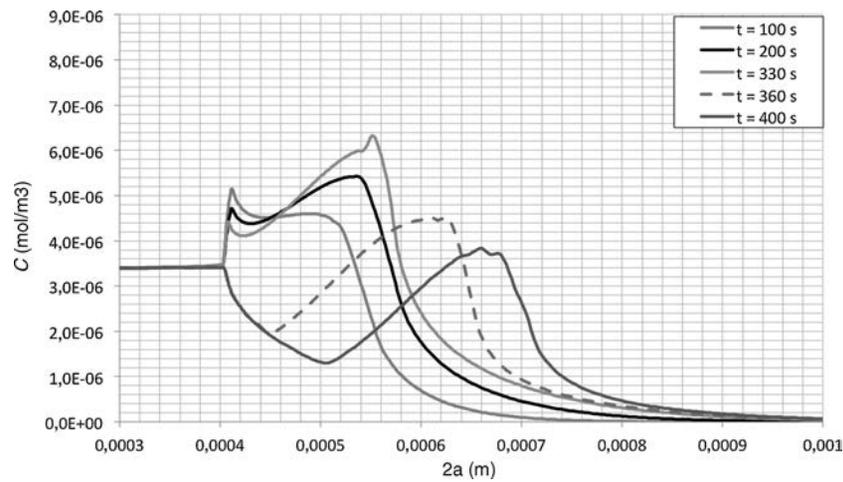


Figura 7. Concentración de hidrógeno en el frente de la fisura para el caso de una ley cohesiva lineal.

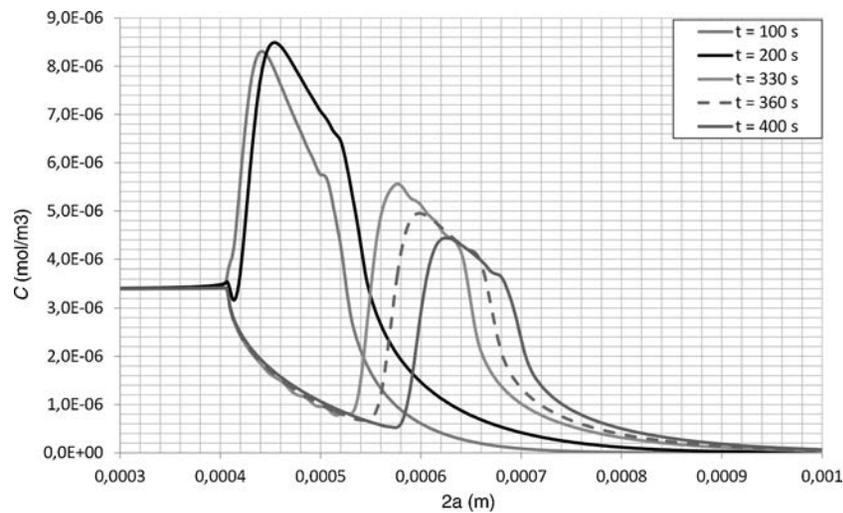


Figura 8. Concentración de hidrógeno en el frente de la fisura para el caso de una ley cohesiva no-lineal.

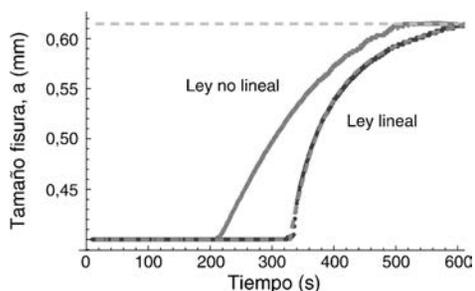


Figura 9. Posición del frente de la fisura para las dos leyes cohesivas: resultados de la simulación (línea continua) y ajuste a una ecuación exponencial (línea discontinua).

en proceso de fractura. En las figuras 7 y 8 se muestra la concentración de hidrógeno en el frente de la fisura para diferentes tiempos. Independientemente de la ley cohesiva aplicada, se produce un máximo de la concentración de hidrógeno en el frente de la fisura, que se va desplazando a medida que se produce la propagación de la misma. De forma cualitativa, se observa que la concentración máxima de hidrógeno es más puntual para el caso de la ley lineal (fig. 7), mientras que para el caso de la ley no-lineal se produce una acumulación más distribuida (fig. 8).

Para analizar la posición del frente de la fisura se ha considerado la posición del punto que alcanza la separación crítica u_f . En la figura 9 se muestra la posición del frente de la fisura para ambas leyes cohesivas. En el caso de una ley no-lineal, el comienzo de la propagación se produce para un tiempo inferior, 200 s, frente a más de 330 s para el caso de la ley lineal. Sin embargo, a los 600 s alcanzan el mismo valor en la posición del frente de la fisura. En ambos casos la propagación de la fisura tiene lugar de forma discontinua, con saltos de aproximadamente $2 \mu\text{m}$ (fig. 10). Para el tratamiento de datos se han ajustado las curvas a una función exponencial.

Derivando las curvas anteriores se obtiene la velocidad de propagación de la fisura (*Crack Propagation Rate* [CPR]). En la figura 11 se muestran los valores de CPR en función del factor de intensidad de tensiones, K_I , para ambas leyes cohesivas, obteniéndose valores ligeramente superiores en el caso de la ley lineal. Para estas condiciones de simulación se produce la parada de la fisura. Al aumentar el tamaño de la fisura, a , se produce una mayor concentración de hidrógeno en la sección resistente, no solo en el frente de la fisura. Como consecuencia de un aumento de la concentración de hidrógeno en la zona en proceso de frac-

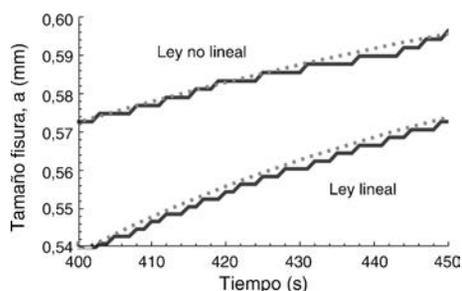


Figura 10. Detalle de la posición del frente de la fisura para las dos leyes cohesivas: resultados de la simulación (línea continua) y ajuste a una ecuación exponencial (línea discontinua).

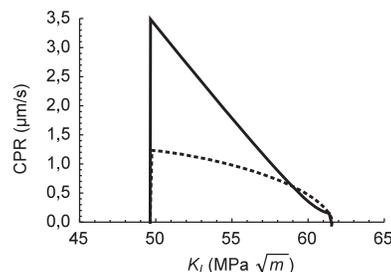


Figura 11. Velocidad de propagación de la fisura versus factor de intensidad de tensiones: en trazo continuo el resultado para la ley lineal y en trazo discontinuo el resultado para la ley no lineal.

tura se produce una disminución de la tenacidad de fractura que induce la fractura frágil del componente, que por ser inestable ya no puede ser capturada por la simulación.

4. Conclusiones

Se ha observado que la velocidad de propagación de la fisura depende de la ley cohesiva empleada. La ley cohesiva influye sobre la distribución de tensiones en el frente de la fisura, y este a su vez modifica la concentración de hidrógeno. De esta forma, la ley cohesiva lineal produce una concentración de tensiones en una región más localizada que la ley no lineal. Del mismo modo, la concentración de hidrógeno en el caso de la ley lineal produce un aumento de la concentración de forma puntual, mientras que en el caso de la ley no lineal se produce una mayor acumulación de hidrógeno en el frente de la fisura.

La ley cohesiva también influye sobre el tiempo de iniciación hasta que se produce la propagación de la fisura. La mayor acumulación de hidrógeno para la ley no lineal produce una mayor reducción de la tenacidad de fractura y, por lo tanto, el inicio más temprano de la propagación de la fisura.

En ambos casos se capta la propagación discontinua de la fisura con saltos aproximadamente de $2 \mu\text{m}$, lo cual coincide con resultados experimentales [4,10].

Para las condiciones de simulación introducidas se produce una parada de la fisura al crecer el tamaño de la misma hasta que se produce la ruptura frágil del elemento simulado. Este resultado se explica por la acumulación de hidrógeno en el ligamento resistente que compite con la propagación de la fisura debida a la concentración de hidrógeno de forma local en el frente de la fisura.

Financiación

Los autores desean agradecer al Ministerio de Ciencia e Innovación por la financiación recibida en el proyecto BIA2013-47892-P.

Bibliografía

- [1] J. Sanchez, J. Fullea, C. Andrade, C. Alonso, Stress corrosion cracking mechanism of prestressing steels in bicarbonate solutions, Corros. Sci. 49 (11) (2007) 4069–4080.
- [2] M. Elices, L. Caballero, A. Valiente, J. Ruiz, A. Martín, Hydrogen embrittlement of steels for prestressing concrete: The FIP and DIBt tests, Corrosion. 64 (2) (2008) 164–174.

- [3] M. Elices, A. Valiente, L. Caballero, M. Iordachescu, J. Fullea, J. Sánchez-Montero, et al., Failure analysis of prestressed anchor bars, *Eng. Fail. Anal.* 24 (2012) 57–66.
- [4] J. Song, W.A. Curtin, Mechanisms of hydrogen-enhanced localized plasticity: An atomistic study using α -Fe as a model system, *Acta Mater.* 68 (2014) 61–69.
- [5] R.P. Gangloff, H.M. Ha, J.T. Burns, J.R. Scully, Measurement and modeling of hydrogen environment-assisted cracking in Monel K-500, *Metall. Mater. Trans. A.* 45 (2014) 3814–3834.
- [6] J. Song, W.A. Curtin, Atomic mechanism and prediction of hydrogen embrittlement in iron, *Nat Mater.* 12 (2) (2013) 145–151.
- [7] A. Castedo, J. Sanchez, J. Fullea, C. Andrade, P.L. de Andres, Hydrogen induced changes in structural properties of iron: Ab initio calculations, *RILEM Bookseries* (2012) 79–84.
- [8] J. Sánchez, J. Fullea, C. Andrade, High strength steels fracture toughness variation by the media, en: C. Andrade, G. Mancini (Eds.), *Modelling of Corroding Concrete Structures*, Springer, Netherlands, vol. 5 of the series *RILEM Bookseries*, 2011, pp. 137–146.
- [9] A. Castedo, J. Sanchez, J. Fullea, M.C. Andrade, P.L. de Andres, Ab initio study of the cubic-to-hexagonal phase transition promoted by interstitial hydrogen in iron, *Phys. Rev. B.* 84 (9) (2011) 094101.
- [10] S. Serebrinsky, E.A. Carter, M. Ortiz, A quantum-mechanically informed continuum model of hydrogen embrittlement, *J Mech. Phys. Solids* 52 (10) (2004) 2403–2430.
- [11] Birnbaum HK, Robertson IM, Sofronis P. Hydrogen effects on plasticity. En: Lepinoux J, Maziere D, Pontikis V, Saada G, editores. *Multiscale Phenomena in Plasticity: From Experiments to Phenomenology, Modelling and Materials*, 2000. p. 367-81.
- [12] R.A. Oriani, P.H. Josephic, Equilibrium and kinetic studies of hydrogen-assisted cracking of steel, *Acta Metall.* 25 (9) (1977) 979–988.
- [13] R.A. Oriani, Mechanistic theory of hydrogen embrittlement of steels, *Ber. Bunsen-Ges. Phys. Chem.* 76 (8) (1972) 848–857.
- [14] D.P. Williams, H.G. Nelson, Evaluation of hydrogen embrittlement mechanisms, *Metall Trans.* 2 (7) (1971), 1987-&.
- [15] D.G. Westlake, A generalized model for hydrogen embrittlement, *Trans Q* 62 (4) (1969), 1000-1006.
- [16] J. Sanchez, J. Fullea, C. Andrade, P.L. de Andres, Hydrogen in α -iron: Stress and diffusion, *Phys. Rev. B* 78 (1) (2008).
- [17] J. Sanchez, J. Fullea, M.C. Andrade, P.L. de Andres, Ab initio molecular dynamics simulation of hydrogen diffusion in α -iron, *Phys. Rev. B.* 81 (13) (2010).
- [18] J. Sanchez, J. Fullea, C. Andrade, P.L. de Andres, Hydrogen embrittlement of high strength steels, *Defect Diffus Forum* 289-292 (2009) 203–209.
- [19] D.E. Jiang, E.A. Carter, First principles assessment of ideal fracture energies of materials with mobile impurities: Implications for hydrogen embrittlement of metals, *Acta Mater.* 52 (16) (2004) 4801–4807.
- [20] J. Song, W.A. Curtin, A nanoscale mechanism of hydrogen embrittlement in metals, *Acta Mater.* 59 (4) (2011) 1557–1569.
- [21] D.M. Li, R.P. Gangloff, J.R. Scully, Hydrogen trap states in ultrahigh-strength AERMET 100 steel, *Metall. Mater. Trans. A.* 35A (3) (2004) 849–864.
- [22] R.L.S. Thomas, D.M. Li, R.R. Gangloff, J.R. Scully, Trap-governed hydrogen diffusivity and uptake capacity in ultrahigh-strength AERMET 100 steel, *Metall. Mater. Trans. A.* 33 (7) (2002) 1991–2004.
- [23] J. Toribio, E. Ovejero, Failure analysis of cold drawn prestressing steel wires subjected to stress corrosion cracking, *Eng. Fail. Anal.* 12 (5) (2005) 654–661.
- [24] J.M. Sancho, J. Planas, J.C. Galvez, E. Reyes, D.A. Cendon, An embedded cohesive crack model for finite element analysis of mixed mode fracture of concrete, *Fatigue Fract. Eng. M.* 29 (12) (2006) 1056–1065.
- [25] B. Sanz, J. Planas, J.M. Sancho, An experimental and numerical study of the pattern of cracking of concrete due to steel reinforcement corrosion, *Eng. Fract. Mech.* 114 (2013) 26–41.
- [26] A.M. Fathy, B. Sanz, J.M. Sancho, J. Planas, Determination of the bilinear stress-crack opening curve for normal- and high-strength concrete, *Fatigue Fract Eng M.* 31 (7) (2008) 539–548.
- [27] M. Elices, G.V. Guinea, J. Gómez, J. Planas, The cohesive zone model: Advantages, limitations and challenges, *Eng. Fract. Mech.* 69 (2) (2002) 137–163.
- [28] G.R. Irwin, Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate, *J Appl. Mech.* 24 (1957) 361–364.
- [29] D.G. Enos, J.R. Scully, A critical-strain criterion for hydrogen embrittlement of cold-drawn, ultrafine pearlitic steel, *Metall. Mater. Trans. A.* 33 (4) (2002) 1151–1166.

Original

Hacia un conjunto de especificaciones argentinas para el control de la fisuración en estructuras con requerimientos de estanqueidad

Towards a set of Argentine specifications for crack control in structures with tightness requirements

Hugo Juan Donini

Ingeniero Civil e Hidráulico. Investigador y docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (sede Trelew), Trelew, Chubut, Argentina

Recibido el 23 de marzo de 2015; aceptado el 22 de diciembre de 2015
Disponible en Internet el 3 de marzo de 2016

Resumen

El hormigón armado es uno de los materiales más seleccionados para la construcción de estructuras con requerimientos de baja permeabilidad, como depósitos de agua, pluviales, entre otras tantas tipologías. Para todas ellas, es relevante lograr condiciones de durabilidad capaces de hacer frente en muchas ocasiones a líquidos o soluciones agresivas que se encuentran presentes en el agua que contienen, o bien en el ambiente en el que se encuentran inmersas. Existen numerosas recomendaciones en códigos y reglamentaciones de construcción, tanto específicos para esta clase de construcciones, como generales.

El principal objetivo de la presente publicación es efectuar una serie de requisitos mínimos para el control de la fisuración en estructuras de hormigón armado con requerimientos de baja permeabilidad. Para ello, se aportarán nuevas consideraciones y, en algunos casos, se mejorará la interpretación de las existentes tanto en reglamentos como en códigos específicos, ya que en Argentina, al momento, no existe reglamentación para estructuras de este tipo. El actual CIRSOC 201-05 es de aplicación directa a edificios y estructuras afines, pero no para los casos mencionados.

En las conclusiones del presente artículo se indican las principales medidas de control de fisuración que se podrían incluir en futuras normativas, como resultado de la adecuación del CIRSOC 201-05 a otros códigos existentes, para desarrollar un proyecto de reglamento destinado a estructuras de conducción, almacenamiento y tratamiento de aguas y efluentes.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Estructuras de baja permeabilidad; Ambientes agresivos; Control de la fisuración; Hormigón armado; Fisuras

Abstract

Reinforced concrete is one of the materials selected for the construction of structures with low permeability requirements, such as reservoirs, drains, along with many other types. It is important that all of these structures meet durability conditions in order to cope with aggressive liquids or solutions that are present in the water they contain or in the environment in which are immersed. There are numerous recommendations on construction codes and regulations, both general, as well as specific to this class of construction.

The main objective of the present publication is to set a series of minimum requirements for the control of cracking in concrete structures with requirements of low permeability. For this, new considerations and, in some cases, the interpretation of the existing regulations and specific codes are improved, as there are currently no regulations for structures of this type in Argentina. The current CIRSOC 201-05 is directly applicable to buildings and related structures, but not for the cases mentioned.

The article concludes by indicating the main measures of control of cracking that could be included in future regulations, as a result of the adequacy of the CIRSOC 201-05 to other existing codes, so as to achieve a draft regulation aimed at structures of conveyance, storage, and water and effluent treatment.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Low permeability structures; Aggressive environments; Crack control; Reinforced concrete; Cracks

Correo electrónico: hugo.donini@gmail.com

<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.12.002>

0439-5689/© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

1. Introducción

El hormigón armado es uno de los materiales más seleccionado para la construcción de estructuras con requerimientos de baja permeabilidad, como depósitos de agua, pluviales, entre otras tantas tipologías. Para todas ellas, es relevante lograr condiciones de durabilidad capaces de hacer frente en muchas ocasiones a líquidos o soluciones agresivas que se encuentran presentes en el agua que contienen, o bien en el ambiente en el que se encuentran inmersas. Existen numerosas recomendaciones en códigos y reglamentaciones de construcción, tanto específicos para esta clase de construcciones, como generales.

El principal objetivo de la presente publicación es efectuar una serie de requisitos mínimos para el control de la fisuración en estructuras de hormigón armado con requerimientos de baja permeabilidad. Para ello, se aportarán nuevas consideraciones y, en algunos casos, se mejorará la interpretación de las existentes tanto en reglamentos como en códigos específicos, ya que en Argentina, al momento, no existe reglamentación para estructuras de este tipo. El actual CIRSOC 201-05 es de aplicación directa a edificios y estructuras afines, pero no para los casos mencionados. El citado Reglamento se encuentra basado en el Código ACI 318-05 [1]; sin embargo, posee modificaciones y adecuaciones (no es una traducción del mismo), como es el caso de los recubrimientos, clases de exposición ambiental, aspectos relacionados con el armado de los elementos estructurales y con la tecnología del hormigón armado.

