HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | julio - septiembre 2010 | Volumen 61 - nº 257



Puente de Palma del Río | Córdoba



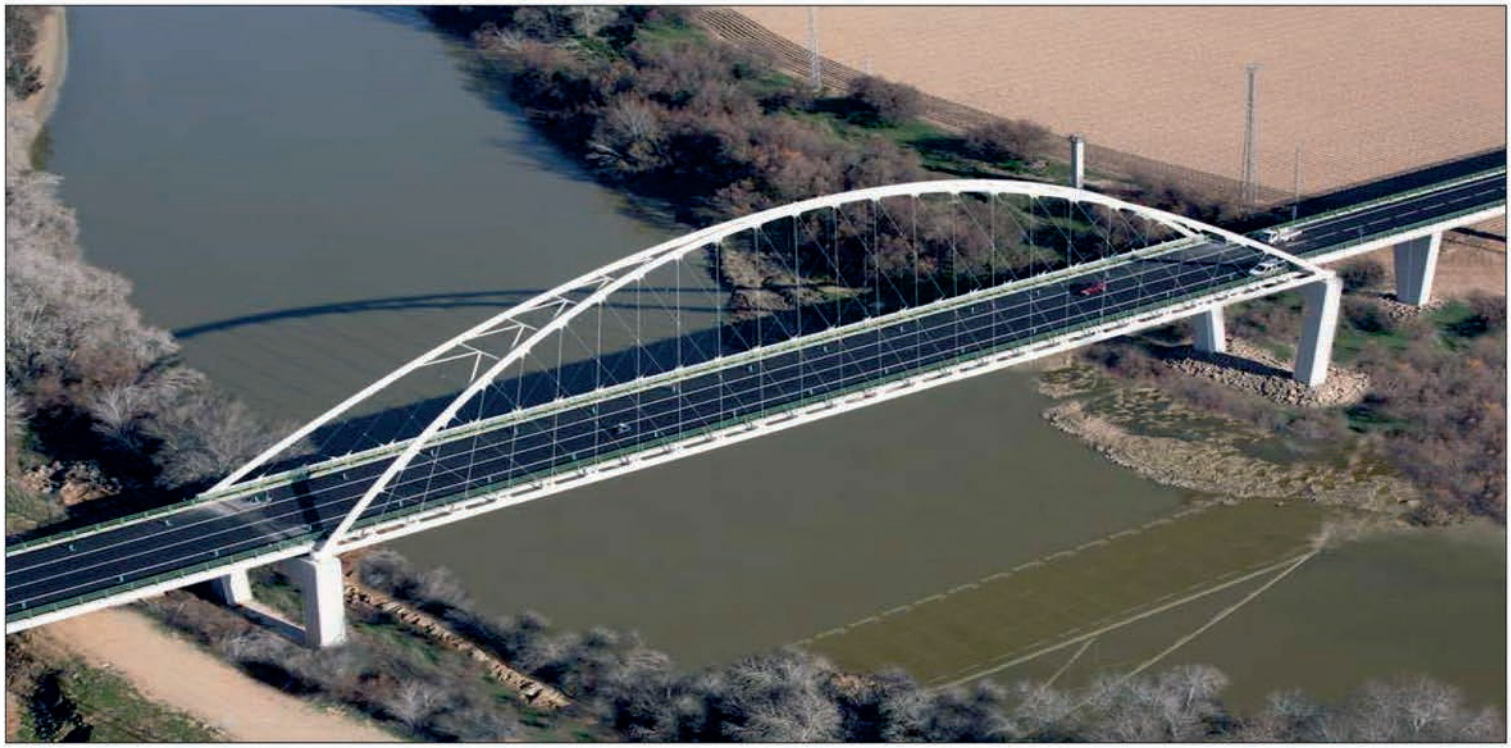
Puente de Deba | Guipúzcoa

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

MEGUSA
METALÚRGICA DEL GUADALQUIVIR, S.L.

AVENIDA DE LA ESCLUSA S/N
41.011 SEVILLA
TLEFONO: 954.45.28.00/28.56
FAX: 954.45.22.47
email: tecnica@megusa.com
www.megusa.com

FABRICACIÓN Y MONTAJE DEL NUEVO PUENTE SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR EN PALMA DEL RÍO







- **LONGITUD: 130 MTS.**
- **PESO: 684 TN.**
- **AÑO FABRICACIÓN: 2007**
- **EQUIPO DE PROYECTO: IDEAM**
- **CONSTRUCTORA: FCC CONSTRUCCIONES,S.A.**

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Foto de portada: Puente de Palma de Río (superior)
Puente de Deba (inferior)

HORMIGÓN y ACERO

julio - septiembre 2010 | Volumen 61 - nº 257
REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

HORMIGÓN Y ACERO

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

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

EDITAN:

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C.S.I.C.)
Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid

CONSEJO EDITORIAL:

Director:
Luis Mª Ortega Basagoiti (Retineo, Madrid)*

Secretario:
Gonzalo Arias Hofman (Ines Ingenieros, Madrid)*

Editor Jefe:
José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

Vocales:
Juan Jesús Álvarez Andrés (Dragados, Madrid)*
Juan Carlos Arroyo Portero (Calter, Madrid)
Jaime Fernández Gómez (Intemac, Madrid)
Jaime C. Gálvez Ruiz (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (Fcc Construcción, Madrid)
David Izquierdo López (Construcciones Sando, Madrid)
Francisco Morán Cabré (Instituto E. Torroja - Csic, Madrid)
Antonia Pacios Álvarez (Etsi Industriales - UPM, Madrid)*
Javier Ripoll García-Mansilla (RCI, Barcelona)
Julio Vaquero García (Ipac, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO:**