Este artículo no tiene alcance para estructuras o elementos estructurales emplazados en ambientes marinos, pero

sí es de aplicación para estructuras de hormigón armado para conducción, almacenamiento y tratamiento de aguas y efluentes.

2. Control de la fisuración en estructuras de hormigón armado

2.1. Importancia del estudio de la fisuración

El control de la fisuración es una condición relevante a fin de lograr que la estructura cumpla adecuadamente su finalidad durante toda la vida útil prevista, y dado que bajo las pautas de diseño establecidas actualmente se han reducido paulatinamente los coeficientes de seguridad (fig. 1), dicha verificación se vuelve más relevante aún. Dada la limitada capacidad de deformación del hormigón a tracción, su resistencia a dicho esfuerzo puede eventualmente agotarse aun antes de la puesta en carga de la estructura, por ejemplo, por las tensiones producidas por la contracción de fragüe o por variaciones de temperatura [2].

Existen diversos motivos para limitar la fisuración. En estructuras de contención de agua, y a fin de lograr una adecuada estanqueidad, se busca limitar el ancho de fisuras para favorecer la estanqueidad. Otra opción consiste en incrementar la cuantía de armadura por encima de la requerida a fin de disminuir la tensión de trabajo del acero y el hormigón. Si la estructura fuese de hormigón visto, probablemente el factor de mayor incidencia resultaría el estético, y a fin de limitar el espesor de fisuras en la superficie, sería conveniente ubicar la armadura con recubrimientos mínimos. Pero si la estructura se encontrara expuesta a ambientes agresivos, a fin de controlar la corrosión, se requerirían hormigones de buena calidad, con bajas relaciones

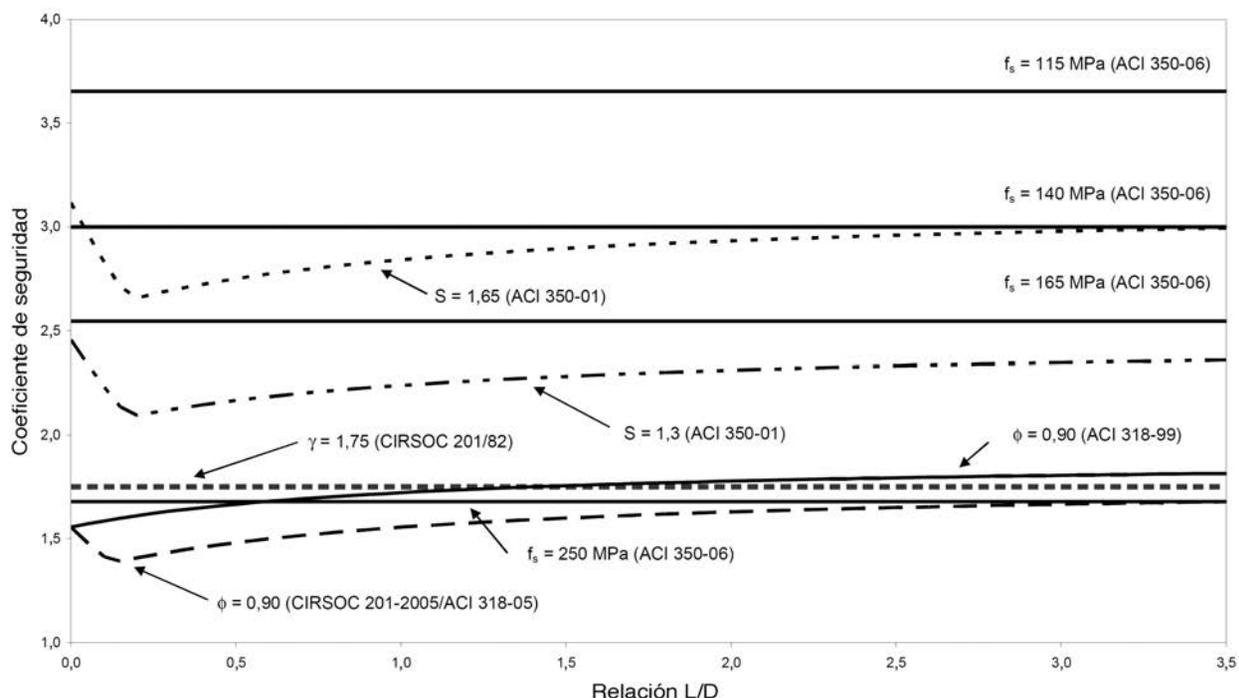


Figura 1. Evolución de los coeficientes de seguridad para estructuras de hormigón armado sometidas a esfuerzos de flexión y tracción según el reglamento CIRSOC 201-05, CIRSOC 201-82, códigos ACI 318, ACI 350-01 y ACI 350-06 para distintas relaciones L(sobrecarga)/D(peso propio).

agua/cemento, y una buena ejecución, esto es, correcta compactación, adecuado curado y mayores recubrimientos [3]. No obstante, la relación entre el ancho superficial de las fisuras y la corrosión no parece ser significativa. Colocando un recubrimiento adicional o de mayor espesor sobre las armaduras se obtendrán fisuras de mayor ancho superficial. Estas fisuras más abiertas no perjudican la protección contra la corrosión de las armaduras [4]. También existe el factor psicológico, es decir, la inquietud que provoca en el usuario la presencia de fisuras, a las que asocia a un posible fallo. Según [5], las personas pueden distinguir fisuras de un ancho en décimas de milímetro igual a la distancia del punto de observación a la fisura en metros.

El ancho de las fisuras está sujeto a una amplia dispersión, incluso bajo un cuidadoso trabajo de laboratorio, y está influido por la contracción y otros efectos que dependen del tiempo. Su medición no se encuentra homologada en todo el ámbito de la investigación. El mejor control de la fisuración se obtiene cuando la armadura está bien distribuida en la zona de máxima tracción del hormigón. La disposición de varias barras con una separación moderada resulta mucho más efectiva para controlar la fisuración que la disposición de una o 2 barras de gran diámetro de un área equivalente [3].

En el caso específico de estructuras para la conducción, almacenamiento y tratamiento de aguas y efluentes, no existen criterios unificados para controlar la fisuración. Por un lado, se observan códigos internacionales que parten de un diseño de los elementos estructurales basado en el control de las tensiones máximas de servicio que pueden alcanzar las armaduras. Por tanto, conciben el diseño estructural tanto del hormigón como del acero partiendo del control de las fisuras. Tal es el caso del AASHTO-LRFD 2004 [4] y ACI 350-06 [6], entre otros. Por otro, existen los códigos que emplean la verificación de los espesores de fisuras posterior al diseño del hormigón y las armaduras, nutridos de investigaciones que formulan expresiones de cálculo asociadas a probabilidades de ocurrencia, como la Instrucción Española EHE-08 [7], el Eurocódigo 2 Parte 1 [8], NZS 3106:2009 [9] y el anterior Reglamento Argentino CIRSOC 210-82 [10]. Por último, también, se encuentran presentes las limitaciones en la separación de las armaduras, los diámetros, cuantías y espesores de hormigón, como complementos al proyecto de estructuras de hormigón armado, caso del NZS 3106:2009 [9], CEB-FIP 2010 [11], Eurocódigo 2 Parte 3 [12] y CSA A23.3-04 [13].

Es importante aclarar que existen opciones para el tratamiento de las fisuras que, si bien no forman parte de los contenidos de este artículo, representan una alternativa viable cuando estos fenómenos acontecen en el hormigón. A continuación, se efectuará una descripción de las principales referencias al control de la fisuración.

2.2. Aspectos para lograr un control de la fisuración de los principales códigos estructurales del mundo

2.2.1. Limitaciones en los espesores de fisuras

Sin perder de vista la relevancia para el control de la fisuración de la correcta distribución de armaduras (tanto en número como en separación), no deja de ser importante mencionar las

expresiones utilizadas para el cálculo de la abertura característica de la fisura w_k . Estas ecuaciones pueden ser utilizadas como complemento según el grado de conocimiento que tenga el proyectista de las variables consideradas por cada una. Hasta el año 1995, el código ACI 318 [14] especificaba la forma de determinar los anchos de fisura para vigas y losas armadas en una dirección, pero a partir de la versión de 1999 del código [15], el Comité ACI 318 decidió no incluirla más. De una forma similar se procedió con las especificaciones del código ACI 350. Las ecuaciones, en su mayoría, se circunscribían a valores de recubrimientos relativamente pequeños y medianos de hasta 63 mm. A continuación se anexan algunas de las principales referencias de códigos al control del ancho de fisuras.

2.2.1.1. Código ACI 350-01 [6] y ACI 224R-01 [16] destinado a vigas y losas en una dirección. En el ACI 224R-01 y en los comentarios al artículo 10.6.4 del Comité ACI 350-01 se plantea la ecuación de Gergely-Lutz (1) para el cálculo del ancho de fisura probable w_k :

$$w_k = \frac{1}{90000} \beta f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (1)$$

donde: w_k = ancho máximo de fisura más probable en la superficie del elemento (mm); f_s = tensión de armaduras en estado II (MPa); d_c = distancia desde la superficie de hormigón hasta el centro de la barra más próxima (mm); β = coeficiente que tiene en cuenta el aumento de la abertura de la fisura entre el nivel de la armadura y la superficie de hormigón (2). Su valor se puede aproximar a 1,2 para vigas y a 1,35 para losas de cimentación.

$$\beta = \frac{h_2}{h_1} \quad (2)$$

h_1 = distancia del eje neutro al baricentro de la armadura (mm); h_2 = distancia del eje neutro a la cara traccionada de la pieza (mm); A = área de la tracción efectiva de hormigón que rodea la armadura principal (mm^2), que es aquella que posee el centro de gravedad coincidente con la armadura. Además, esta área debe estar limitada por las superficies de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro. El cálculo del área efectiva por barra puede efectuarse como en (3):

$$A = 2 \cdot d_c \cdot s \quad (3)$$

siendo s la separación de las armaduras (mm), según el artículo 10.6.4 de la referencia [6]. Las pruebas de laboratorio han demostrado que la expresión de Gergely-Lutz se aplica razonablemente a losas en una dirección [17]. A los efectos de comparar el valor máximo probable calculado según las expresiones anteriores, el ACI 224R-01 [16] publica en la tabla 4.1 una guía de anchos de fisura razonables basada en Nawy [18]. Con el tiempo, el porcentaje de fisuras que superan estos valores puede ser significativo. Estos son lineamientos generales para el diseño, que se deben utilizar juntamente con un sólido juicio profesional. Existen otras normativas que aún identifican como variable fundamental en lo referente al control de la fisuración a la abertura característica de la fisura w_k , como la instrucción española EHE-08 [7] y el Eurocódigo 2 Parte 1 [8].

2.2.1.2. *Investigaciones de Nawy-Blair destinadas a placas según código ACI 224R-01 [16].* Es importante acotar aún más las separaciones de armaduras para el caso de placas y tabiques en elementos de contención o conducción de líquidos que suelen estar sometidos a esfuerzos combinados de flexotracción o tracción simple, y en donde la separación de las armaduras es crucial para controlar la fisuración. Al respecto, es interesante la investigación llevada a cabo por Nawy y Blair (1971) [16,19,20], donde se predice el máximo ancho probable de fisura $w_{m\acute{a}x}$ en losas y placas armadas en 2 direcciones según la ecuación (4):

$$w_{m\acute{a}x} = 0,145 \cdot k \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt{G_I} \quad (4)$$

con: $w_{m\acute{a}x}$ = el máximo ancho de fisura probable (mm); k = coeficiente de fractura según la tabla 11.10 de referencia [20]; $\beta = 1,25$ (valor seleccionado para simplificar los cálculos; varía entre 1,20 y 1,35); f_s = tensión real promedio bajo cargas de servicio (MPa); G_I = índice de emparrillado calculado según la ecuación (5):

$$G_I = \frac{d_{b1} \cdot s_2}{\rho_{t1}} = \frac{s_1 \cdot s_2 \cdot d_c}{d_{b1}} \cdot \frac{8}{\pi} \quad (5)$$

d_{b1} = diámetro de las armaduras en la dirección 1 más próxima a las fibras exteriores del hormigón (mm); s_1 = separación de las armaduras en la dirección 1 (mm); s_2 = separación de las armaduras en la dirección 2, perpendicular a la dirección 1 (mm); ρ_{t1} = cuantía de armadura efectiva, es decir, sección de acero A_s por metro de ancho/12[$d_{b1} + 2 \cdot c_1$], donde c_1 es el recubrimiento libre de hormigón medido desde la cara traccionada del hormigón hasta el borde más cercano de la barra de armadura en la dirección 1 (mm²); d_c = recubrimiento del hormigón medido al centro de la primera capa de armadura $\cong c_c + d_b/2$ (mm); c_c = recubrimiento medido al borde de la armadura (mm).

2.2.1.3. *Criterio de Frosch [21].* Frosch se basó en la teoría clásica de fisuración, en expresiones realizadas por Broms [22] para calcular la separación de las fisuras y en resultados de ensayos para generar una ecuación que predice el ancho de estas. En función de estos conceptos, surge la ecuación (6):

$$w = a \cdot \varepsilon_s \quad (6)$$

siendo a la distancia entre fisuras. Si se desea obtener el valor del ancho de la fisura a nivel del fondo de la viga, se multiplica el valor anterior por el coeficiente de la expresión (2). Por lo tanto, para estimar el ancho de las fisuras resulta necesario determinar la separación a entre las mismas. Según Broms [22], dicho valor depende del recubrimiento del hormigón, d_c o d_s , y de la separación entre barras de armadura s , pudiéndose calcular como:

$$a = \psi_s \cdot d^* \quad (7)$$

donde: ψ_s = factor que varía entre 1 y 2, según se estime la separación mínima o máxima de las fisuras; d^* = distancia (mm) definida a partir de la figura 4 de la referencia [21].

Si se reemplaza la ecuación (7) en la (6), expresando a ε_s como f_s/E_s y a d^* , es posible evaluar el ancho máximo de fisura en la cara inferior de la pieza como indica (8):

$$w = 2 \cdot \frac{f_s}{E_s} \cdot \beta \cdot \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (8)$$

donde: w = abertura máxima de fisuras en la superficie de la viga (mm); f_s = tensión de armaduras en estado II (MPa); d_c = distancia desde la superficie de hormigón hasta el centro de la barra más próxima (mm); s = separación de las armaduras (mm); β = coeficiente que tiene en cuenta el aumento de la abertura de la fisura entre el nivel de la armadura y la superficie de hormigón, que para Frosch es igual a $1 + 0,00315 \cdot d_c$.

Es posible despejar la separación límite de armaduras para un ancho de fisura máximo, obteniéndose la expresión (9):

$$s = 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{w_{m\acute{a}x} \cdot E_s}{2 \cdot f_s \cdot \beta}\right)^2 - d_c^2} \quad (9)$$

2.2.1.4. *Criterio de la norma española EHE 2008 [7].* El criterio de la norma española se basa en la solución planteada originalmente por Favre, que fue desarrollada para un elemento tipo tirante pero que puede ampliarse y cubrir el caso de flexión con resultados aceptables. Se respetará para el planteo la nomenclatura de la instrucción EHE-08. A fin de poder estimar el ancho de fisura característico (w_k), la norma española plantea el alargamiento medio del acero (ε_{sm}), la separación media entre fisuras (s_m) y el valor del coeficiente (β) que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico, igual a 1,3 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y a 1,7 para el resto de los casos. El valor característico w_k (ecuación 10) se corresponde con un valor característico del 95%, es decir, tendrá una probabilidad de ser superada del 5%:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} \leq w_{m\acute{a}x} \quad (10)$$

con $w_{m\acute{a}x}$ = abertura máxima de fisura según la tabla 5.1.1.2 de la instrucción española EHE-08 para combinación cuasipermanente de acciones y ausencia de requerimientos específicos (estanqueidad, etc.) según la condición de exposición ambiental.

Determinaremos entonces en primera instancia el alargamiento medio del acero, que puede ser estimado con la expresión (11):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{f_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{f_{sr}}{f_s} \right)^2 \right] \geq 0,40 \cdot \frac{f_s}{E_s} \quad (11)$$

con: ε_{sm} = alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras; f_s = tensión de la armadura para el estado de cargas en el que se verifica la fisuración en estado II (MPa); f_r = resistencia a tracción del hormigón por flexión (MPa). Para vigas rectangulares, es igual a:

$$f_r = (1,6 - h/1000) \cdot f_{ctm} \quad (12)$$

con h la altura de la viga (mm) y $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (MPa); f_{sr} = tensión de la armadura en estado II, para el nivel de carga que

produce la fisura (MPa). Para una viga rectangular, es posible obtener la ecuación (13) mediante algunas simplificaciones:

$$f_{sr} = \left(\frac{b \cdot h^2}{6} \right) \frac{f_r}{0,90 \cdot d \cdot A_s} \quad (13)$$

El término entre corchetes de la expresión (11) representa la colaboración del hormigón traccionado entre fisuras, con: $k_2 = 1$ (para cargas instantáneas no repetidas); $k_2 = 0,50$ (para cargas de larga duración).

Resta entonces determinar la separación media entre fisuras (s_m). Según los resultados de los ensayos, la norma española EHE 2008 adopta la ecuación (14):

$$s_m = 2 \cdot c + 0,20 \cdot s + 0,40 \cdot k_1 \cdot \phi / \rho_r \quad (14)$$

con: s_m = separación media entre fisuras (mm); c = espesor del recubrimiento (mm); s = distancia entre ejes de las barras (mm). Para las vigas, s es el ancho del alma dividido el número de barras ubicadas al mismo nivel ($s = b_w / \text{número de barras}$), si $s > 15 \cdot \phi$, se adopta $s = 15 \cdot \phi$; ϕ = diámetro de barras (mm); k_1 = coeficiente que depende de la distribución de tensiones de tracción en el elemento, se puede adoptar $k_1 = 0,125$ para flexión simple; ρ_r = cuantía de la zona efectiva de tracción, entendiéndose por tal a aquella a la cual se transmiten las tracciones transmitidas por las barras según la ecuación (15):

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{cef}} \quad (15)$$

A_{cef} = zona eficaz de tracción del hormigón definida como el área de hormigón de la zona de recubrimiento, a partir de la figura 49.2.4.b de la referencia [7], en donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en la abertura de las fisuras.

En la expresión (14), el tercer término tiene en cuenta la adherencia, el primer término considera el factor del recubrimiento en forma aditiva, mientras que nuevos estudios demostraron que otro factor importante era la distancia entre barras (s) a fin de extender la aplicabilidad de la fórmula hacia las losas, muros y vigas de alma ancha.