António Adão da Fonseca (Universidade do Porto, Portugal)
Antonio Aguado de Cea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Alaejos Gutiérrez (Cedex, Madrid)
Mª Carmen Andrade Perdrix (IETcc - CISDEM (UPM - CSIC), Madrid)
Ángel Aparicio Bengoechea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
José Mª 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)
Ravindra Gettu (Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)
Gian Carlo Giuliani (Redesco Progetti SRL, Milán, Italia)
Enrique González Valle (Intemac, Madrid)
José Antonio Llombart Jaques (Eipsa, Madrid)
Antonio Marí Bernat (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Francisco Millanes Mato (Ideam, Madrid)
Santiago Pérez-Fadón Martínez (Ferrovial Agromán, Madrid)
António Reis (Universidade Técnica de Lisboa, Portugal)
Jesús Rodríguez Santiago (Dragados, Madrid)
José Manuel Roesset (Texas A&M University, EE.UU.)
Ana M. Ruiz-Terán (University of East London, Reino Unido)
Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)
Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno, Madrid)
José Mª de Villar Luengo (Torroja Ingeniería, Madrid)

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

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

REDACCIÓN / CONTACTO:

E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos.
Avda. Profesor Aranguren, s/n.
Ciudad Universitaria. 28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02
E-mail: secretaria_revista@e-ache.com
www.e-ache.com/hya

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

Los contenidos de la revista Hormigón y Acero, o parte de ellos, aparecen recogidos en las siguientes bases de datos:
ICYT - Dialnet - Sumaris - Urbadoc - Catálogo Latindex

Depósito Legal: M-853-1958
ISSN: 0439-5689
Diseño: Walter Lance
Imprime: FISELGRAF

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

HA SUMARIO

CONTENTS

REALIZACIONES Y PROYECTOS

7 | Proyecto y ejecución de dos arcos mixtos con elementos tubulares y sistema de péndolas tipo "network": Puentes Arco de Deba y Palma del Río

Design and construction of two composite tubular arches with network suspension system: Deba and Palma del Río Arch Bridges

Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo y Antonio Carnerero Ruiz

41 | Intempo. Estructura de un edificio de 180 metros de altura

Intempo. Structure in a 180-meter high-rise

Enrique Gutiérrez de Tejada Espuelas y Florentino Regalado Tesoro

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

57 | Fabricación de dovelas de túneles en posición horizontal con hormigones autocompactantes

Production of segmented tunnel lining with self-compacting concrete and horizontal casting

Sergio H. P. Cavalaro, Antonio Aguado y Nayara S. Klein

69 | Cálculo de secciones de vigas y soportes de hormigones de alta resistencia

Cross-section design and verification in high-strength concrete columns and beams

Francisco Morán Cabré y José Pedro Gutérrrez Jiménez

81 | El análisis lineal con redistribución limitada y los criterios de ductilidad de las secciones en la EHE-08

Linear analysis with limited moment redistribution and cross-section ductility criteria in EHE-08

Francisco de Borja Varona Moya, Luis García Andión y José Antonio López Juárez

91 | Estudio del comportamiento mecánico y frente corrosión de armaduras pasivas de acero revestidas con resina epoxi

Study of mechanical behaviour and durability of reinforcing bars fusion-bonded to an epoxy coating

Manuel Fernández-Cánovas, Jaime C. Gálvez y Patxi Goicolea Marin

SUMMARIES

105 | *Design and construction of two composite tubular arches with network suspension system: Deba and Palma del Río Arch Bridges*

Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo y Antonio Carnerero Ruiz

106 | *Intempo. Structure in a 180-meter high-rise*

Enrique Gutiérrez de Tejada Espuelas y Florentino Regalado Tesoro

107 | *Production of segmented tunnel lining with self-compacting concrete and horizontal casting*

Sergio H. P. Cavalaro, Antonio Aguado y Nayara S. Klein

108 | *Cross-section design and verification in high-strength concrete columns and beams*

Francisco Morán Cabré y José Pedro Gutérrrez Jiménez

109 | *Linear analysis with limited moment redistribution and cross-section ductility criteria in EHE-08*

Francisco de Borja Varona Moya, Luis García Andión y José Antonio López Juárez

110 | *Study of mechanical behaviour and durability of reinforcing bars fusion-bonded to an epoxy coating*

Manuel Fernández-Cánovas, Jaime C. Gálvez y Patxi Goicolea Marin

RINCÓN DE ACHE

111 | Jornada Técnica Anual y Asamblea Ordinaria de ACHE 2010

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | julio - septiembre 2010 | Volumen 61 - nº 257

E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid

Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02

E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID

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

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

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

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

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:

ANFOR
Anclajes y Formaciones en Roca, S.L.

armatek
Sistema Constructivo

ARPO
Empresa Constructora, S.A.

AEFACER
Asociación de Fabricantes de Armaduras para Hormigón

acesa
abertis

BBR PTE
BBR Pretensados y Técnicas Especiales, S.L.

BIS
CONSULTORS ARQUITECTES

CALTER
ingeniería

GRUP CIMENTS MOLINS

Colegio Ingenieros Técnicos Obras Públicas

COL·LEGI D'APARELLADORS I ARQUITECTES TÈCNICS DE GIRONA

Col·legi d'Arquitectes de Catalunya

VSL

CTT
STRONGHOLD

DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL
DSI

EMESA
TREFILERIA

Eptisa
GRUPO EP

ESTEYCO

ferrovial
agroman

FH INGENIEROS
FERNANDEZ Y HERNANDEZ INGENIEROS, S.L.L.

FORMIGONS GIRONA, S.A.

Freyssinet

Fundación
Agustín de Bertancourt

Gobierno de La Rioja
Vivienda, Obras Públicas y Transportes

G.O.C.

GRACE

MAPEI

ines
ingenieros consultores

prefabricados
CASTELO

idom

Instituto para la Promoción de Armaduras Certificadas
IPAC

itc
GRUPO ATISAE
INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION S.A.

incosa

JULIÁN ARUMÍ, S.L.
PREFABRICADOS DE HORMIGÓN

mecanoGumba

MeKano4
MK4

OHL

PACADAR

PERI
ENCOFRADOS ANDAMIOS

Pujol
Prefabricados de Hormigón

prevalesa
PREFABRICADOS DE HORMIGON

PROES

REPARACIONES TECNICAS DEL HORMIGON

Siegrist y Moreno S.L.

SEIS

SR
structuralresearch

tecpresa

Tierra Armada

TORROJA
INGENIERÍA

TYCSA
PSC

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026











VSL

Sistemas de postesado

Tirantes para puentes

Apoyos estructurales

Heavy Lifting

Barras postesadas y estructurales

Suelo Reforzado

Rehabilitación estructural



CTT STRONGHOLD
www.ctt-stronghold.com

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification

CTT STRONGHOLD, S.A. Paseo de Gracia, 11 esc. D, 1º - 08007 Barcelona, España. Telf. +34 93 289 23 30 Fax. +34 93 289 23 31 e-mail:cttbcn@vslsp.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Eje Atlántico de Alta Velocidad

"Viaducto del Río Ulla"



Longitud total: 1620 m.
Vanos tipo: 120 m.
Vanos centrales: 225 + 240 + 225 m.

Ministerio de Fomento
Dirección General de Infraestructuras Ferroviarias
Proyecto y Apoyo Técnico a la Dirección de Obra



IDEAM

Ingeniería de Puentes y Estructuras

C/ Velázquez 41, 1º A. 28001 Madrid
Teléfono 91 435 80 84. Fax 91 576 31 62
general@ideam.es

Ámbitos de actuación:

- Puentes y Obra Civil en Carreteras, Autovías, Líneas de Ferrocarril y Alta Velocidad.
- Estructuras Singulares.
- Edificación y Centros Públicos.

Actividades:

- Estudios, Anteproyectos y Proyectos.
- Control y Vigilancia de Obras.
- Proyectos de Rehabilitación y Refuerzo.
- Inspección y Diagnóstico.
- Apoyo Técnico a Constructoras y Promotoras.
- Direcciones de Obra.

Presidente: Francisco Millanes Mato

Director General: Luis Matute Rubio

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Proyecto y ejecución de dos arcos mixtos con elementos tubulares y sistema de péndolas tipo "network": Puentes Arco de Deba y Palma del Río

Design and construction of two composite tubular arches with network suspension system: Deba and Palma del Río Arch Bridges

Francisco Millanes Mato[1], Miguel Ortega Cornejo[2] y Antonio Carnerero Ruiz[3]

Recibido | *Received:* 12-01-2010
Aceptado | *Accepted:* 23-04-2010

Resumen

El empleo de la tipología de péndolas tipo Network, desarrollando la solución clásica de péndolas en V tipo Nielsen, permite en la tipología de arcos metálicos tipo Bowstring, un importante ahorro de cuantía de acero, con elementos principales muy esbeltos, debido a la importante reducción de las flexiones en arcos y tirantes.

El artículo detalla los principales aspectos del proyecto y la construcción de dos grandes arcos en esta tipología, el Puente sobre el río Deba en Guipúzcoa, con 110 m de luz, y el nuevo puente sobre el río Guadalquivir en Palma del Río (Córdoba), de 130 m de luz. En ambos casos se ha recurrido a un doble arco inclinado unido en clave de manera muy efectiva para reducir la longitud de pandeo del arco fuera de su plano. Los múltiples cruces del sistema de péndolas, barras pretensadas en el caso del puente sobre el río Deba y cables cerrados en el puente de Palma del Río, se han resuelto mediante unos dispositivos de cruce técnicamente satisfactorios con mínimo impacto visual.

Palabras clave: Puente mixto, arco tipo "bowstring", péndolas, dispositivos de cruce, sistema Network.

*Abstract**

The use of Network hanger arrangement, which constitutes a development of the classical Nielsen V-hanger system, in steel bowstring arch bridges allows for important steel saving, with very slender main elements, owing to the remarkable reduction of bending forces in the arches and tie beams.

The present paper describes the main features of the project and construction of two large arch bridges of this typology, the Bridge over River Deba in Guipúzcoa, with a span of 110 m, and Palma del Río Bridge over River Guadalquivir in Córdoba, 130 m long. In both cases, two inclined arches linked at the crown were used, a very effective disposition to reduce the out-of-plane buckling length. The multiple crossings of the hanger system, consisting of prestressed bars in the case of Deba Bridge and locked-coil cables in Palma del Río Bridge, were dealt with by means of crossing devices which led to a technically satisfactory solution with minimal visual impact.

Keywords: *composite bridge, bowstring arch, hangers, crossing devices, Network system.*

* ***Page 105 of this issue contains an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.***

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

Translation: Jorge Nebreda (IDEAM)

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

1. INTRODUCCIÓN: EL SISTEMA DE PÉNDOLAS TIPO NETWORK

En 1926, Octavius F. Nielsen patentó una variante al sistema convencional de péndolas verticales para el cuelgue de los tableros de arcos atirantados, tipo bowstring, mediante barras de acero inclinadas, según una configuración en V, que transformaban el esquema resistente tipo arco en otro tipo viga. Este sistema de péndolas inclinadas recogía los cortantes derivados de distribuciones de cargas alejadas de la funicularidad, lo que permitía reducir drásticamente las flexiones en el arco y el tablero, que pasaban a trabajar fundamentalmente a compresión/tracción y, por lo tanto, con la máxima eficiencia resistente.

La principal limitación del esquema tipo Nielsen surge de la posibilidad de entrada en compresión, y por tanto de inestabilidad, de una o varias péndolas cuando la relación entre sobrecargas y cargas permanentes es elevada, cuestión que suele suceder en puentes de ferrocarril, en pasarelas o en estructuras ligeras, donde las sobrecargas son de cierta entidad.

En los años 50 el profesor e ingeniero noruego Per Tveit desarrolló el concepto "Network" [1], al cual definió como un sistema que utiliza "péndolas inclinadas con múltiples intersecciones en el plano del arco". A costa, lógicamente, de una mayor complejidad y cuantías en el diseño del sistema de cuelgue se reduce notablemente el riesgo de entrada en compresión de las péndolas bajo distribuciones no uniformes de sobrecargas, lo que permite la extensión del sistema Nielsen a los tableros de las tipologías antes citadas [2] y [3].