2.2.2. Limitación en las tensiones de servicio de las armaduras

2.2.2.1. *Código ACI 350-06 [23]*. En el contexto desarrollado, es interesante resaltar el control de fisuración que desarrolla el código ACI 350-06, en particular sobre estructuras que requieren baja permeabilidad por su exposición y/o contención de líquidos. El mencionado Comité busca generar un control de la fisuración mediante la aplicación de tensiones máximas de servicio en las armaduras, procurando una distribución adecuada de ellas. Se incorporan al cálculo de las solicitaciones los denominados factores de durabilidad ambiental S_d , los que tienden indirectamente a reducir las tensiones en las armaduras y mantener los valores de ancho de fisura en límites admisibles. En definitiva, las solicitaciones de diseño serán (16):

$$U_s = S_d \cdot U \quad (16)$$

siendo: U = resistencia requerida; U_s = resistencia requerida por durabilidad.

El coeficiente de durabilidad S_d se define con la ecuación (17):

$$S_d = \frac{\phi \cdot f_y}{\gamma \cdot f_s} \geq 1,0 \quad (17)$$

donde: ϕ = factor de reducción de resistencia; f_y = tensión de fluencia del acero (MPa); f_s = tensión del acero para cargas de servicio (MPa); γ = cargas factorizadas/cargas sin factorizar, igual a 1,4 para la acción de cargas por fluidos (F) sin combinaciones.

Los valores de f_s utilizados en la ecuación del coeficiente de durabilidad se calculan según lo indicado en los artículos 9.2.6 y 10.6.4 del ACI 350-06 [23]. El coeficiente de durabilidad S_d debe adoptarse igual a 1,0 para las secciones controladas por compresión, armaduras de elementos pretensados, armaduras en zonas de anclajes de elementos postesados, independientemente de la exposición ambiental. Las separaciones máximas de armaduras no deberán exceder lo indicado en la expresión (18). La misma no es aplicable cuando se utilizan recubrimientos superiores a los 50 mm, por lo que queda en desuso ante valores de recubrimientos como los sugeridos para extender la vida útil de las estructuras. Para ello, el artículo 10.6.5 [23] indica: donde la apariencia superficial del hormigón resulte importante y el recubrimiento supere los 75 mm, los esfuerzos de tracción por flexión en la armadura generados por cargas de servicio no deben superar los valores dados en el artículo 10.6.4, ni s para la armadura más cercana a la cara traccionada puede exceder el valor dado por (18):

$$s = \left(\frac{94600}{f_s} \right) - 2,5c_c \quad (18)$$

pero no puede ser mayor de 300 mm. En el artículo R10.6.4 de los Comentarios al ACI 350-06 [23] se expone un método alternativo por el cual se pueden obtener relaciones entre la tensión máxima de servicio de las armaduras y la separación de estas. Las figuras R10.6.4(a-d) indican la variación de tales factores. De igual forma, y en el apéndice I, se incorporan las figuras I.3.3(a-c) en las que se indica la separación máxima de armadura según las tensiones de servicio f_s para distintos diámetros de barras, aunque formuladas para los utilizados en EE. UU.

2.2.2.2. *Criterio de la Portland Cement Association [24] referido a las tensiones transmitidas al hormigón*. Además del control de las tensiones y la separación de las armaduras, es necesario tener en cuenta los esfuerzos que estas transfieren al hormigón, evaluando para ello de la mejor manera posible su calidad y resistencia. No existen al respecto muchos enfoques. En la publicación de la *Portland Cement Association* (PCA) se sugiere que el espesor proyectado para los elementos sometidos a tracción debe verificar la ecuación (19):

$$f_{sh} = \frac{C A_s E_s + P}{A_c + n A_s} \leq f'_t \quad (19)$$

donde: f_{sh} = tensión generada por efectos combinados de contracción por fraguado y tracción; C = coeficiente de contracción por fraguado del hormigón; se permite utilizar como valor

aproximado 0,0030; A_s = área de la armadura longitudinal traccionada dispuesta para absorber el esfuerzo de tracción directa (mm^2); E_s = módulo de elasticidad del acero de la armadura no tesa (N/mm^2); P = esfuerzo de tracción directa sobre la sección de hormigón bajo cargas de servicio (N); A_c = área de la sección de hormigón que resiste la tracción directa (mm^2); n = relación entre el módulo elástico del acero y del hormigón; f'_t = resistencia a tracción directa del hormigón, pudiendo aproximarse a $0,10 f'_c$ (MPa).

El término $(A_c + n.A_s)$ indica el uso de la sección homogeneizada de hormigón armado en estado I, es decir, considerando al hormigón no fisurado. Una verificación similar era la expresada por el Reglamento CIRSOC 201-82 [10] en el artículo 17.6.3 bajo estado I en elementos prácticamente no fisurados.

2.2.2.3. *Criterio del código NZS 3106:2009 [9] respecto del espesor necesario del hormigón.* Según el código neozelandés NZS 3106:2009, el espesor de la zona comprimida para estructuras con condiciones de muy baja permeabilidad calculado bajo la combinación de cargas de largo plazo debe ser como mínimo de 50 mm o $0,2h$, siendo h el espesor total del elemento. Se permite efectuar los cálculos bajo las hipótesis de comportamiento lineal elástico, pero despreciando la resistencia a tracción del hormigón. Esto tiende a evitar que las fisuras tengan extensiones que atraviesen el espesor proyectado para el hormigón.

2.2.2.4. *Criterio Norma AASHTO LRFD 2004 [4] y de la Canadian Standards Association CSA A23.3-04 [13].* En su artículo C 5.7.3.4, el AASHTO LRFD del año 2004 indica que los elementos tipo viga se deberán dimensionar de manera que, bajo cargas de servicio, la tensión de tracción en las armaduras, f_{sa} , no sea mayor que la expresión (20):

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}} \leq 0,6 \cdot f_y \quad (20)$$

con: d_c = distancia de la superficie de hormigón hasta el centro de gravedad de la barra más próxima, valor no mayor a 50 mm (mm); A = área de hormigón cobaricéntrica con la armadura de tracción, dividida por el número de barras (mm^2). No se debe considerar para el cálculo un valor de recubrimiento mayor a 50 mm; Z = parámetro relacionado con el ancho de fisura característico.

Se indica: $Z \leq 30.000 \text{ N/mm}$ (para exposición moderada); $Z \leq 23.000 \text{ N/mm}$ (para exposición severa); $Z \leq 17.500 \text{ N/mm}$ (para estructuras enterradas).

En los comentarios del artículo C 5.7.3.4 de la norma AASHTO se establece que el uso de un valor de $Z = 30.000 \text{ N/mm}$, que se correspondería con un ancho de fisura superficial límite de aproximadamente 0,40 mm. Esta metodología de verificación es utilizada también por el Código CSA A23.3-04 [13] en el artículo 10.6.1, en el que se calcula un factor z en lugar de f_{sa} , debiendo ser menor a 30.000 N/mm para exposición interna y 25.000 N/mm para exposiciones exteriores. La ecuación (20) se desprende de las investigaciones de Gergely-Lutz citadas en el ACI 224R-01 [16], de acuerdo con la deducción que surge de la expresión (1) pero colocándola en

función de la tensión de las armaduras en condiciones de servicio, f_{sa} ecuaciones (21) y (22):

$$f_{sa} = \frac{w_{máx} \cdot 90000}{\beta \cdot \sqrt[3]{d_c A}} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c A}} \quad (21)$$

donde Z queda de la forma:

$$Z = \frac{w_{máx} \cdot 90000}{\beta} \quad (22)$$

2.2.3. Limitaciones en la separación de las armaduras

2.2.3.1. *Criterio Norma AASHTO LRFD 2007 [25].* La edición del año 2007 del AASHTO LRFD, en cambio, prescinde de las referencias al ancho de fisura y se calcula la separación límite en milímetros que debe tener la armadura traccionada en cercanía a la cara traccionada de la pieza de hormigón bajo análisis, de la forma (23):

$$s \leq \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot d_c \quad (23)$$

Expresión que bajo la nomenclatura del código mencionado, significa: γ_e = factor de exposición igual a 1,00 para una exposición clase 1 (considerada como el límite superior para verificar las condiciones de apariencia y corrosión de la pieza) o igual a 0,75 para una exposición de clase 2 (caso de estructuras expuestas al contacto con el agua); β_s tal como se define en la ecuación (24).

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7 \cdot (h - d_c)} \quad (24)$$

d_c = espesor del hormigón medido desde la fibra más traccionada sometida a flexión al baricentro de la armadura cercana a ella (mm); f_{ss} = tensión de tracción del acero en estado de servicio (MPa); h = espesor total o altura de la pieza (mm).

La expresión fue desarrollada en función del modelo físico de fisuración de Frosch [21] con el criterio de limitar la separación de barras de armadura en lugar de estimar el ancho esperado de las fisuras. Como referencia, el AASHTO establece que la condición de exposición 1 es equivalente a un ancho de fisura de 0,43 mm. Asimismo, indica que al ser la separación directamente proporcional al factor γ_e , se puede redefinir al mismo para otras condiciones de exposición, siendo el valor de 0,5 equivalente a una fisura de aproximadamente 0,22 mm.

2.2.3.2. Criterio del ACI 318-05 [1] y del CIRSOC 201-05 [3] para el control de la fisuración en vigas y losas unidireccionales.

Debido a la cantidad de variables que intervienen en el proceso de fisuración y a la complejidad del problema, el criterio del ACI 318-05 consiste en intentar controlar la fisuración superficial a un valor que resulte aceptable en la práctica. No pretende, por lo tanto, predecir el ancho de las fisuras en un determinado elemento [3]. A pesar que se han realizado numerosos estudios, no se dispone de evidencia experimental clara respecto al ancho de fisura a partir del cual existe peligro de corrosión [26,27]. Las pruebas de exposición indican que la calidad del hormigón, la compactación adecuada y un recubrimiento de hormigón apropiado pueden ser más importantes para la protección contra la

corrosión que el ancho de fisuras en la superficie del hormigón [3]. El concepto adoptado por el CIRSOC 201-05 se fundamenta en establecer una separación máxima de la armadura traccionada en función del recubrimiento y la tracción del acero bajo cargas de servicio. Las expresiones utilizadas en el ACI 318-05 han reemplazado a los requisitos para el factor z que se establecían en la edición 1995 del Código ACI 318 [14]. El ancho de las fisuras en las estructuras es muy variable. Las nuevas disposiciones para la separación intentan controlar la fisuración superficial a un ancho que, en forma general, sea aceptable en la práctica, pero que puede variar dentro de una estructura dada [1,3]. El control de fisuración de la ecuación (25) del artículo 10.6.4 del ACI 318-05 y del CIRSOC 201-05 no son suficientes para estructuras que quedan expuestas a medios muy agresivos o cuando se diseñan para ser impermeables [1,3].

$$s \leq \begin{cases} 380 \cdot \frac{280}{f_s} - 2,5 \cdot c_c \\ 300 \cdot \frac{280}{f_s} \end{cases} \quad (25)$$

con: f_s = tensión en la armadura en estado II bajo cargas de servicio, en correspondencia con la fisura (MPa); c_c = recubrimiento libre de la barra más cercana a la superficie (mm); s = separación máxima de la armadura traccionada (mm).

Al respecto, el valor de f_s sugerido por el CIRSOC 201-05 es de $2/3 f_y = f_y/1,5$, lo cual se deduce de la expresión (26):

$$f_s = \frac{f_y}{\gamma} \quad \gamma = \frac{1,20 \cdot D + 1,60L}{0,90} \cong 1,50 \quad (26)$$

con $D = 0,60$ y $L = 0,40$, valores medios usuales en edificios, ya que el 60% de las cargas serían derivadas de las cargas permanentes. Para un acero ADN 420/500, $f_s = 420 \text{ MPa}/1,5 = 280 \text{ MPa}$.

El reglamento CIRSOC 201-05 incluye en el capítulo 2 (tablas 2.1 y 2.2) una serie de exposiciones ambientales asociadas al diseño de la calidad del hormigón, relaciones agua cemento (a/c), recubrimientos mínimos, entre otros aspectos. Esta concepción está basada en el reglamento CIRSOC 201M «Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado para Obras Privadas Municipales» [28].

El código ACI 318-05 no clasifica en forma explícita a los diversos medioambientes, sino que en forma implícita los incorpora a los requisitos de protección indicados para resistir las acciones producidas por diferentes medioambientes. En el código ACI 318-05 se indican requisitos para resistir acciones provenientes de 7 medioambientes diferentes: contacto con agua, temperatura de congelamiento y deshielo, y ataque por sulfatos. A ello deben sumarse 2 acciones correspondientes al medio marino, indicadas en el ACI 201 «Durability of Concrete in Service» [29].

3. Planteo del problema

A la fecha, la República Argentina no cuenta con un Reglamento para el cálculo y verificación de estructuras de conducción, almacenamiento y tratamiento de agua y efluentes, aunque sí se cuenta con especificaciones y modificaciones dispersas del antiguo reglamento CIRSOC 201-82 [10] para adecuarlo a estas estructuras. Es necesario, en este sentido, generar una adecuación de los códigos y normativas internacionales existentes a la nueva línea reglamentaria seguida por el CIRSOC 201-05 [3], basado en el ACI. Sin embargo, tales reglamentos no son una mera traducción de tal código, sino una adaptación según las metodologías y criterios constructivos de Argentina. La imperiosa necesidad de una serie de especificaciones referidas al control de la fisuración que respeten los lineamientos generales del CIRSOC 201-05 [3] pero con la imposición de medidas más restrictivas en el diseño del hormigón y de las armaduras.

4. Metodología

Para el desarrollo de la presente publicación se han relevado y desarrollado una serie de comparaciones, interpretaciones y adecuaciones de los criterios de los principales códigos y normativas internacionales, de forma de generar un conjunto de especificaciones para el control de la fisuración. Para ello, se han efectuado, acorde a la concepción de las clases de exposición del CIRSOC 201-05 [3], 3 nuevas, denominadas P1, P2 y P3, según el grado de exposición y agresividad (tabla 1). Se

Tabla 1

Clases de exposición ambiental a las que puedan estar sometidas las estructuras de conducción, almacenamiento y tratamiento de agua y efluentes

| Designación | Clase | Proceso corrosivo | Descripción del medioambiente | Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición |
|-------------|--------------------|--|--|--|
| P 1 | Húmedo o sumergido | Corrosión por contacto con líquidos o soluciones | Exposición a líquidos con un pH mayor de 5 Exposición a soluciones que contengan sulfatos en cantidades de 1.000 ppm o menos | Estructuras con requerimientos de baja permeabilidad, según la descripción del medioambiente indicada, como revestimientos de canales y reservorios de agua para riego |
| P 2 | Húmedo | Corrosión por contacto con líquidos o soluciones | Exposición a líquidos con un pH menor de 5 Exposición a soluciones que contengan sulfatos en cantidades superiores a 1.000 ppm. | Estructuras con requerimientos de muy baja permeabilidad, como conductos, pluviales, tuberías y pozos de bombeo |
| P 3 | Húmedo o sumergido | Corrosión por contacto con líquidos o soluciones | Exposición a ambientes de elevada agresividad y corrosión con líquidos o soluciones | Estructuras de ingeniería civil de alta repercusión económica o expuestas a ambientes de elevada agresividad, prácticamente no fisuradas |

Fuente: elaboración propia a partir del formato indicado en [3] y condiciones de [23].

Tabla 2

Comparación de resultados arrojados según las expresiones de Gergely-Lutz [16], Frosch [21] y la instrucción EHE-08 [7] para 2 condiciones de armado de una viga

| Expresión de cálculo Armadura | Gergely-Lutz | Frosch | EHE-08 |
|---------------------------------|--------------|---------|---------|
| 2 ϕ 25 mm | 0,33 mm | 0,52 mm | 0,52 mm |
| 2 ϕ 20 mm + 2 ϕ 16 mm | 0,25 mm | 0,20 mm | 0,30 mm |

entiende por ambiente de elevada agresividad a aquel sometido a líquidos corrosivos o soluciones con un pH menor a 5 o que contengan sulfatos en cantidades superiores a 1.000 ppm [23]. La designación P1 se reserva para estructuras con requerimientos de baja permeabilidad en ambientes no agresivos ($\text{pH} > 5$ y contenido de sulfatos menor a 1.000 ppm) y P2 para ambientes agresivos. Las estructuras bajo condición de exposición P3 se reserva para ambientes de agresividad extrema y de alta repercusión económica, y corresponden a elementos prácticamente no fisurados, para los que se requerirán, adicionalmente, hormigón pretensado, revestimiento y protecciones superficiales [12]. Esta notación es compatible con el Eurocódigo 2 Parte 3 [12]. A estas clases de exposición es necesario sumar las correspondientes a CL (cloruros) y CO (sustancias corrosivas).

5. Desarrollo

Para el desarrollo de las comparaciones y especificaciones se generó inicialmente la tabla 1, en la que se sintetizan las 3 exposiciones ambientales tratadas en la publicación y que resultan adicionales a las existentes en el CIRSOC 201-05 [3].

Posteriormente, se procedió a comparar las separaciones máximas de barras de armadura obtenidas de las ecuaciones de

cálculo desarrolladas por los códigos anteriormente mencionados. La separación se ha representado en función de la distancia del hormigón al baricentro de la armadura d_c para una viga típica según requerimientos de recubrimientos mínimos indicados en el CIRSOC 201-05, en ambientes agresivos según las características descriptas a continuación:

Sección de la viga: $b = 200$ mm; $h = 400$ mm.

Tensiones en las armaduras: $f_s = 165$ MPa; $f_y = 420$ MPa; $E_s = 200000$ MPa.

Diámetros de las armaduras: $d_b = 12$ mm (en una sola capa); $d_{be} = 6$ mm. $\beta = 1,2$

$w_{m\acute{a}x}$ (Gergely-Lutz) = 0,15-0,20 mm; Z (AASHTO 2004) = 17.500 N/mm; γ_e (AASHTO 2007) = 0,5 (tabla 2).

En la figura 2 se puede observar la disparidad de valores obtenidos para los casos analizados, encontrándose pocas zonas de coincidencia, lo cual demuestra la variabilidad de los resultados arrojados en caso de adoptar las expresiones de ancho probable de fisura como base para el control de la fisuración. A pesar de ello, puede observarse que la máxima separación de armaduras indicada por la ecuación (18) del ACI 350-06 [23] resulta poco rigurosa.