El puente de Steinkjer (Figura 1), construido en Noruega en 1963, con 80 m de luz, fue el primer proyecto de esta tipología, que alcanzó inmediatamente un rápido desarrollo en países como Noruega, Alemania, Japón o Estados Unidos, siendo especialmente relevante el conocido Puente de Fehmarnsund (Figura 2), en el Mar Báltico, arco atirantado metálico con tablero mixto, y uso combinado para carretera y ferrocarril, terminado en 1963 y que, con 248 m de luz, todavía sigue ostentando el récord del mundo de su tipología.

1. INTRODUCTION: THE NETWORK HANGER SYSTEM

In 1926 Octavius F. Nielsen patented the development of the conventional vertical-hanger typology for bowstring arches, by means of oblique steel rods, in a V-configuration, which allowed him to transform the arch into a beam-type structure in which the rods took the shear forces caused by non-antifunicular load distributions, dramatically reducing the bending moments in both arch and deck. The arch and the deck worked under compression and tension, respectively, and, therefore, were highly efficient in structural terms.

The main limitation in the Nielsen scheme stems from the compression forces, and possible instability, which may appear in one or some hangers when the live loads/permanent loads ratio is too high, typical in railway bridges and footbridges or light structures, where live loads are relevant.

In the 1950's Professor Eng. Per Tveit (Norway) developed the concept of Network bowstring arch bridge [1], defined as a system which uses "inclined hangers with multiple intersections on the arch's plane". By resorting to greater complexity and a higher amount of steel in the hanger system, it very notably reduces the risk of the hangers being subjected to compression in non-symmetrical load distributions, which renders this typology liable to be used in the aforesaid typologies [2] and [3].

Steinkjer Bridge (Figure 1), built in Norway in 1963, with a span of 80 m, was his first project using this typology, which attained a fast development in countries like Norway, Germany, United States and Japan. The most remarkable example is the renowned Fehmarnsund Bridge (Figure 2), in the Baltic Sea, a composite steel-and-concrete bridge for both railway and vehicles and a span of 248 m. Built in 1963, it still holds the world record for this typology.

1.1. Structural response

Figure 3 shows the parabolic distribution of bending moments along a simply-supported beam, and figure 4 shows the typical antifunicular shape of a bowstring arch bridge.



Figura 1. Puente de Steinkjer(1963)
Figure 1. Steinkjer Bridge (1963)



Figura 2. Puente de Fehrmarnsund (1963)
Figure 2. Fehrmarnsund Bridge (1963)

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

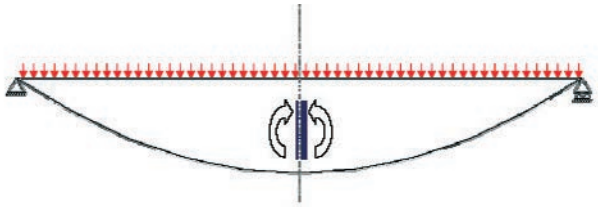


Figura 3. Ley de flectores en un vano isostático
Figure 3. Bending moments along a simply-supported span

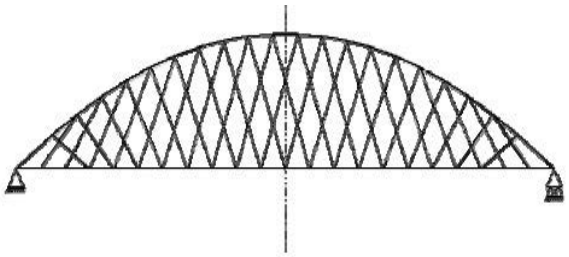


Figura 4. Geometría antifunicular de un arco tipo bowstring
Figure 4. Antifunicular geometry of a bowstring arch bridge

1.1. Respuesta estructural

En la figura 3 se representa la ley parabólica de momentos flectores en una viga isostática, y la figura 4 muestra la forma típica antifunicular de las cargas en un arco atirantado de tablero inferior tipo bowstring.

Como es bien conocido, el comportamiento resistente de los puentes arco se basa en su antifunicularidad geométrica frente a las cargas verticales uniformes a lo largo de la totalidad del tablero. Para estos estados de carga, el arco queda sometido exclusivamente a compresión, con ausencia completa de flexiones. Cuando además el puente es de tablero inferior tipo "bowstring", éste actúa como tirante de tracción, uniendo los puntos de apoyo del arco y permitiendo que sólo se transmitan cargas verticales a la cimentación (Figura 5).

Esta tipología es especialmente eficaz cuando las cimentaciones no pueden resistir fuerzas horizontales importantes.

Este comportamiento es independiente de la configuración escogida para las péndolas, verticales o inclinadas. Sin embargo, cuando las cargas verticales se disponen longitudinalmente en la mitad del tablero, las flexiones generadas ya no son resistidas únicamente por el arco en compresión y el tablero en tracción, sino que aparecen flexiones en ambos elementos. El arco deja de ser el antifunicular de la carga, y el traslado de la carga desde el tablero a los apoyos se realiza por distintos mecanismos resistentes, en función de la vinculación arco-tablero y de sus rigideces relativas a flexión.

Cuando las péndolas son verticales (Figura 6), parte del cortante generado por la carga vertical situada en posición no antifunicular viaja hasta los apoyos como

It is well known that the structural behaviour of arch bridges is founded on their geometrical antifunicular shape, which counteracts the uniform vertical loads acting along the deck. For this load configuration, the arch is under compression, with no bending at all. When the bridge's deck is tied to the arch, that is, in bowstring arch schemes, the deck becomes a tensioned tie beam which links the arch's supports and causes the structure to transmit only vertical reactions to the foundations (Figure 5).

This typology is especially useful when the foundation cannot bear important horizontal forces.

This behaviour is irrespective of the chosen hanger arrangement, whether vertical or inclined. However, when vertical loads only act on one side of the deck (longitudinally speaking), the generated bending moments are not withstood by pure tension in the deck and pure compression in the arch, but these elements are now subjected to bending as well. The arch is no longer the antifunicular structure for the acting loads, and the load transfer from the deck to the supports is attained by means of different structural schemes, depending on the arch-deck link and their bending stiffness ratio.

With vertical hangers (Figure 6), part of the shear stress generated by the vertical load acting on a non-symmetric position is transferred to the supports as arch compression, while the rest becomes shear force in the arch and tie beam –the moment distribution depending on their bending stiffness ratio–, and bending appears in both elements.

With oblique hangers, the load transfer to the supports is more efficient thanks to the hangers' inclined force component. The arch-hangers-deck system works as a beam, whose web is materialised by the hangers, and bending moments in the arch and the deck are notably lower than those in the case of bowstring arches with vertical hangers. When the hanger

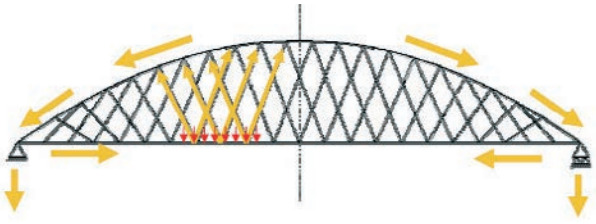


Figura 5. Respuesta estructural de un arco tipo bowstring con sistema de péndolas tipo Network
Figure 5. Structural response of a bowstring arch bridge with Network hanger arrangement

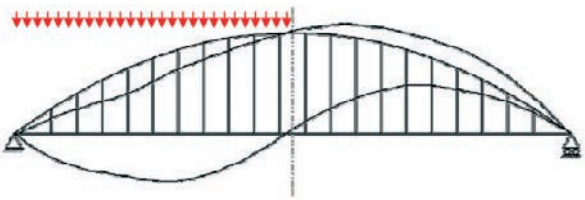


Figura 6. Leyes de momentos flectores en un bowstring con péndolas verticales sometido a sobrecargas antimétricas
Figure 6. Bending moment distribution in a bowstring with vertical hangers and non-symmetric live loads

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

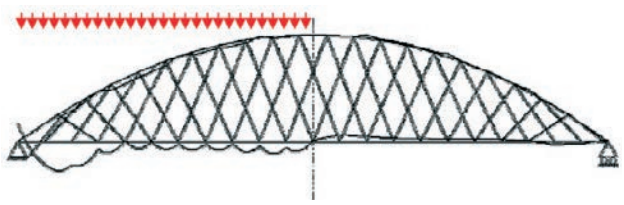


Figura 7. Leyes de momentos flectores en un bowstring con sistema de péndolas tipo Network sometido a sobrecargas antimétricas
Figure 7. Bending moment representation of a bowstring arch bridge with Network hanger system under non-symmetric live loads

compresión del arco, mientras que otra parte la hace como cortante de arco o tablero, repartiéndose entre ambos elementos en función de sus rigideces respectivas a flexión, y generando momentos flectores en ambos elementos.

Cuando existen péndolas inclinadas, el traslado de la carga a los apoyos se mejora gracias a la componente inclinada de la fuerza de las péndolas. El conjunto arco-péndolas-tablero pasa a funcionar como una viga, cuya alma está formada por las péndolas, y las leyes de momentos flectores en arco y tablero disminuyen notablemente respecto las que se generan en el caso de los puentes con péndolas verticales. Cuando la disposición de las péndolas es en malla o "Network", con péndolas situadas a distancias relativamente reducidas entre sí, este comportamiento se potencia al máximo.

El sistema "Network" asegura una respuesta estructural de gran eficacia, que permite un dimensionamiento

arrangement is a mesh or 'Network', with the hangers relatively close from each other, this behaviour is enhanced to a maximum.

The 'Network' system guarantees a highly efficient structural response, which allows for a very homogeneous, almost uniform, hanger design along the whole bridge, dramatically minimising bending stress in the arch and the deck (Figure 7). This leads to designs of high geometric slenderness, low structural steel ratios and remarkable aesthetic quality.

2. ARCH BRIDGE OVER RIVER DEBA

2.1. Fitting the structure in its surroundings

The Bridge over River Deba (Figure 8) is located at the junction of GI-638 access road to Motrico and N-634 road in the village of Deba, Guipúzcoa, Spain, a location of special beauty. The 680 m long viaduct starts at a roundabout on the N-634 road, under which a railway line exists, crosses the river's lowlands and spans the river itself by means of a structure ending at a tunnel leading to the GI-638 road.

The high environmental value of the river's surroundings required an absolutely environmentally friendly solution consisting of an access viaduct crossing the lowlands and a 110 m long arch spanning the river which eliminated any support in the riverbed (Figures 9a and 9b).

The project also comprised the improvement of a riverside promenade running along River Deba's left bank. The platform's design, both in the access viaduct and in the arch, was



Figura 8. Vista aérea del puente y del viaducto de acceso
Figure 8. Bird's eye view of the bridge and the access viaduct

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

muy homogéneo, casi uniforme, del sistema de péndolas a lo largo de todo el tablero, al mismo tiempo que minimiza drásticamente el nivel de flexiones en arco y tablero (Figura 7) lo que hace posible diseños de elevada esbeltez geométrica, reducidas cuantías de acero estructural y elevadísimas cualidades estéticas.

2. PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO DEBA

2.1. Encaje de la actuación en su entorno

El puente sobre el río Deba (Figura 8) se sitúa en la conexión de la carretera GI-638 de acceso a Mutriku con la carretera N-634 en un paraje de especial belleza, en el pueblo de Deba, en Guipúzcoa. La actuación de 680 metros de longitud arranca en una glorieta en la N-634, bajo la cual cruza el ferrocarril, y se inicia con un salto de toda la vega y la ría en estructura que enlaza con un túnel que desemboca en la actual carretera GI-638.