A modo de ejemplo, para una viga soporte de un apeo de columna con las características adjuntas, los espesores de fisura

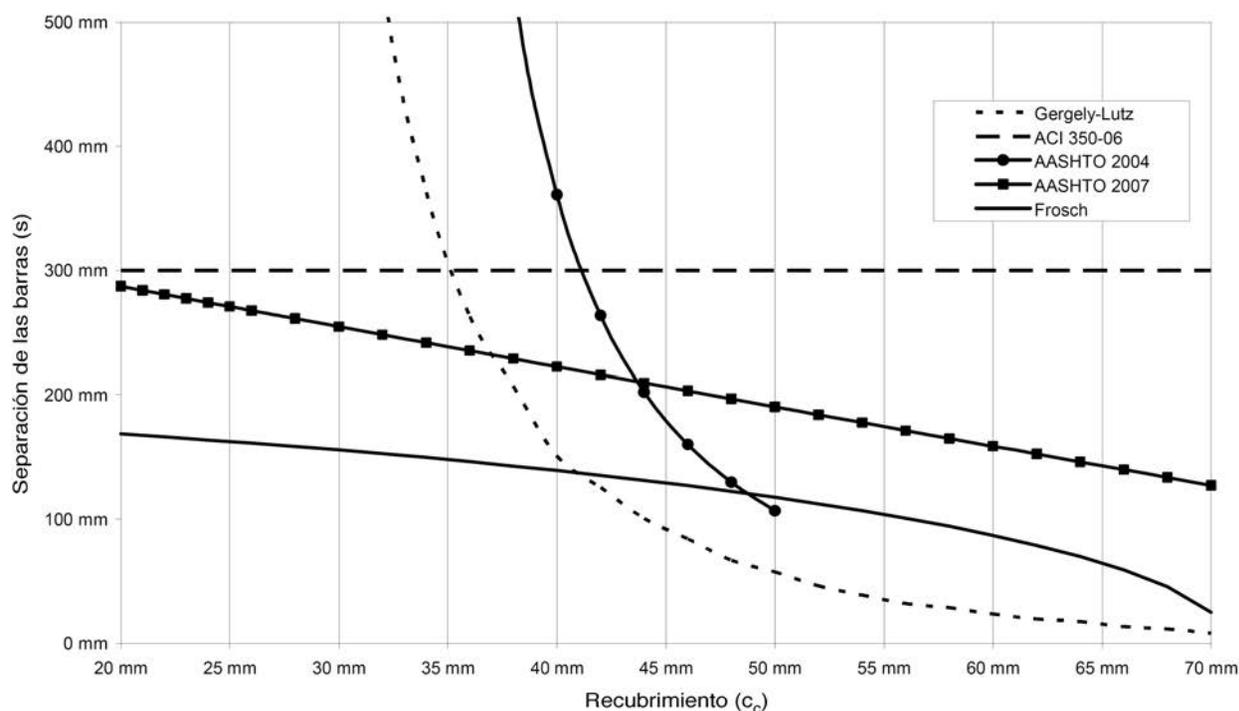


Figura 2. Separación máxima de barras longitudinales de armadura en vigas según las expresiones de Gergely-Lutz [17], ACI 350-06 [23], AASHTO-LRFD 2004 y 2007 [4,18] y Frosch [26] para w_k entre 0,15 mm y 0,20 mm.

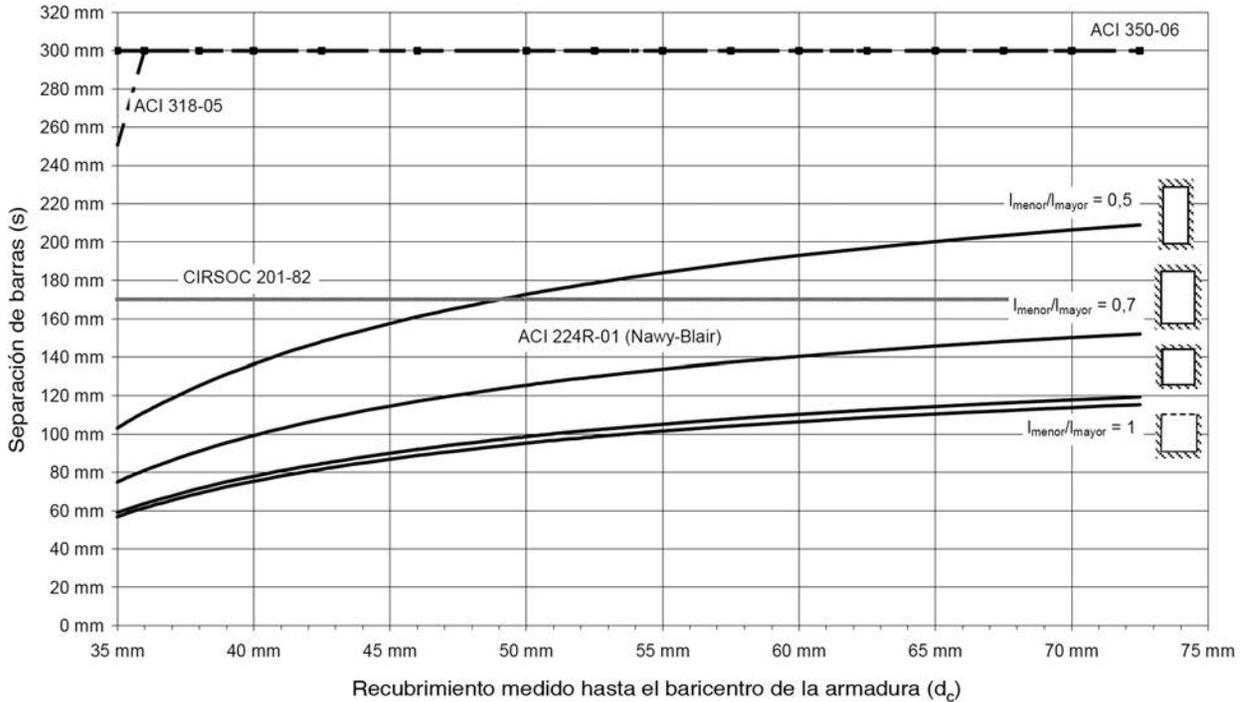


Figura 3. Separación libre máxima de la armadura principal por flexión y tracción en losas y tabiques armados en 2 direcciones y con cargas uniformes. Fuente: elaboración propia a partir de [16].

en la situación inicial y final de armado, arrojan los valores de la tabla 2:

Sección: $b = 40 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$.
 Materiales: hormigón $f'_c = 25 \text{ MPa}$; acero ADN 42/50;
 $f_y = 420 \text{ MPa}$.

De igual forma y a partir de la ecuación (5), es posible obtener la separación libre máxima de la armadura a flexión o tracción en

placas para una determinada condición de fisuración siguiendo la ecuación (27):

$$w_{máx} = 0,145 \cdot k \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt{G_I} \Rightarrow G_I = \left(\frac{w_{máx}}{0,145 \cdot k \cdot \beta \cdot f_s} \right)^2 \quad (27)$$

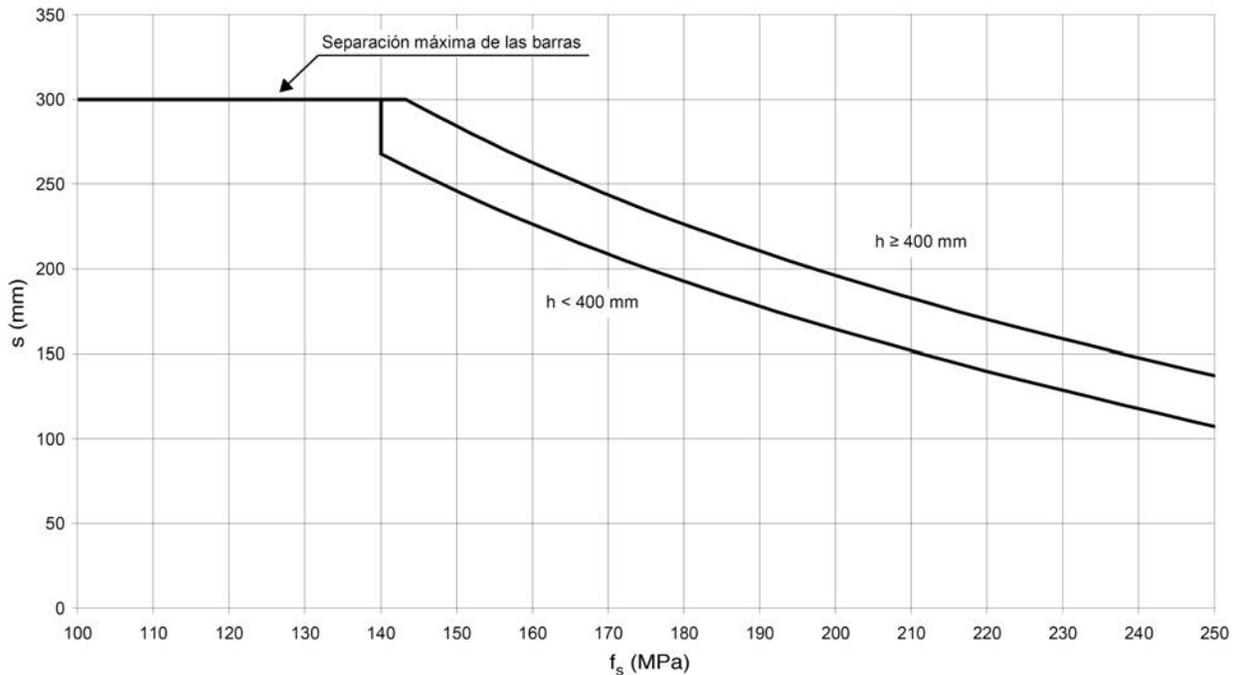


Figura 4. Máxima tensión de servicio en el acero, exposición P1: elementos en una dirección.

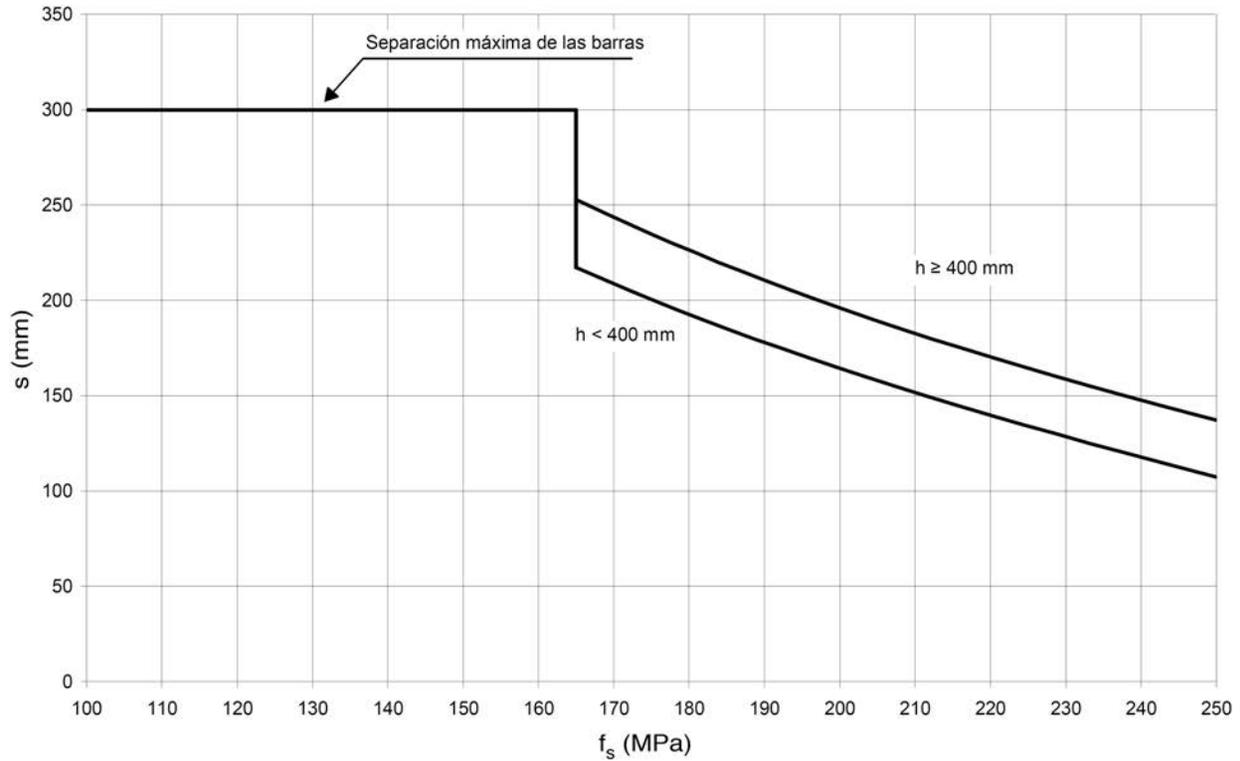


Figura 5. Máxima tensión de servicio en el acero, exposición P1: elementos en 2 direcciones.

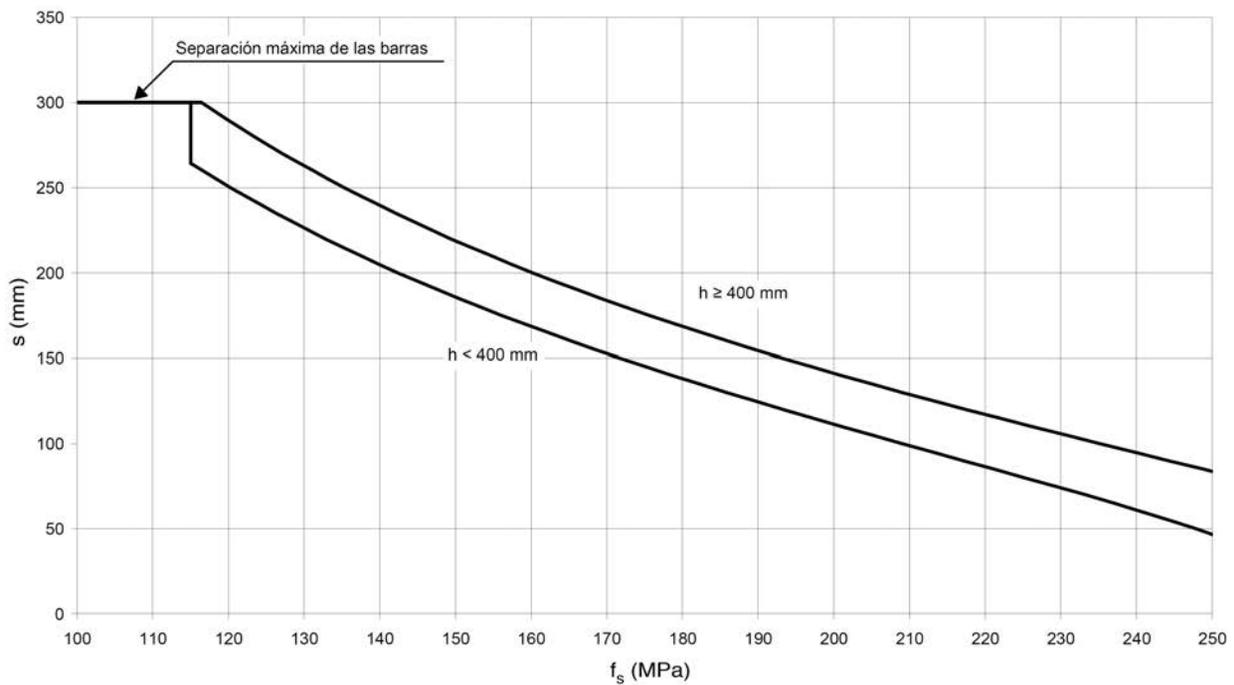


Figura 6. Máxima tensión de servicio en el acero, exposición CL, P2, P3 y CO: elementos en una dirección.

Suponiendo iguales separaciones $s_1 = s_2 = s_l$, de la ecuación (5) es posible despejar y obtener (28):

$$s_l \leq \sqrt{\frac{G_I \cdot d_{b1} \cdot \pi}{d_c \cdot 8}} \quad (28)$$

Con las expresiones (27) y (28) se puede confeccionar una serie de curvas que verifiquen, para un $w_{m\acute{a}x}$ determinado, la separación que deben tener las armaduras en placas y losas en 2 direcciones en función de distintos valores de recubrimiento hasta el baricentro de las armaduras (d_c). En particular, la figura 3 fue desarrollada para un $w_{m\acute{a}x} = 0,15$ mm, d_b entre 10 y 40 mm,

Tabla 3
Tensiones máximas de servicio permitidas para elementos sometidos a distintos esfuerzos y clases de exposición ambiental

| Esfuerzo absorbido por la armadura | ϕ | Clase de exposición ambiental | $f_{s,máx}$ (MPa) |
|------------------------------------|--------|-------------------------------|---|
| Tracción directa | 0,90 | Normal | 140 |
| | | Severa | 115 |
| Corte | 0,75 | Normal | 165 |
| | | Severa | 140 |
| Flexión | 0,90 | Normal | $f_{s,máx} = \frac{56000}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$ |
| | | Severa | $f_{s,máx} = \frac{45500}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$ |
| Flexión en losas unidireccionales | 0,90 | Normal | $140 \leq f_{s,máx} = \frac{56000}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$ |
| | | Severa | $115 \leq f_{s,máx} = \frac{45500}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$ |
| Flexión en losas en 2 direcciones | 0,90 | Normal | $165 \leq f_{s,máx} = \frac{56000}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$ |
| | | Severa | $140 \leq f_{s,máx} = \frac{45500}{\beta\sqrt{s^2+4(50+d_b/2)^2}} \leq 250$ |

Fuente: elaboración propia a partir de [23].

Referencias - exposición normal: P1; exposición severa: CL, P2, P3 y CO.

$\beta = 1,25$, $f_s = 168$ MPa (adoptado como $0,4 \cdot f_y$ según [16]) y un recubrimiento $c_{cmín} = 30$ mm. El valor utilizado como $w_{máx}$ es de 0,15 mm, es decir, un promedio entre el sugerido por el comité ACI 224R-01 para estructuras en contacto con productos químicos descongelantes y estructuras de contención de agua (tabla 4.1 de [16]). Las curvas se compararon con los criterios de separación máxima de armaduras de losas del ACI 318-05 [1] (CIRSOC 201-05), del anterior reglamento CIRSOC 201-82 [10] y ACI 350-06 [23].

Los valores de las curvas obtenidas en la figura 3 según ACI 224R-01 [16] resultan acordes a la práctica usual en la construcción de placas de hormigón armado de depósitos de agua y estructuras de tratamiento de efluentes y plantean condiciones

más exigentes que las de los códigos ACI 350-06 [23] y 318-05 [1]. Según la exposición ambiental y esfuerzo predominante en el elemento estructural, la tabla 3 recoge las tensiones máximas de servicio que pueden alcanzar las armaduras de acuerdo al criterio de diseño del código ACI 350-06. Asimismo, la tabla 4 sintetiza los valores usuales del coeficiente de durabilidad S_d de la ecuación (17), considerando un coeficiente de mayoración de carga de 1,4.