El alto valor medioambiental de la ría obligó a una solución absolutamente respetuosa con el medio ambiente, al realizarse totalmente en estructura el cruce de la vega, mediante un viaducto de acceso, y un arco de 110 metros de luz evitando así apoyar en el cauce (Figuras 9a y 9b).

La actuación incluía asimismo el acondicionamiento de un paseo de ribera, que discurre a lo largo de la margen izquierda de la ría del Deba. El diseño de la plataforma de la estructura, tanto en el tramo del viaducto como en el del arco, se ha planteado de manera que permitiera alojar el citado paseo, dándole continuidad entre ambas márgenes.

Con objeto de mantener el carácter lúdico del paseo, se buscó alejarlo del tráfico rodado, distanciándolo dos metros en planta, a ambos lados de la plataforma viaria. Las aceras, de 2,30 m de ancho (Figura 10), discurren longitudinalmente apoyadas sobre el extremo de unas impresionantes costillas laterales, que cada 5 metros surgen en voladizo como prolongación de la propia sección transversal del tablero. El espacio vacío entre tablero y aceras, de 2 m de ancho, se recubre con una rejilla protectora tipo tramex.

La separación descrita entre los tráficos rodado y peatonal, que en el puente arco queda acentuada por el aislamiento psicológico que los planos de péndolas cruzadas establecen entre ambos ámbitos, favoreciendo la inserción de los paseantes en el bello paisaje circundante de espaldas al tráfico rodado que discurre por el "interior" del arco y sus tirantes, marcó con rotundidad el diseño formal y la respuesta resistente de la estructura proyectada (Figura 11).

2.2. Descripción de las estructuras

La estructura salva la ría del Deba y sus marismas aledañas, uniendo la glorieta de conexión de la N-634 y la GI-638 con el túnel situado al este de la ría.





Figuras 9a y 9b. Vista del arco desde el exterior y desde el interior del túnel

Figures 9a and 9b. Arch view from outside the tunnel and from within the tunnel



Figura 10. Vista de las aceras voladas laterales

Figure 10. View of the lateral sidewalks on cantilever ribs

conceived so that it provided the promenade with continuity between the two banks of the river.

In order to preserve the promenade's recreational character, special care was placed on keeping it, as far as possible, away from the traffic, resulting in a two-meter clearance between it and the road platform. The sidewalks, 2,30 m wide (Figure 10),

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



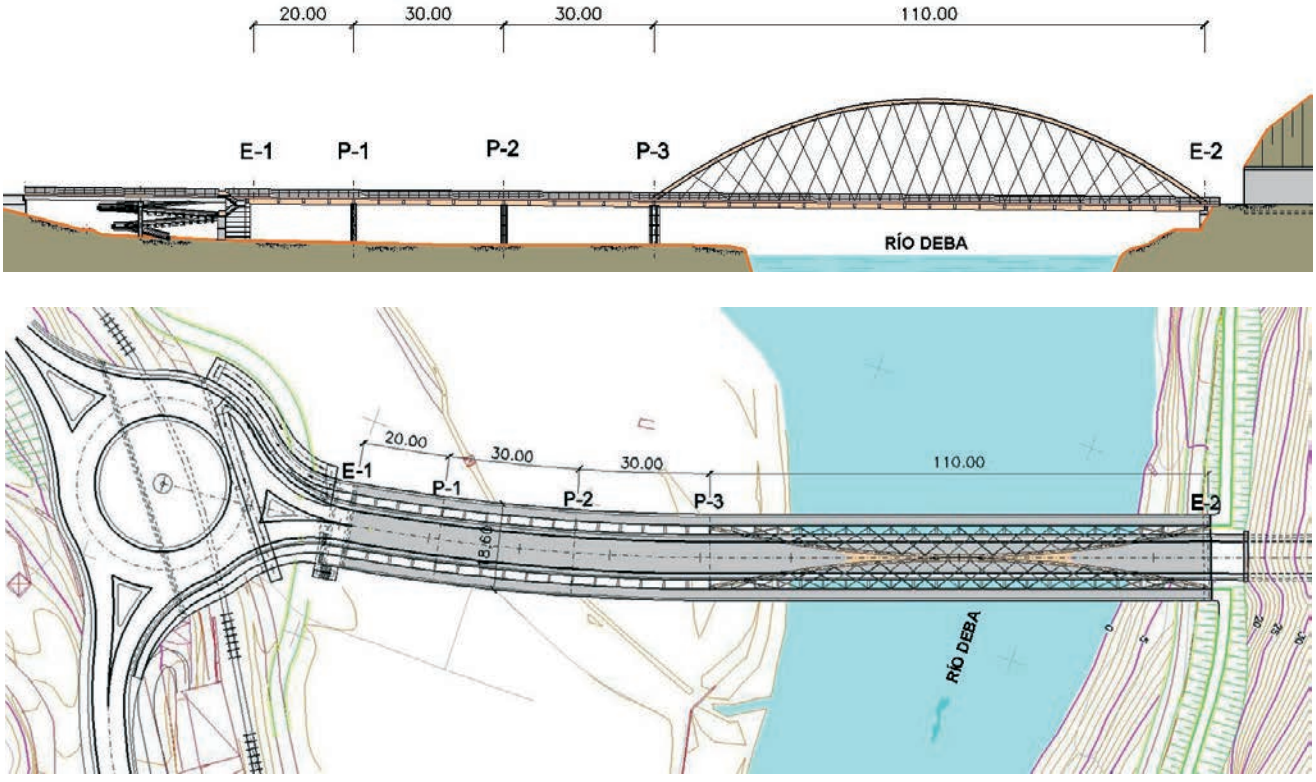
Figura 11. Vista desde aguas abajo
Figure 11. Downstream view

La estructura presenta tres zonas muy definidas (Figuras 12a y 12b):

- La zona de glorieta, formada por un tablero de vigas prefabricadas artesas, con una geometría irregular en planta, y que salva la línea de ferrocarril.
- El viaducto de acceso, situado sobre la llanura de inundación del río, mediante un cajón mixto continuo de luces 20+30+30 m.
- Un puente arco atirantado de tablero inferior tipo "bowstring", de 110 m de luz sobre el río [4 y 5].

run longitudinally supported on the tips of impressive lateral cantilever ribs connected to the deck's cross-section every 5 meters. The void space between the deck and the sidewalks, 2 m wide, is covered with a light weight steel grid.

The aforesaid clearance between pedestrian and road traffic, which in the arch bridge is stressed by the psychological isolation created between both domains by the intertwined hanger planes, favouring the pedestrians' immersion in the beautiful surrounding landscape away from the traffic, circulating within the arch and the hangers, definitely marked the structure's formal design and its structural response (Figure 11).



Figuras 12a y 12b. Alzado y planta de la glorieta, viaducto de acceso y puente arco sobre el río Deba
Figures 12a and 12b. Roundabout, access viaduct and arch bridge over river Deba. Elevation and plan views

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

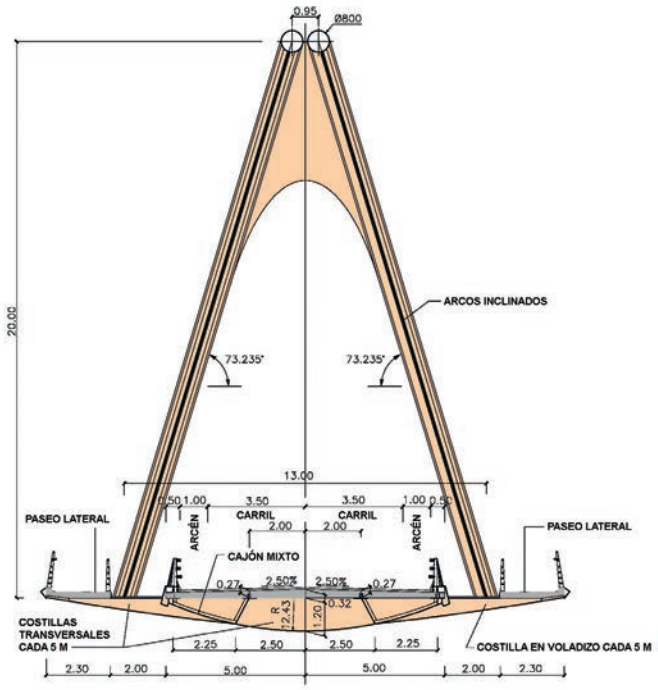


Figura 13. Sección transversal del tablero por el arco
Figure 13. Deck cross-section at the arch

Tanto al puente arco como al viaducto de acceso se les incorporaron en sus bordes exteriores dos aceras que facilitan el flujo peatonal, cumpliendo de esta manera los requisitos planteados para la solución.

La sección transversal del puente (Figura 13) presenta una anchura total de 18,6 m, de los que los 10 m centrales constituyen la calzada para el paso de los vehículos, dividida en dos carriles, uno para cada sentido, de 3,5 m de anchura, y arcenes laterales de 1 m, dejando los 0,5 m extremos para la colocación de la barrera de seguridad.

Además, para dar continuidad peatonal a los caminos de la ribera, permitiendo el cruce del río, se han dispuestos dos aceras, a ambos lados de la estructura, de 2,3 m de anchura, separadas 2 m del borde de la calzada (Figura 13). Las aceras están formadas por losas de hormigón prefabricado de 0,20 m de espesor, apoyadas en costillas transversales dispuestas cada 5 m. El espacio comprendido entre la calzada y las aceras se ha cubierto mediante una rejilla metálica tipo "tramex".

2.3. El viaducto de acceso

Los vanos de acceso están formados por un cajón metálico continuo de canto constante de 1,25 m con sección trapezoidal de fondo curvo. Presenta dos almas inclinadas hacia el interior, de forma que la anchura en la zona inferior es de 5,0 m y en la zona superior de 4 m. Estas dimensiones permiten el transporte del cajón completo desde el taller a la obra, sin necesidad de realizar más soldaduras que las de unión entre tramos.

2.2. Structures description

The structure bridges the Deba inlet and its surrounding marshes, linking the N-634 roundabout to the GI-638 tunnel located on the east bank of the inlet.

The structure consists of three clearly defined zones (Figures 12a and 12b):

- *The roundabout zone, comprising a precast U-girder deck, with irregular elevation geometry, that crosses the railway line.*
- *The access viaduct, located over the river's lowlands, a continuous steel and concrete composite hollow box girder with 20+30+30 m long spans.*
- *A 110 m long span bowstring arch bridge over the river [4 and 5].*

Both the arch bridge and the access viaduct possess lateral sidewalks at either side which ease the pedestrian passage, thus fulfilling the demanded requirements for the solution.

The bridge's cross-section (Figure 13) is 18,6 m wide, of which 10 m constitute the central platform for the vehicles, with two 3,5 m wide lanes in opposite directions, 1 m wide lateral shoulders and 0,5 m at either side for the security railing.

In order to provide the bank promenade with continuity across the river, 2,3 m wide lateral sidewalks were placed at either side of the structure, 2 m away from the platform (Figure 13). The sidewalks consist of 0,20 m thick precast concrete slabs, supported on the transverse ribs located every 5 m. The void space between the sidewalks and the platform was covered by a light weight steel grid.