Complementariamente, se desarrollaron las curvas de las figuras 4-7, correspondientes a la adecuación del método alternativo de control de la fisuración indicado en el artículo R10.6.4 de la referencia [23], graficándolas según las separaciones y diámetros de armaduras indicados en Argentina. De igual forma se

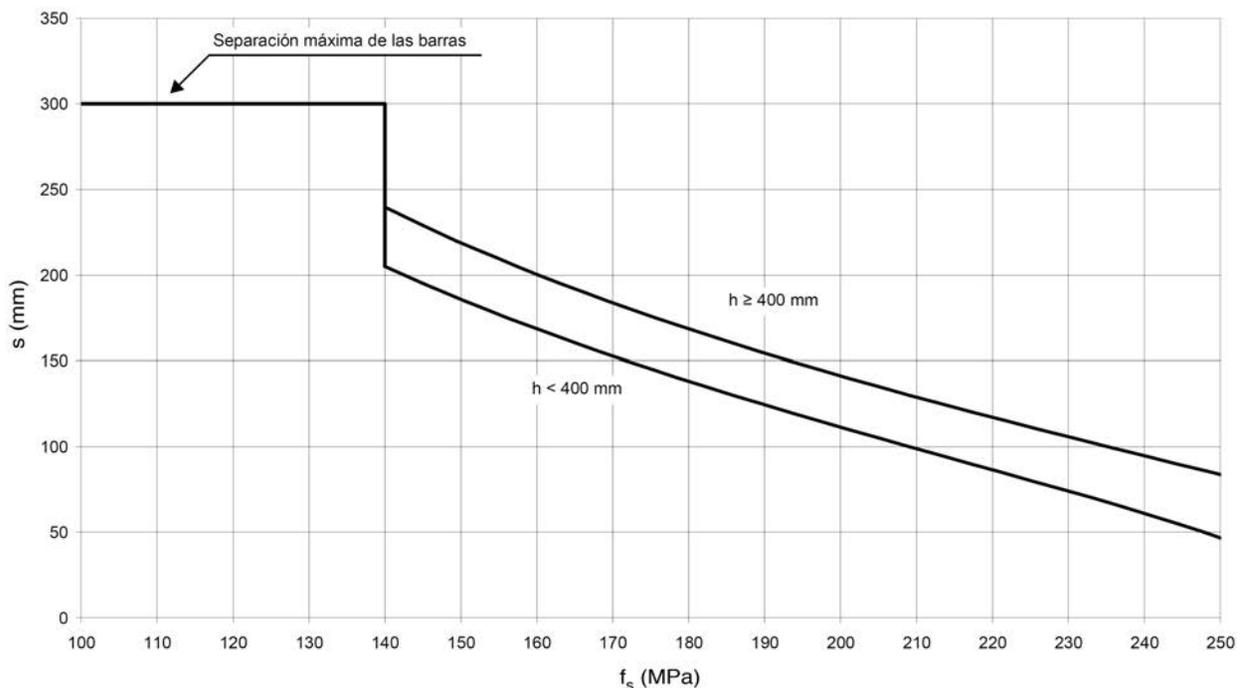


Figura 7. Máxima tensión de servicio en el acero, exposición CL, P2, P3 y CO: elementos en 2 direcciones.

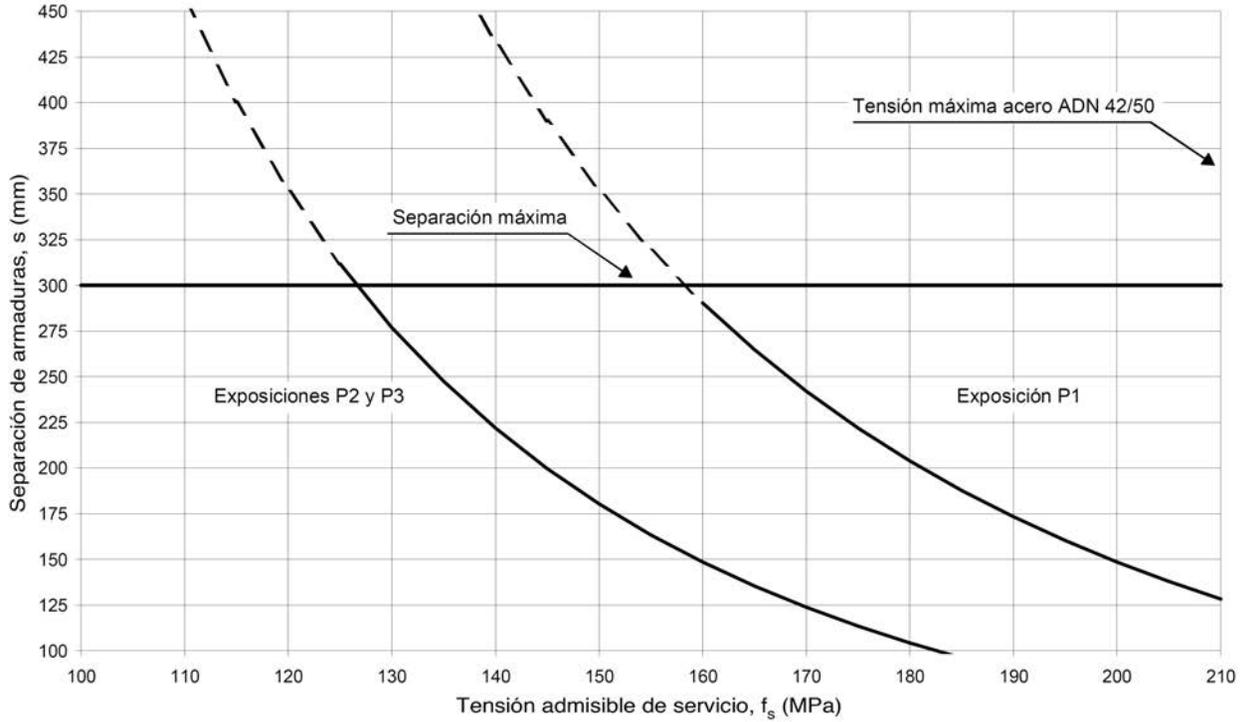


Figura 8. Máxima distancia de armaduras para el control de la fisuración por flexión en vigas (barras de 10 a 16 mm).

procedió con la reformulación de las curvas del apéndice I del ACI 350-06 [1], pero considerando los diámetros de armadura utilizados en la República Argentina (figs. 8 y 9).

A los efectos de observar la incidencia del uso de tensiones de servicio máximas para el diseño de las armaduras en estructuras del tipo de las tratadas en la presente publicación, se efectuó el

cálculo de tabiques de depósitos cilíndricos de agua sometidos a la presión estática del agua, comparando por un lado el resultado obtenido a partir de las modificaciones usuales efectuadas al CIRSOC 201-82 [10] para llevar a cabo estos cálculos con el ACI 350-06 [23]. Las adecuaciones que usualmente se realizaban para el cálculo bajo condiciones del anterior reglamento

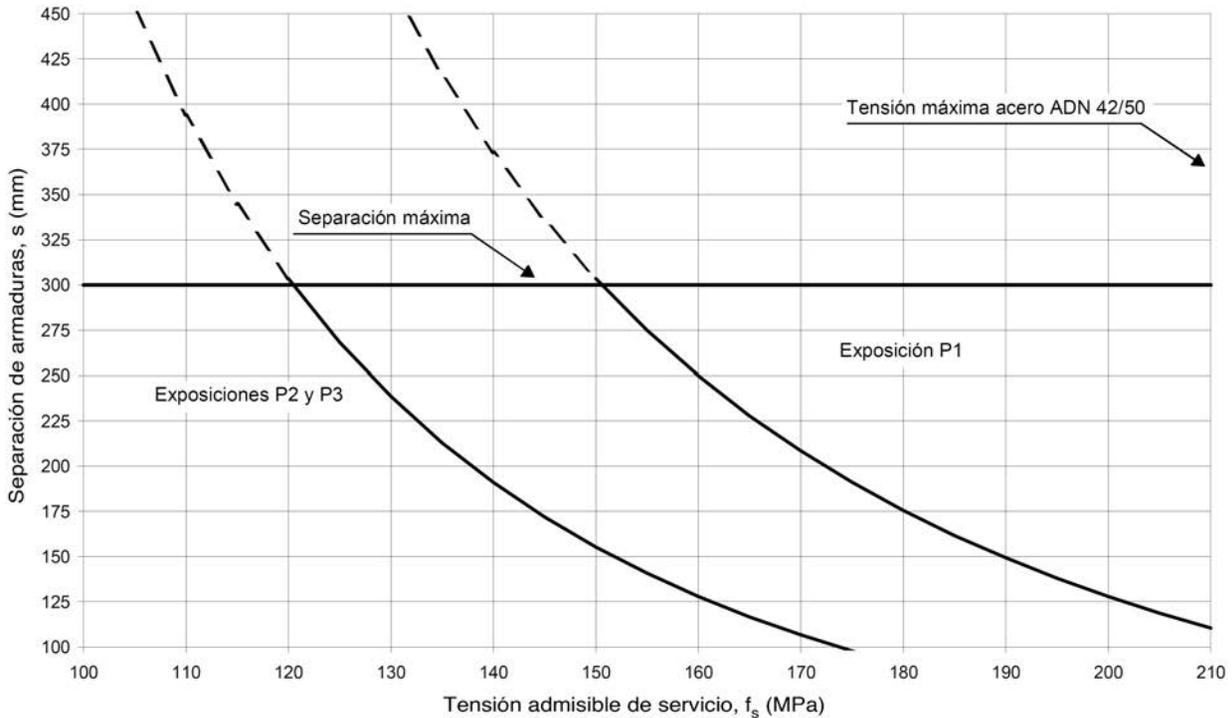


Figura 9. Máxima distancia de armaduras para el control de la fisuración por flexión en vigas (barras de 20 a 25 mm).

Tabla 4
Coeficientes de durabilidad de referencia para elementos sometidos a distintos esfuerzos y clases de exposición ambiental

| Esfuerzo absorbido por la armadura | ϕ | γ | Clase de exposición | $f_{s\text{máx}}$ (MPa) | S_d |
|------------------------------------|--------|----------|---------------------|-------------------------|-------|
| Tracción directa | 0,90 | 1,40 | Normal | 140 | 1,93 |
| | | | Severa | 115 | 2,35 |
| Corte | 0,75 | 1,40 | Normal | 165 | 1,36 |
| | | | Severa | 140 | 1,61 |
| Flexión | 0,90 | 1,40 | Normal | 250 | 1,08 |
| | | | Severa | 250 | 1,08 |
| Flexión en losas unidireccionales | 0,90 | 1,40 | Normal | 140 | 1,93 |
| | | | Severa | 115 | 2,35 |
| Flexión en losas en 2 direcciones | 0,90 | 1,40 | Normal | 165 | 1,64 |
| | | | Severa | 140 | 1,93 |

Referencias: exposición normal: P1; exposición severa: CL, P2, P3 y CO.

$$\phi M_n \geq S_d \cdot M_u \tag{29}$$

$$\phi P_n \geq S_d \cdot P_u \tag{30}$$

M_u = momento flector calculado para cargas mayoradas; P_u = esfuerzo axial de tracción mayorado; M_n = momento flector nominal de la sección; P_n = resistencia nominal para carga axial de tracción; ϕ = coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura; γ = relación entre las cargas mayoradas y las cargas sin mayorar; f_s = tensión de servicio de las armaduras traccionadas.

Fuente: elaboración propia a partir de [23].

CIRSOC 201-82 [10] consistían en reducir la tensión de fluencia del acero en un 70% y la aplicación de un coeficiente de seguridad global a tracción de 1,75, lo que resulta en un valor de $f_s = 168$ MPa, independiente del tipo de esfuerzo y condición de exposición. Los valores hallados se grafican en la figura 10 para las armaduras horizontales sometidas a tracción simple y en las figuras 11 y 12 para armaduras verticales sometidas a flexión.

Como puede observarse, el criterio de la norma ACI 350-06 [23] resulta más exigente en la determinación de las armaduras sometidas a tracción simple y en condiciones severas de exposición (P2). Respecto de las armaduras a flexión, el criterio no es tan conservador, aunque se asemeja al utilizado en su momento bajo las condiciones del antiguo reglamento argentino CIRSOC 201-82 [10].

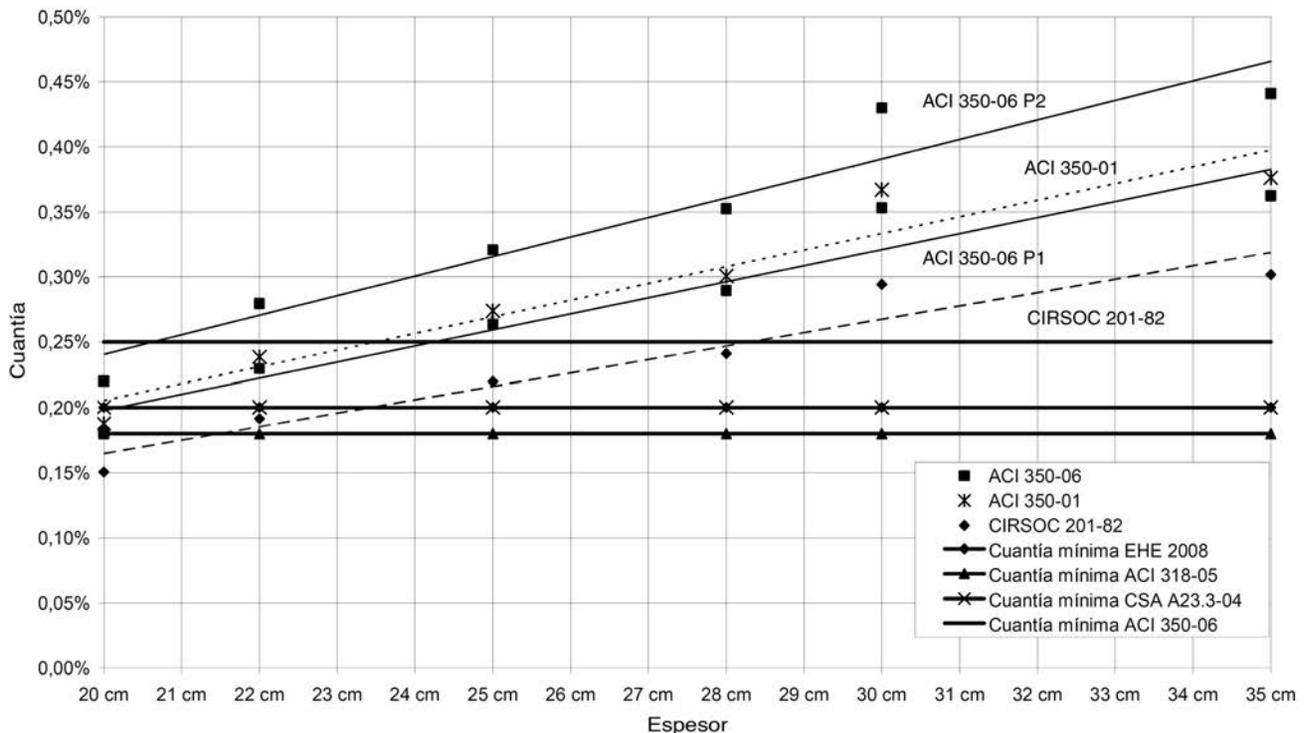


Figura 10. Tendencia de las cuantías de armaduras horizontales por cara para tabiques de depósitos de agua circulares respecto de su espesor, calculadas según códigos ACI 350-06, 350-01 y CIRSOC 201-82.

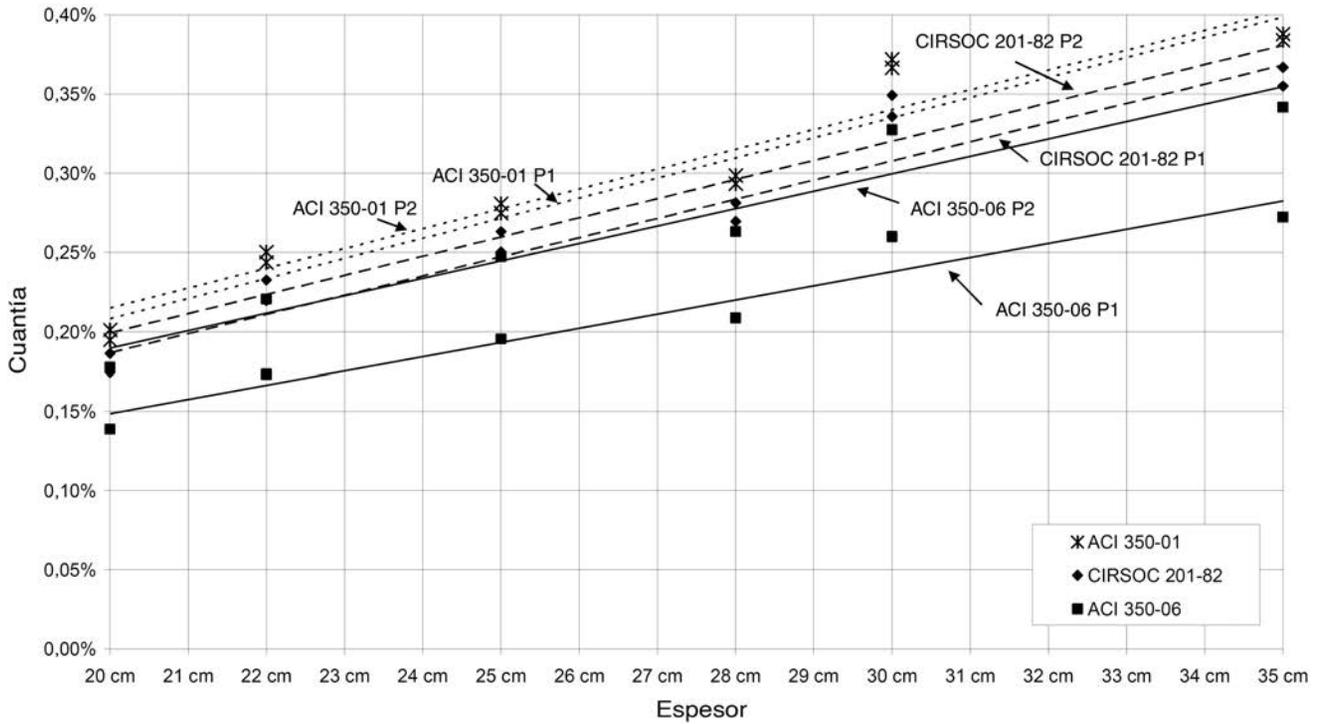


Figura 11. Tendencia de las cuantías de armaduras verticales internas para tabiques de depósitos de agua circulares respecto de su espesor, calculadas según códigos ACI 350-06, 350-01 y CIRSOC 201-82.

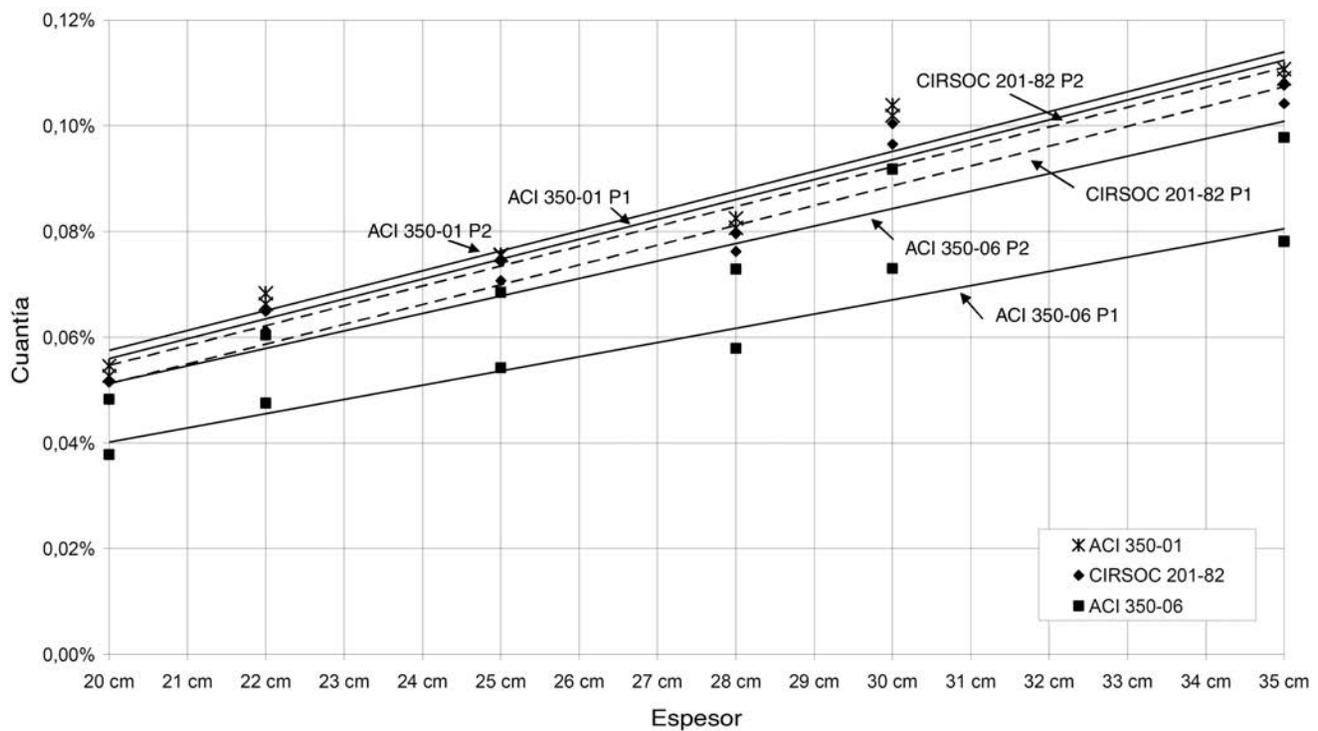


Figura 12. Tendencia de las cuantías de armaduras verticales externas para tabiques de depósitos de agua circulares respecto de su espesor, calculadas según códigos 350-01 [6], CIRSOC 201-82 [10] y ACI 350-06 [23].

6. Conclusiones

Resulta conveniente generar un control de la fisuración mediante la aplicación de tensiones máximas de servicio en las armaduras, procurando una cuantía y una distribución adecuadas de las mismas; complementariamente, esto se logra con un límite estricto en las separaciones de las barras, de tal forma de lograr armados de estructuras con diámetros pequeños y separaciones reducidas. Debido a la cantidad de variables que intervienen en el proceso de fisuración y a la complejidad del problema, el criterio de verificación de espesores de fisuras puede no ser el más adecuado.

El diseño de las piezas de hormigón armado bajo tensiones de servicio máximas parte de la premisa del control de la fisuración del hormigón armado desde su concepción, lo que resulta preferente respecto de los métodos de verificación del espesor de fisura. No obstante, efectuadas estas consideraciones, es conveniente comprobar el armado mediante expresiones complementarias, como lo son las correspondientes al ACI 224R-01. Finalmente, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- La necesidad de generar un proyecto de Reglamento Argentino destinado a estructuras de conducción, almacenamiento y tratamiento de aguas y efluentes que genere mayor seguridad en el proyecto y diseño, potenciado a partir de los cambios normativos instrumentados en Argentina desde la aprobación de los nuevos reglamentos en el año 2013.
- El desarrollo de una descripción de clases de exposición específica para estructuras en contacto con líquidos y sustancias agresivas similar a la desarrollada en la tabla 3, la cual es compatible con el ACI 350-06 y con otros códigos internacionales, como el Eurocódigo 2 Parte 3.
- Para el caso de vigas, adicionalmente al control de fisuración generado por la adopción de tensiones de servicio máximas, resulta necesario verificar la adopción de las armaduras (diámetros y separaciones) mediante expresiones que contemplen el espesor de fisura, partiendo del conocimiento de la dispersión de sus resultados y la aproximación del problema. Este aspecto se basa en un mayor control de las separaciones máximas brindadas por los códigos internacionales.
- En losas y tabiques sometidos a las clases de exposición CL, P2, P3 y CO se recomienda que la separación s de la armadura principal por flexión y tracción sea menor o igual a la indicada en la figura 3, basada en las expresiones de Nawy-Blair. Los valores están graficados en función del recubrimiento d_c del hormigón medido al centro de la primera capa de armadura para placas con distintas sustentaciones, cargas uniformes y relaciones l_{menor}/l_{mayor} de 0,5, 0,7 y 1,0. Para la obtención de las curvas se utilizó una tensión de servicio de las armaduras $f_s = 168$ MPa. Para diferentes tensiones de diseño, las separaciones permitidas entre armaduras deberán ser ajustadas según las ecuaciones (27) y (28).
- En el caso que se requieran elementos prácticamente no fisurados (P3), además de las consideraciones indicadas, el espesor de los tabiques debe diseñarse de forma que la tensión generada por contracción y tracción directa bajo cargas de servicio

(f_{sh}), calculada según la expresión (19), no supere la resistencia a tracción del hormigón, f'_t .

- Para elementos estructurales sometidos a condiciones de exposición P3 deberán adoptarse medidas especiales para lograr elementos prácticamente no fisurados, como el uso de hormigón pretensado y revestimientos o coberturas según las recomendaciones efectuadas por los códigos y normativas citadas.
- Para evitar que las fisuras atraviesen el ancho total de la sección en elementos estructurales bajo clase de exposición P3, el espesor de la zona comprimida calculada bajo la acción de la combinación de cargas de largo plazo deberá ser como mínimo de 50 mm o $0,2h$, con h el espesor total del elemento. Los efectos pueden ser calculados sobre la hipótesis de comportamiento elástico lineal del material. Las tensiones resultantes sobre la sección deben ser calculadas despreciando la resistencia a tracción del hormigón.
- Las cuantías de armadura resultantes a flexión bajo las condiciones de tensiones de servicio máximas según ACI 350-06 arrojan valores similares a los efectuados en Argentina bajo las modificaciones que se desarrollaban del reglamento CIRSOC 201-82 para exposiciones P2. En caso de exposiciones P1, en cambio, existen diferencias del orden del 30% en menos respecto de las citadas modificaciones, debido a una menor exigencia en la separación límite de las armaduras a flexión y de la consideración del coeficiente de cargas mayoradas igual a 1,4, en lugar de 1,7 como su predecesor, el ACI 350-01. Esta reducción se compensa en caso de generar especificaciones más exigentes. Para el caso de tracción simple, los resultados presentan mejor distribución de las barras de armadura y, en consecuencia, un incremento de la cuantía. Tales diferencias se hacen más notables para clases de exposición P2, con un incremento de hasta el 50% respecto de las metodologías de cálculo empleadas anteriormente.
- Las especificaciones de cuantías mínimas de armadura no son coincidentes al menos en las normativas referidas a estructuras de baja permeabilidad, siendo las mayores para aceros ADN 42/50 las correspondientes al ACI 350-06 [23] según la distancia entre juntas de movimiento (tabla 7.12.2.1 de [23]).
- La generación y adecuación del ACI 350-06 y de otros códigos a las características de los materiales que componen el hormigón armado resumidas en las especificaciones y de las figuras 5-9 resultan en una herramienta de diseño y verificación a fisuración que puede ser incluida en el proyecto de estructuras con requerimientos de baja permeabilidad. De igual forma se puede proceder con las tablas 3 y 4, que resumen el coeficiente de durabilidad S_d .

Bibliografía

- [1] ACI Committee 318, Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-05), ACI 318-05, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2005.
- [2] R. Orler, H. Donini, Introducción al cálculo de hormigón estructural, 2.^a edición, Nobuko, 2012.
- [3] INTI-CIRSOC. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, CIRSOC 201-2005. 2005.

- [4] AASHTO LRDF Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportations Officials. 2004.
- [5] J. Calavera Ruiz, Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado, 2.^a edición, INTEMAC, 2005.
- [6] ACI Committee 350, Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350M-01), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2001.
- [7] EHE-08, Instrucción de hormigón estructural, Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento, Gobierno de España, Madrid, 2008.
- [8] Eurocode 2, Design of Concrete Structures — Part 1: General rules and rules for buildings. prEN 1992-1-1, European Committee for Standardization. Central Secretariat, Brussels, 2002.
- [9] NZS 3106:2009, Design of Concrete Structures for the Storage of Liquids, Standards New Zealand, 2009.
- [10] INTI-CIRSOC, Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, CIRSOC 201-1982, 1982.
- [11] Comité Euro-International du Béton (CEB), Model Code CEB-FIP 2010, Thomas Telford Services Ltd., London, 2010.
- [12] Eurocode 2, Design of Concrete Structures — Part 3. Liquid Retaining and Containment Structures, European Committee for Standardization. Central Secretariat, Brussels, 2004.
- [13] CSA A23.3-04, Design of Concrete Structures, Canadian Standards Association, 2004.
- [14] ACI Committee 318, Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 1995.
- [15] ACI Committee 318, Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-99), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 1999.
- [16] ACI Committee 224, Control of Cracking in Concrete Structures (ACI 224R-01), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2001, Traducción del INTI-CIRSOC.
- [17] A.W. Beeby, The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete, *The Structural Engineer* 57A (1) (1979) 9–17.
- [18] E. Nawy, Crack Control in Reinforced Concrete Structures, *ACI Journal, Proceedings* 65 (10) (1968) 825–836.
- [19] E. Nawy, Prestressed Concrete, A Fundamental Approach, 5.^a edición, Prentice Hall, 2009.
- [20] E. Nawy, Reinforced Concrete – A Fundamental Approach, 6.^a edición, Prentice Hall, 2009.
- [21] R. Frosch, Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete, *ACI Structural Journal* 96 (3) (1999) 437–442.
- [22] B.B. Broms, Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members, *ACI Journal, Proceedings* 62 (10) (1965) 1237–1256.
- [23] ACI Committee 350, Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350M-06), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2006.
- [24] Portland Cement Association, Circular Concrete Tanks Without Prestressing, PCA, Skokie, Illinois, 1993.
- [25] AASHTO LRDF Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportations Officials. 2007.
- [26] D. Darwin, D.G. Manning, E. Hognestad, A.W. Beeby, P.F. Rice, A.Q. Ghowrwal, Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion, *Concrete International* 7 (5) (1985) 20–35.
- [27] R.G. Oesterle, The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection. RD Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1997.
- [28] INTI-CIRSOC, Reglamento para el proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado y pretensado para obras privadas municipales, CIRSOC 201M, 1996.
- [29] ACI Committee 201, Guide to Durable Concrete (ACI 201.2R-08), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2010.

Ejemplos de utilización de los Eurocódigos Estructurales

Ejemplo 7: Flexión, Cortante, Rasante según UNE-EN 1992-1-1¹

Ejemplo planteado:

Se considera la estructura de la figura 1 correspondiente a un canal. El esquema resistente corresponde a una serie de vigas estructuralmente independientes formadas por vanos biapoyados de 25,00 metros compensados por voladizos a uno y otro lado de 12,50 metros. El agua transportada por el canal puede llegar hasta la cara superior de la sección. Sólo se considerarán las cargas debidas al peso propio y al agua.

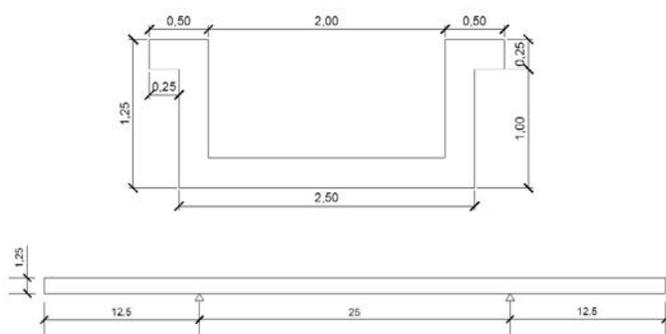


Figura 1. Sección transversal y esquema estructural

Se pide:

1. Dimensionar a flexión la sección del apoyo. Para ello se considerará que la armadura se distribuye en las dos caras de la cabeza de tracción y que por lo tanto el canto útil es igual a 1,125 m. El armado se realizará con $\phi 32$. Se considerará un hormigón C30/37 y un acero con 500 MPa de límite elástico (f_{yk})².

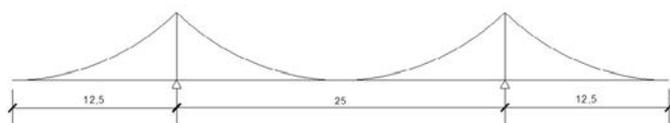


Figura 2. Ley de Momentos

Cálculo de Esfuerzos

El área de la sección transversal viene dada por:

$$A = 2 \cdot 0,50 \cdot 0,25 + 2 \cdot 1,00 \cdot 0,25 + 2 \cdot 0,25 = 1,25 \text{ m}^2$$

Las cargas distribuidas solicitantes son:

$$\text{Peso propio: } pp = 25 \cdot 1,25 = 31,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso del agua: } p_{\text{agua}} = 1,00 \cdot 2,00 \cdot 10 = 20 \text{ kN/m}$$

Los coeficientes parciales relativos a las cargas permanentes, γ_G , y sobrecargas, γ_Q , son parámetros nacionales (ver EN 1990 AMD1 Tabla A2.4(C)). Para este ejemplo se considera $\gamma_G = 1,35$ y $\gamma_Q = 1,50$. De esta forma, la carga de cálculo viene dada por:

$$q_d = 1,35 \cdot 31,25 + 1,5 \cdot 20 = 72,19 \text{ kN/m}$$

Como se puede ver en la figura 2, la distribución de luces da lugar a una estructura sometida a un momento flector negativo en toda la longitud del tramo, con un valor máximo situado en la sección del apoyo cuyo esquema estático responde al de una ménsula de 12,5 m de luz:

$$M_d^- = 72,19 \cdot \frac{12,5^2}{2} = 5639,64 \text{ kNm}$$

Dimensionamiento a flexión

Los coeficientes parciales relativos a la resistencia de los materiales son parámetros nacionales (ver UNE-EN 1992-1-1 2.4.2.4 (2)). En situación persistente los valores recomendados son $\gamma_c = 1,5$ y $\gamma_s = 1,15$ (ver Tabla 2.1N). Estos valores coinciden con los propuestos por el Anejo Nacional español. Por otro lado, el coeficiente de cansancio (α_{cc}) se toma igual a la unidad, por las mismas razones. Por tanto:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{30000}{1,5} = 20000 \text{ kN/m}^2$$

La sección trabajando a momentos negativos es una sección en T con la losa inferior en compresión. Generalmente, este tipo de sección puede dimensionarse como una sección rectangular de ancho igual al ancho eficaz del ala comprimida, b_{eff} , siempre y cuando el momento exterior sea inferior al momento del ala, M_{ala} , que corresponde al momento que proporciona el ala respecto de la armadura de tracción cuando el ala está totalmente comprimida. El ancho eficaz del ala se determina como el ancho de las almas, b_w , más un décimo de la luz entre puntos de momento nulo, l_o , para cada uno de los tramos de losa situados alrededor de las almas. En este caso, se tiene:

$$b_{eff} = 2 \cdot \left(b_w + \frac{1}{10} l_o \right) \leq b = 2 \cdot \left(0,25 + \frac{1}{10} 12,5 \right) = 3,0 \text{ m} \rightarrow b_{eff} = b = 2,5 \text{ m}$$

$$M_{ala} = f_{cd} b_{eff} h_0 (d - 0,5 \cdot h_0) = 20000 \cdot 2,5 \cdot 0,25 \cdot (1,125 - 0,5 \cdot 0,25) = 12500 \text{ kNm} > M_{Ed} = 5639,64 \text{ kNm}$$

1. Ejemplo elaborado por Alejandro Pérez Caldentey y María Alves: apc@fhecor.es
2. UNE-EN 1992-1-1 no define clases de resistencia para el acero, limitándose a establecer un rango de resistencias comprendido entre 400 y 600 MPa.

En la expresión anterior, h_o es el canto del ala comprimida. Como es lógico, una sección en T tiene una amplia cabeza de compresión y no requiere por tanto armadura comprimida. Si se quiere, en cualquier caso, demostrar esta condición, aprovechando que, en una sección sin armadura de compresión, la relación entre el momento del bloque comprimido respecto del centro de gravedad de las armaduras y la profundidad de la fibra neutra es monótona, la condición $M_{Ed} < M_{ala} < M_{lim}$ se puede asimilar a la condición $x < x_{ala} < x_{lim}$, siendo x la profundidad de la fibra neutra correspondiente al momento de cálculo y los otros dos símbolos los conceptos análogos correspondientes al momento del ala y al momento límite. En este caso:

$$x_{lim} \approx 0.625d = 0,625 \times 1,125 = 0,70 \text{ m} < x_{ala} = \\ = \frac{h_o}{0.8} = 0,25 / 0,8 = 0,31 \text{ m}$$

Se dimensiona por tanto la sección a flexión como si fuera una sección rectangular de ancho igual al ancho eficaz del ala inferior.

$$U_0 = f_{cd} b_{eff} d = 20000 \cdot 2,5 \cdot 1,125 = 56250 \text{ kN}$$

$$M_d < 0,375 U_0 d = 23730,47 \text{ kNm}$$

$$A_{s1}(\text{tracción}) = \frac{U_0}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0 d}} \right) = \\ = \frac{56250}{\frac{50}{1,15}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5639,64}{56250 \cdot 1,125}} \right) = \\ = 120,95 \text{ cm}^2 \rightarrow 16\phi 32$$

Este armado supone una cuantía elevada, muy superior a la cuantía mínima (referida a una sección rectangular con el ancho de las almas), que no resulta necesario calcular puesto que su orden de magnitud es del 1 al 2 por mil:

$$\rho = \frac{16 \cdot 8,04}{2 \cdot 25 \cdot 112,5} = 2.29\% \gg \rho_{min}$$

Para completar el proyecto en lo referente a la armadura longitudinal sería necesario comprobar el Estado Límite de Fisuración. No obstante, en este caso, esa comprobación se omite por limitaciones de espacio. La verificación de fisuración será objeto de un ejemplo específico.

2. Dimensionar a cortante la sección del apoyo. Calcular el incremento de armadura transversal necesaria por efecto de la carga colgada.

Dimensionamiento a cortante

Cuando se dispone armadura de cortante, la formulación de UNE-EN 1992-1-1 no considera la contribución del hormigón. En su lugar, supone un modelo con ángulo variable. Con obje-

to de obtener resultados similares a los que se obtiene con la EHE-08 resulta necesario suponer una inclinación de la biela muy tendida ($\cot\theta = 2,5 \rightarrow \theta = 21,8^\circ$, si se considera el valor recomendado o $\cot\theta = 2,0 \rightarrow \theta = 26,57^\circ$ con la versión actual del Anejo Nacional español), compatible, siempre con la condición de rotura de la biela.

La razón por la cual UNE-EN 1992-1-1 adopta este modelo responde al carácter empírico del término correspondiente a la resistencia a compresión. Este valor se deduce del ensayo de elementos simplemente apoyados, sin armadura de cortante, con axil nulo, y sometidos a una o dos cargas puntuales alejadas del apoyo una distancia superior a 2,5 veces el canto útil. En este tipo de ensayo el análisis elástico predice una inclinación de la biela de 45° a nivel de la fibra neutra en la zona de cortante constante, que es el valor que tradicionalmente se ha adoptado para el dimensionamiento de la armadura cuando se tiene en cuenta una contribución del hormigón. No existe base experimental suficiente para extender la formulación de la contribución del hormigón a ángulos distintos de 45° . Por ello, UNE-EN 1992-1-1 opta por despreciar esta contribución y propone un modelo de bielas y tirantes puro basado en la plasticidad.

Por otra parte, estas consideraciones abren un debate relativo al anclaje de la armadura longitudinal. Estrictamente, habría que decalar el anclaje de la armadura de flexión una distancia $z \times \cot\theta$. Sin embargo se obtendrían prácticamente los mismos resultados considerando, como se ha hecho tradicionalmente, una inclinación de la biela a 45° y una contribución del hormigón y, en este caso, el decalaje de la armadura longitudinal sería de solo $z \times \cot 45 = z$. Se trata por tanto de un aspecto aún no adecuadamente resuelto por la formulación del Eurocódigo 2.

Para elementos con armadura vertical de cortante, la resistencia a cortante V_{Rd} , se define como el menor valor de los dos siguientes, que corresponden, respectivamente, al agotamiento por tracción del alma (UNE-EN 1992-1-1 ecuación (6.8)) y a la rotura por compresión de la biela (UNE-EN 1992-1-1 ecuación (6.9)):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} \cot\theta \quad \text{UNE-EN 1992-1-1 ec. (6.8)}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad \text{UNE-EN 1992-1-1 ec. (6.9)}$$

donde:

A_{sw} es el producto del número de ramas verticales en un mismo plano perpendicular al eje de la viga por el área de una rama

s es la separación entre cercos en dirección longitudinal, según el eje de la viga

z es el brazo mecánico

f_{yw} es la resistencia de cálculo de la armadura transversal. Normalmente se tomará $f_{yw} = f_{yk} / \gamma_s$. No obstante, si se limita f_{yw} a $0,8 f_{yk}$, se puede considerar una mayor resistencia de la biela comprimida (ver valor de v_1 , definido más abajo). Para un acero B 500 este valor es de 400 MPa, lo cual coincide con la práctica tradicional en España.

θ es el ángulo que forma la biela de hormigón respecto del eje de la pieza

α_{cw} es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto del axil (que en este caso es nulo, por lo que $\alpha_{cw} = 1,00$). Este valor es un parámetro nacional. Los valores adoptados en el Anejo Nacional español coinciden actualmente con los recomendados en UNE-EN 1992-1-1

f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$
 ν_1 tiene en cuenta la reducción de la resistencia del hormigón por la presencia de deformaciones de tracción en la dirección perpendicular a la biela (ver ecuaciones 6.10 y 6.11 de UNE-EN 1992-1-1). Se trata de un parámetro nacional. En este caso, el Anejo Nacional español ha adoptado la formulación recomendada que se muestra a continuación:

$$\nu_1 = \begin{cases} 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) & \text{si } 0,8f_{yd} < f_{ywd} \leq f_{yd} \\ 0,6 & \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \\ 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5 & \text{para } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{si } f_{ywd} \leq 0,8f_{yd}$$

El cortante a utilizar para la comprobar la biela corresponde al cortante total en el apoyo (o, siendo muy estricto, al que se tiene en el borde del apoyo):

$$V_{Ed} = q_d L = 72,19 \cdot 12,5 = 902,34 \text{ kN}$$

Por otra parte, a efectos de comprobar la resistencia a tracción del alma, con objeto de tener en cuenta qué parte de la carga entra directamente al apoyo sin necesidad de traccionar el alma (efecto arco), la carga situada a menos de $0,5d$ del apoyo se puede reducir en un 25%, mientras que la carga situada entre $0,5d$ y $2d$ se puede reducir proporcionalmente a su distancia al apoyo (ver UNE-EN 1992-1-1 6.2.2 (6)), según el esquema de la Figura 3.

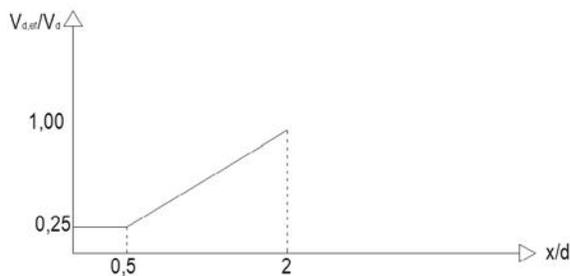


Figura 3. Factor de reducción del cortante por efecto arco (UNE-EN 1992-1-1 6.2.3 (8)). $V_{d,ef}$ representa el cortante que tracciona el alma y que hay que considerar a efectos de calcular la armadura de cortante.

Por tanto, para dimensionar la armadura, se puede utilizar un valor reducido del cortante exterior restando la parte de la carga que se transmite al apoyo por efecto arco:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= q_d (L - 2d + 1,5d \cdot 0,625 + 0,5d \cdot 0,25) = \\ &= q_d (L - 0,94d) = 72,19 \cdot (12,5 - 0,94 \cdot 1,125) = \\ &= 826,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

De forma consistente con la ausencia de la contribución del hormigón, se adopta el ángulo más tendido posible, obteniendo el dimensionamiento más económico desde el punto de vista de la armadura de cortante. Como ya se ha indicado, el ángulo mínimo de inclinación de la biela es de $21,8^\circ$ de acuerdo con los parámetros recomendados de UNE-EN 1992-1-1 y de $26,57^\circ$ de acuerdo con el Anejo Nacional. Teniendo en cuenta esta diferencia, a continuación se efectúa el cálculo con ambos valores.

Verificación de acuerdo con los parámetros recomendados:

$$\cot \theta = 2,5 \rightarrow \theta = 21,8^\circ$$

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$\alpha_{cw} = 1 \text{ Para estructuras sin axil}$$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 1,125 = 1,01 \text{ m}$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

Introduciendo estos valores en la ec. (6.9) de UNE-EN 1992-1-1 se obtiene el siguiente resultado para la comprobación de la biela comprimida:

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 0,5 \cdot 1,01 \cdot 0,528 \cdot 20000}{2,5 + 0,4} = 1843,45 \text{ kN} > 903,34 \text{ kN} \rightarrow \text{válido}$$

Siendo válida la comprobación de la biela, se puede adoptar el ángulo mínimo permitido para el dimensionamiento de la armadura utilizando la ec. (6.8) de UNE-EN 1992-1-1:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 1,01 \cdot \frac{50}{1,15} \cdot 2,5 = 109,78 \cdot \frac{A_{sw}}{s}$$

$$826,00 = 109,78 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 7,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificación de acuerdo con los parámetros del Anejo Nacional español:

$$\cot \theta = 2,0 \rightarrow \theta = 26,57^\circ$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 0,5 \cdot 1,01 \cdot 0,528 \cdot 20000}{2,0 + 0,5} = 2133,45 \text{ kN} > 903,34 \text{ kN} \rightarrow \text{válido}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 1,01 \cdot \frac{50}{1,15} \cdot 2,0 = 87,83 \cdot \frac{A_{sw}}{s}$$

$$826,00 = 87,83 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 9,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Carga colgada

El modelo de bielas y tirantes muestra claramente que se requiere más armadura para resistir una carga aplicada en la cara inferior de la sección que si la misma se aplica en la cara superior. En la figura 4 se constata esta diferencia en un ejemplo de una viga biapoyada, aunque el problema no depende de las condiciones de contorno.

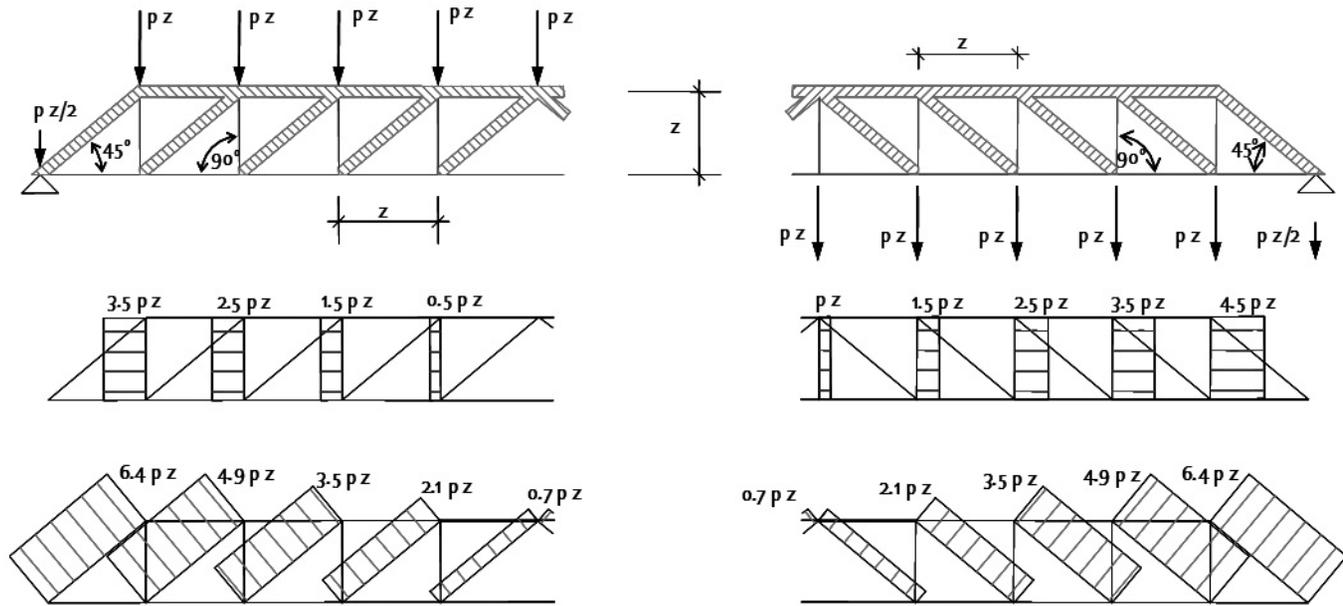


Figura 4. Incremento de la tracción en el alma por efecto de aplicación de la carga en la cara inferior de la sección

En esta figura se comparan los axiles en las bielas y en los montantes de la celosía si se aplica la carga en la cara superior o inferior de la celosía. Se observa que no varía la fuerza en las bielas pero sí en los montantes donde la fuerza se incrementa en una magnitud igual a $p \cdot z$, siendo p la carga aplicada por metro lineal. Como los montantes están situados a una distancia z , en este ejemplo, el incremento de axil por metro lineal en los elementos verticales es de p kN/m. Esta conclusión es general, independientemente del ángulo de las bielas que se adopte para el modelo de bielas y tirantes.

En este ejemplo, se considera carga colgada, el peso propio de losa inferior y el agua que contiene el canal.

La carga colgada de cálculo expresada por metro lineal será:

$$1,35 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 25 + 1,50 \cdot 20 = 46,875 \text{ kN/m}$$

Para trasladar esta carga a la cara superior y conseguir que se integre en el mecanismo resistente de cortante, resulta necesario disponer una armadura adicional en el alma que tenga esta capacidad por metro lineal. El incremento de armadura transversal por efecto de la carga colgada será, por tanto, igual a:

$$\Delta A_{sw} = \frac{46,875}{50/1,15} = 1,078 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con los parámetros recomendados del Eurocódigo la armadura total a disponer en las almas sería de:

$$A_{sw, total} = 7,52 + 1,08 = 8,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De la misma forma, adoptando el Anejo Nacional español se obtendría una armadura en las almas de:

$$A_{sw, total} = 9,40 + 1,08 = 10,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esta cuantía se expresa en términos del número de ramas total de las armaduras transversales dispuestas en las almas, n , el diámetro de la armadura transversal, ϕ , y la separación longitudinal entre armaduras transversales, s , en la ecuación siguiente:

$$A_{sw, total} = n \frac{\pi \phi^2}{4} \frac{1}{s}$$

Al tener la estructura dos almas y ser necesario armar las dos caras del alma, resulta necesario disponer 4 ramas como mínimo. Respecto de la separación entre cercos, ésta debe ser generalmente superior o igual a 10 cm para facilitar la construcción e inferior a 30 cm para garantizar un control adecuado de la fisuración. Además, para garantizar que no se genera una fisura que no queda cosida por ninguna armadura, debe respetarse la condición siguiente que es un parámetro nacional:

$$s \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 1,125 \cdot (1 + 0) = 0,844 \text{ m}$$

El Anejo Nacional español hace depender esta separación del cociente entre V_{Ed} y $V_{Rd, max}$. En el caso de estar este cociente comprendido entre $1/5$ y $2/3$, como ocurre en este ejemplo ($V_{Ed}/V_{Rd, max} = 826/2138 = 0,386$), la separación viene limitada por la expresión siguiente:

$$s \leq 0,60 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,60 \cdot 1,125 \cdot (1 + 0) = 0,675 \text{ m}$$

Las almas están sometidas a flexión por el empuje hidrostático, como se calcula más adelante, en el apartado 4. La

armadura de flexión en la base de la cara interior resulta de 0,40 cm²/m. Como este valor no excede al de la mitad de la armadura calculada por cortante de 5,24 cm²/m (de 3,76 cm²/m o 4,7 cm²/m según los parámetros adoptados recomendados o españoles), se puede considerar que el aumento de tracción en la cara interior de la flexión queda compensado por el aumento de la compresión en la cara opuesta, sin necesidad de aumentar la armadura del alma. Este criterio supone una extrapolación a la combinación de cortante más flexión transversal del criterio expuesto en UNE-EN 1992-1-1 6.2.4(5) para combinar el rasante con la flexión transversal.

Tanteando con 2Cφ8 (un cerco por alma):

$$s \leq n \frac{\pi \phi_f^2}{4} \frac{1}{A_{sw, total}} = 4 \times 0,502 \frac{1}{8,6} = 0,23$$

según los parámetros recomendados → 2Cφ8a0,20

$$s \leq n \frac{\pi \phi_f^2}{4} \frac{1}{A_{sw, total}} = 4 \times 0,502 \frac{1}{10,48} = 0,19$$

según los parámetros del Anejo Nacional → 2Cφ8a0,15

Dado que la cuantía es baja, debe comprobarse que se cumplen las condiciones de cuantía mínima, que vienen dadas para vigas por la ecuación (9.5N) del apartado 9.2.1.1 de UNE-EN 1992-1-1. Esta formulación es un parámetro nacional. El valor recomendado se proporciona en la expresión siguiente:

$$\rho_{w, min} = \frac{A_{sw}}{s_l b_w} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \text{UNE-EN 1992-1-1 ec. (9.5N)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s_l} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w = \frac{0,08 \sqrt{30}}{500} 0,5 \cdot 10^4 = 4,38 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \text{no condiciona}$$

De acuerdo con el Anejo Nacional las expresiones correspondientes son:

$$\rho_{w, min} = \frac{A_{sw}}{s_l} = \frac{f_{cm}}{7,5 \cdot f_{yk}} b_w = \frac{2,9}{7,5 \times 500} 0,5 \cdot 10^4 = 3,87 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \text{no condiciona}$$

3. Dimensionar la armadura de rasante de la losa inferior y de la cabeza superior de la viga. Para este último cálculo se especificará la distribución supuesta de la armadura de flexión.

La tensión de rasante v_{Ed} , en la unión entre el ala y el alma se expresa como la variación del esfuerzo axial longitudinal correspondiente a la parte del ala considerada, dividida entre el espesor del ala y la longitud considerada (Δx), de acuerdo con (ver UNE-EN 1992-1-1 ecuación (6.20)):

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} = \frac{\alpha \Delta M_d}{z \cdot h_f \cdot \Delta x} \quad \text{UNE-EN 1992-1-1 ec. (6.20)}$$

En esta expresión ΔF_d corresponde a la variación de tracción o compresión que debe resistirse en la sección longitudinal que se está analizando. Respecto de la variación total de tracción o compresión ($\Delta M_d/(z)$), este porcentaje se expresa mediante el coeficiente α .

De acuerdo con UNE-EN 1992-1-1 6.2.4 (3), el valor máximo que puede adoptar Δx es igual la mitad de la distancia entre la sección con momento nulo y la sección con momento máximo.

$$\Delta x = \frac{12,5}{2} = 6,25 m$$



Figura 5. Momento a una distancia de Δx

Los inferior:

La losa inferior está sometida a compresión. El valor de α , suponiendo una distribución uniforme de tensiones en el ancho eficaz se calcula como:

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \frac{(2,50 - 0,50)}{2,50} = 0,40$$

Por tanto la tensión rasante se deduce de:

$$v_{Ed} = 0,40 \cdot \frac{(5639,64 - 1409,96)}{0,9 \cdot 1,125} \cdot \frac{1}{6,25 \cdot 0,25} = 1069,43 \text{ kN/m}^2$$

UNE-EN 1992-1-1 limita en el apartado 6.2.4 (4) el valor de la inclinación de la biela en el ala de acuerdo con los siguientes criterios:

- Si el ala está comprimida: $45^\circ \leq \theta_f \leq 26,5^\circ$
- Si el ala está traccionada: $45^\circ \leq \theta_f \leq 38,6^\circ$

Estos valores son parámetros nacionales. En este caso el Anejo Nacional español ha adoptado los valores recomendados.

Cuanto menor sea el ángulo, menor será la armadura. Por tanto, lo racional es adoptar el ángulo mínimo que sea compatible con la condición de rotura de la biela comprimida. La condición de rotura por compresión de la biela (que no suele ser crítica en elementos de hormigón ejecutados *in situ*, cuyos espesores no son tan estrictos como los de elementos prefabricados) viene dada por la ecuación (6.22) de UNE-EN 1992-1-1:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \text{sen} \theta_f \text{cos} \theta_f \quad \text{UNE-EN 1992-1-1 ec. (6.22)}$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

Operando con el valor más desfavorable de θ_f (26,5°)

$$v_{Ed} \leq v_{fd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot \frac{30000}{1,5} \cdot \sin 26,5^\circ \cdot \cos 26,5^\circ$$

$$= 4247,22 \text{ kN/m}^2$$

Se observa que el valor resistente es muy superior al solicitante, algo que confirma el comentario anterior relativo a elementos *in situ*, cuyos espesores no bajan, normalmente de 20 cm.

Comprobada la condición de la biela, se procede al dimensionamiento, de acuerdo con la expresión (6.21) de UNE-EN 1992-1-1, que se reproduce a continuación:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{f_{yd} \cot \theta_f} = \frac{1069,43 \cdot 0,25}{\frac{50}{1,15} \cdot \cot 26,5} = 3,06 \text{ cm}^2/m$$

UNE-EN 1992-1-1 ec. (6.21)

Alas superiores:

El dimensionamiento a flexión dio como resultado la necesidad de disponer 16 ϕ 32 (8 por cada ala). Se supondrá a continuación que se disponen 4 barras en la cara superior del ala y otras 4 en la cara inferior de la misma. Además se supone que 4 barras se sitúan en la vertical del ancho del alma en cada una de las alas. Por tanto, el factor α que representa el porcentaje de rasante que atraviesa la sección vertical que une el ala y el alma respecto del rasante total que pasa por una sección horizontal por ambas alas, resulta ser igual a:

$$\alpha = \frac{A_0}{A_{tot}} = \frac{4 \times 8,04}{16 \times 8,04} = 0,25$$

$$v_{Ed} = 0,25 \cdot \frac{(5639,64 - 1409,96)}{0,9 \cdot 1,125} \cdot \frac{1}{6,25 \cdot 0,25} = 668,39 \text{ kN/m}^2$$

La cabeza superior está traccionada por lo que debe limitarse el ángulo θ_f a 38,6°:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{f_{yd} \cot \theta_f} = \frac{668,39 \cdot 0,25}{\frac{50}{1,15} \cdot \cot 38,6} = 3,07 \text{ cm}^2/m$$

Esta armadura se debe combinar, en principio con la armadura de flexión transversal. En el ala superior, sin embargo, la flexión transversal es despreciable, por lo que se puede proponer un armado en base a la cifra anterior únicamente.

Tanteando con $\phi 8$:

$$s_t \leq \frac{2 \cdot \pi \cdot 0,8^2}{4} = 0,33m \rightarrow C\phi 8a0,30 \text{ con valores recomendados}$$

4. Efectuar el cálculo de la flexión transversal en la losa inferior (esfuerzos más armadura necesaria). A estos efectos se considerará que el recubrimiento de las armaduras es igual a 5 cm.

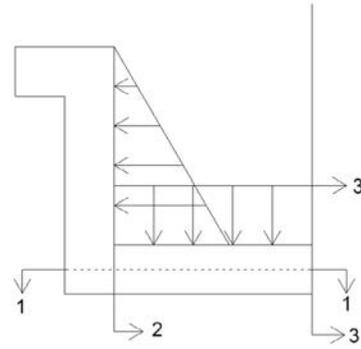


Figura 6. Secciones

Sección 1-1 y 2-2 (ver figura 6)

Momento local debido al empuje hidrostático del agua es:

$$M_d^- = 1,50 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 1,00 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 1,00 + 0,125 \right) \right) = 3,437 \text{ kNm/m}$$

La armadura estricta necesaria para resistir este momento es:

$$A_s = \frac{U_0}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0 d}} \right) = \frac{\overbrace{25000}^{3333,33}}{1,5} \cdot \frac{0,20}{50} \cdot 1,15 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3,437}{3333,33 \cdot 0,20}} \right) = 0,40 \text{ cm}^2/m$$

En la sección 2-2 se tiene además una tracción. La armadura necesaria en cada cara por efecto de la tracción supone, aproximadamente un incremento de armadura de:

$$N_{Ed} = 1,50 \times \frac{1}{2} \cdot 10 \times 1,00^2 = 7,50 \text{ kN/m}$$

$$\Delta A_{s, \text{por cara}} = \frac{1}{2} \cdot 7,50 \cdot \frac{1,15}{50} = 0,09 \text{ cm}^2/m$$

De acuerdo con el criterio de combinación de la flexión transversal y el rasante que propone UNE-EN 1992-1-1 en el párrafo, 6.2.4 (5) resulta necesario sumar a la armadura necesaria por flexión transversal en la cara superior de la losa la mitad de la armadura necesaria por rasante. Igualmente, para definir la armadura necesaria en la cara inferior de la losa se puede restar el valor necesario por flexión (dado que allí se generará una compresión que debe equilibrar esta tracción).

De esta forma, la armadura de la losa inferior en la unión con el alma requiere las siguientes cuantías de armado:

- En cara superior: $0,40 + 0,5 \times 3,06 + 0,09 = 2,02 \text{ cm}^2/m$
- En cara inferior: $-0,40 + 0,5 \times 3,06 + 0,09 = 1,22 \text{ cm}^2/m$

Sección 3-3

$$q_d = 1,35 \cdot 0,25 \cdot 25 + 1,50 \cdot 10 \cdot 1,00 = 23,44 \text{ kN/m}$$

$$M_d^+ = 23,44 \cdot \frac{2,25^2}{8} - 3,437 = 11,4 \text{ kNm/m}$$

$$U_0 = f_{cd}bd = 20000 \cdot 0,20 \cdot 1 = 4000 \text{ kN/m}$$

$$M_d < 0,375U_0d = 300 \text{ kNm/m}$$

$$A_{s1}(\text{tracción}) = \frac{U_0}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_0d}} \right) = \frac{4000}{50/1,15} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,4}{4000 \cdot 0,20}} \right) = 1,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dado que en el centro de la losa el rasante es nulo, la armadura a disponer corresponde al valor anterior más el armado necesario para tener en cuenta la tracción generada por el empuje del agua:

Por tanto hay que disponer $1,32 + 0,09 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{m}$.

La armadura máxima corresponde a $2,02 \text{ cm}^2/\text{m}$ por cara. Por tanto se dispone un cerco $\phi 8$ a $0,20$:

$$s_l \leq \frac{\pi \cdot 0,8^2}{2,02} = 0,24 \text{ m}$$

5. Dibujar el detalle de armado teniendo en cuenta la posible armadura debida al empuje al vacío.

El empuje al vacío en la esquina se genera por la acción del momento debido al empuje del agua y su valor puede estimarse a partir del dimensionamiento a flexión del alma efectuado en el apartado 4, donde se estimó la armadura necesaria por flexión en $0,40 \text{ cm}^2/\text{m}$. El empuje al vacío sería por tanto de:

$$E_{v,Ed} = 0,40 \times \frac{50}{1,15} \sqrt{2} = 24,6 \text{ kNm/m}$$

En principio este empuje requeriría una armadura de $24,6/50 \times 1,15 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{m}$ que resulta muy reducida. La

capacidad de cálculo del hormigón de la esquina trabajando a tracción, suponiendo una distribución de tensiones parabólica y una longitud de fisura igual al canto de la sección se puede estimar como:

$$E_{v,Rd,c} = \frac{0,21 \sqrt[3]{30^2}}{1,50} \times 1000 \times 0,20 \times \frac{2}{3} = 180,2 \text{ kNm/m}$$

Se observa que la capacidad de cálculo del hormigón a tracción excede por mucho el valor solicitante del empuje al vacío, como sucede en el caso de escaleras habituales en edificación en las que nunca se dispone armadura de empuje al vacío a pesar de existir dicho empuje. Por otra parte, el armado con cercos tenderá a dar un cierto confinamiento al nudo lo cual también permite controlar este fenómeno. No se dispondrá, por tanto, una armadura específica de empuje al vacío.

En la figura 7 se muestra el armado de la viga, acorde con los cálculos expuestos anteriormente donde se refleja la diferencia en el cálculo de la armadura de cortante según los parámetros recomendados del Eurocódigo (PR) y según el Anejo Nacional (AN).

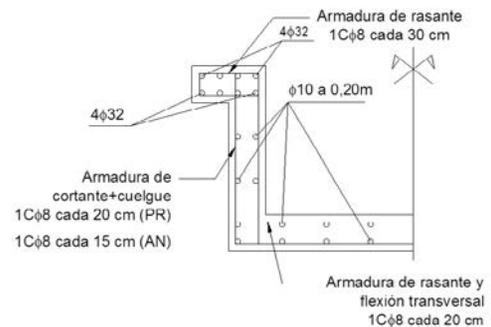


Figura 7. Detalle de armado de la sección de apoyo

Otras informaciones

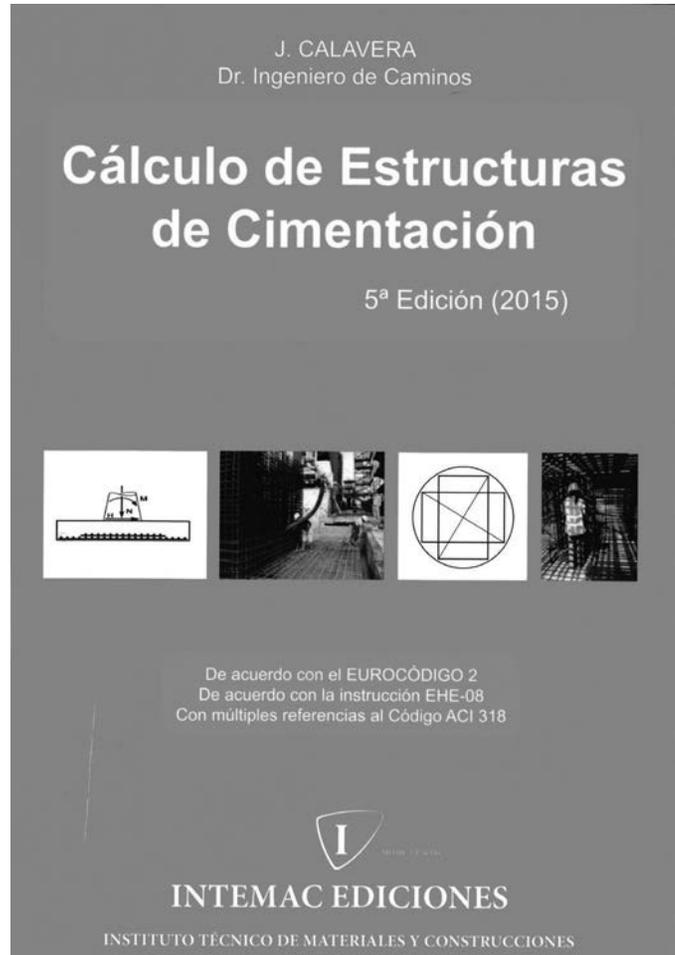
Nueva edición del libro de Cálculo de Estructuras de Cimentación del Prof. Calavera

Se ha publicado recientemente la 5ª edición del libro del Profesor José Calavera “Cálculo de Estructuras de Cimentación”. Esta nueva edición supone una revisión completa de ediciones anteriores para adaptar la redacción de la primera edición publicada en 1982 al Eurocódigo 2 y a la EHE, y recoge también referencias al Código Norteamericano ACI 318-11.

El Profesor Calavera consigue en su libro recoger los diferentes casos de cimentaciones, tratándolos con profundidad y rigor técnico en cada uno de los capítulos que incluye, alcanzando el resultado de un trabajo altamente profesional realizado por un autor cuya experiencia y conocimientos avalan sobradamente el interés de la obra. Es un libro de evidente utilidad, sistematizado y de fácil manejo para el profesional de la construcción, tanto si se dedica al cálculo estructural, o a la ejecución directa de obra y es un libro de apoyo muy útil para el estudiante de ingeniería y arquitectura.

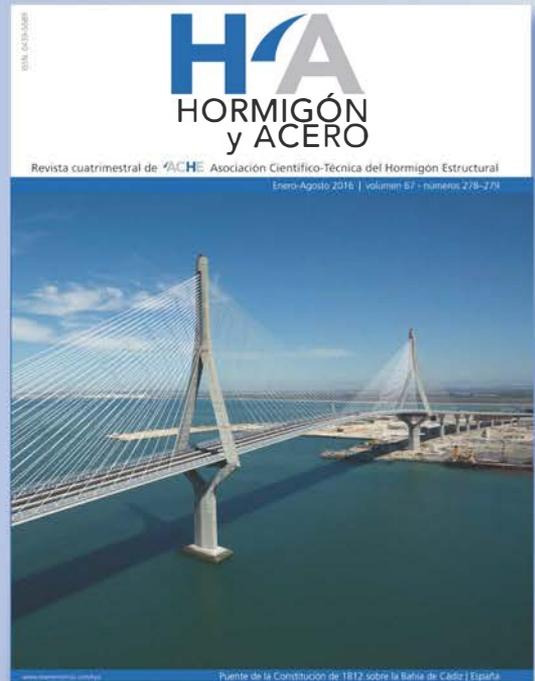
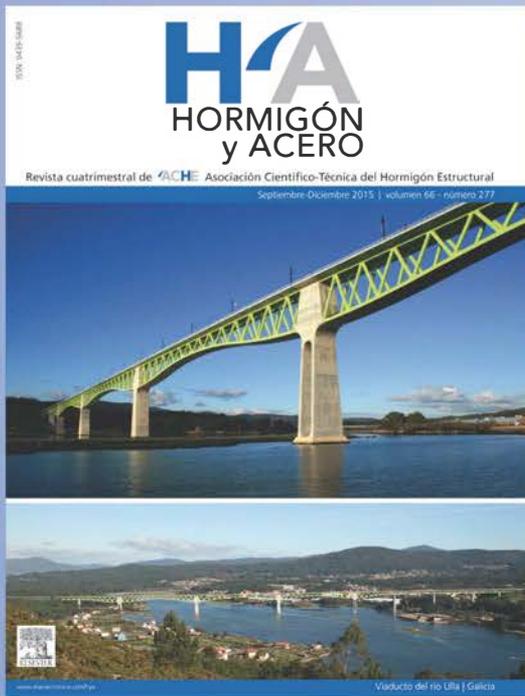
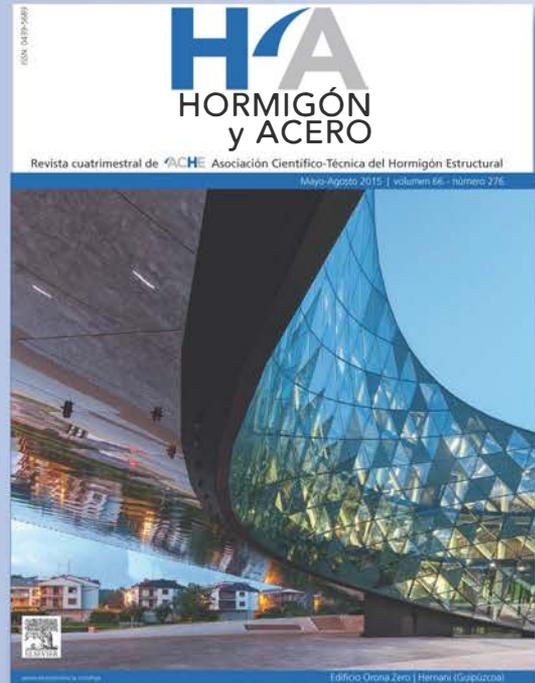
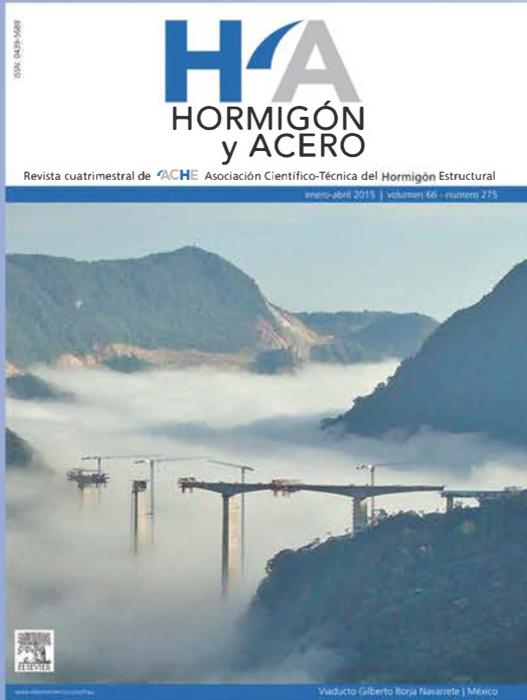
Es un libro de consulta inmediata de nociones fundamentales en cálculo de cimentaciones. El libro aborda de forma clara, concisa y técnica las diferentes situaciones que el proyectista se puede encontrar al diseñar una cimentación, desde zapatas aisladas a zapatas combinadas (pasando por zapatas corridas, de medianería o de esquina); o vigas, emparrillados y placas de cimentación y cimentaciones de naves con grandes luces e incluso cimentaciones profundas como son los pilotes o situaciones intermedias como son los pozos de cimentación. También aborda en esta revisión, mediante dos capítulos (uno de ellos completamente nuevo), las cimentaciones circulares o anulares para construcciones desarrolladas muy ampliamente con posterioridad a la primera edición del libro como son los aerogeneradores.

Otro aspecto fundamental en las cimentaciones son los procesos patológicos que se pueden presentar por fallos en la estructura de cimentación, ya sea por error de proyecto, de materiales o de ejecución; el libro también incluye un amplio capítulo nuevo dedicado a patología y refuerzo de estructuras de cimentación, con ejemplos prácticos de diferentes situaciones, que sin duda serán de gran ayuda para resolverlas, comenzando por la correcta comprensión del problema, para poder determinar la causa y poder aplicar la solución correctiva adecuada. Aunque con brevedad, el Profesor Calavera también aborda en este capítulo el empleo del pretensado como posible solución de reparación de algunos de los pro-



blemas expuestos. En este campo de los procesos patológicos de cimentaciones y sus soluciones, es de esperar que, en una próxima edición, el Profesor Calavera aborde específicamente la cuestión de los problemas aparecidos precisamente en cimentaciones de aerogeneradores y su corrección, cerrando así el panorama por él contemplado en estos nuevos capítulos.

Para completar su fin didáctico y de consulta, el Profesor Calavera incluye en el libro reglas y tablas de anclaje con barras transversales soldadas y tablas para el cálculo directo de zapatas aisladas y corridas.





SUMARIO

C O N T E N T S

Originales

- El viaducto sobre el río Deba en la «Y-Vasca» de alta velocidad
Viaduct over the River Deba on the 'Basque-y' high-speed rail line
Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo, Jokin Ugarte González, Pablo Solera Pérez, Helder Figueiredo 287
- Fundamentos y aplicaciones piloto de las aleaciones con memoria de forma para su utilización en ingeniería estructural
Fundamentals and pilot experiences of the application of shape memory alloys in structural engineering
Benito Mas, Antoni Cladera, Carlos Ribas 309
- Cálculo de la velocidad de propagación de la fisura debido a fragilización por hidrógeno
Calculation of the crack propagation rate due to hydrogen embrittlement
Javier Sánchez, Álvaro Ridruejo, Eduardo Muñoz, Carmen Andrade, José Fullea, Pedro de Andres 325
- Hacia un conjunto de especificaciones argentinas para el control de la fisuración en estructuras con requerimientos de estanqueidad
Towards a set of Argentine specifications for crack control in structures with tightness requirements
Hugo Juan Donini. 333

Eurocódigos Estructurales

- Ejemplo 7: Flexión, Cortante, Rasante según UNE-EN 1992-1-1 I

Otras informaciones

- Nueva edición del libro de Cálculo de Estructuras de Cimentación del Prof. Calavera VIII