2.3. Access viaduct

The access spans consist of a 1,25 m deep continuous steel hollow box, with a trapeze-shaped cross-section and curved

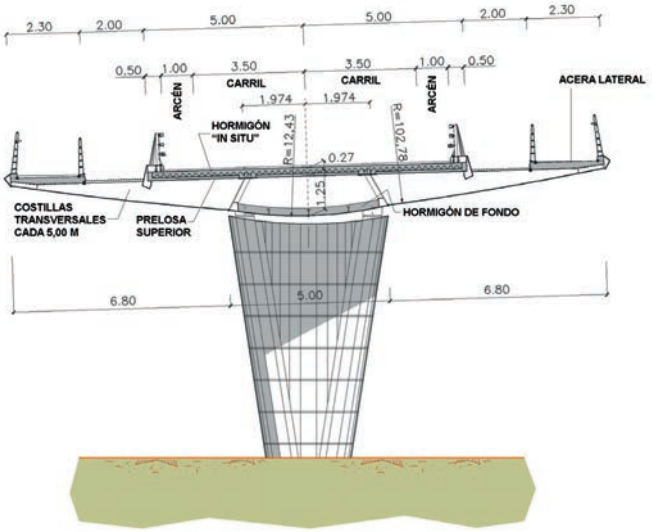


Figura 14. Sección transversal del viaducto de acceso
Figure 14. Access viaduct cross-section

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Figura 15. Estructura metálica del viaducto de acceso en ejecución
Figure 15. Access viaduct steel structure while erected

Cada 5,0 m, coincidiendo con la posición de las celosías transversales, se le añaden a ambos lados dos grandes ménsulas de 7,3 m y canto variable, cuyo borde inferior continúa la curva del fondo del cajón, y en cuyos 2,3 m extremos se sitúan las aceras (Figuras 14 y 15).

Sobre el cajón metálico se disponen prelosas de 2,5 m de largo y 10,0 m de ancho, sobre las que se hormigona una losa de hormigón "in situ" de espesor total máximo en el eje del tablero de 0,32 m. Este espesor varía ligeramente desde la zona circular en planta hasta su unión con el puente arco para adaptarse a la geometría en planta existente.

A cada lado de las secciones de pilas y en el fondo del cajón, se hormigona una losa de 0,30 m de espesor para materializar la doble acción mixta.

2.4. El Puente Arco

Sin duda, el puente arco constituye la pieza singular del conjunto, tanto por la luz que salva, 110 m, como por su configuración geométrica, formada por un doble arco tubular unido al tablero mediante péndolas dispuestas en forma de malla, lo que le aporta una serie de peculiaridades, tanto en su morfología como en su comportamiento estructural.

2.4.1. Tablero

En el tablero del puente arco se mantiene el mismo canto que en el viaducto de acceso y la misma forma curva del fondo de la sección. La sección transversal del tablero del arco (Figuras 13 y 16) está formada por dos cajones separados entre sí 4,0 m entre sus bordes superiores, de forma que el espacio existente entre ambos define la geometría del cajón de los vanos de acceso (Figura 15), al haber hecho coincidir las almas de este último con las almas interiores de los cajones del puente arco.

bottom. Its webs are leaning inwards in such a way that the width is 5,0 m at the bottom and 4,0 m at the top. These dimensions allow the steel girder to be transported in one piece from the factory to the worksite, thus reducing all the on-site welding operations to the segment-to-segment connection.

Every 5,0 m, coinciding with the transverse stiffening trusses, 7,3 m long haunched lateral ribs are connected to the deck. Their bottom line follows the deck's bottom curve. The 2,3 m wide sidewalks are located at their end (Figures 14 and 15).

Over the steel box, 2,5 m long, 10,0 m wide precast concrete slabs are placed, on top of which the deck slab is cast. The overall thickness is 0,32 m at the deck's axis, slightly decreasing from the curved zone (near the roundabout) to the section meeting the arch bridge, in order to adapt to the existing plan geometry.

At either side of the pier sections, a 0,30 m thick concrete bottom slab is cast (double composite action).

2.4. The Arch Bridge

The arch bridge is, without a doubt, the singular piece in the set of structures, not only because of its span, 110 m, but also because of its geometric configuration, consisting of a double tubular arch linked to the deck by means of hangers arranged in a mesh pattern, which confer a series of peculiarities, both to its morphology and to its structural behaviour.

2.4.1. Deck

The deck of the arch bridge has the same depth and the same bottom curve in its cross-section as the access viaduct. The deck's cross-section (Figures 13 and 16) comprises 2 hollow



Figura 16. Vista del tablero del puente arco, en primer término, y del tablero del viaducto de acceso al fondo, previa a su colocación
Figure 16. View of the arch bridge's deck (foreground) and the access viaduct's deck (background) prior to their erection

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Figura 17a. Fabricación en taller de la riostra extrema del tablero
Figure 17a. Deck's end diaphragm assembly at the steelworks

A pesar de tratarse de dos estructuras con tipologías estructurales completamente distintas, una viga continua de canto constante en los vanos de acceso y el puente arco de gran luz con un marcado carácter espacial, se ha tratado de dotarlas de una continuidad formal que marque el sentido de unidad entre ambas.

Los cajones del puente arco tienen una anchura de 2,75 m y un canto máximo de 0,95 m. Las dos almas de cada cajón son muy distintas entre sí. El alma exterior es vertical, con apenas 0,28 m de altura, mientras que la interior, con una longitud de 1,04 m, está inclinada 26,8º (Figuras 13 y 16).

Apoyadas en las alas superiores de los cajones metálicos se disponen prelosas de hormigón de tipo celosía, sobre las que se hormigona la losa superior de hormigón.

Transversalmente se disponen, como en los vanos de acceso, costillas cada 5,0 m (Figura 16), en cuyos extremos se apoyan las losas prefabricadas que forman las aceras del puente. Las costillas actúan como vigas transversales que recogen las cargas, tanto del tablero como de las aceras, y las trasladan hasta las péndolas a través de los puntos de conexión situados en los bordes de la calzada, a 6,5 m a cada lado del eje del puente.

Uno de los aspectos fundamentales en el diseño del puente ha sido la definición de la riostra extrema (Figura 17a), donde se produce la transmisión de la carga que desciende por el arco a los apoyos y se inyecta la tracción al tablero. La necesidad de disponer los puntos de llegada de los arcos en los bordes del tablero, y la posición de los cajones metálicos del tablero hacia el interior, obligan a trasladar la componente horizontal de la carga entre ambos puntos. Este traslado desde el arranque del arco, punto A de la figura 17b, a los puntos B y C, alas superiores de los cajones metálicos, se realiza mediante la disposición de una chapa plana quebra-

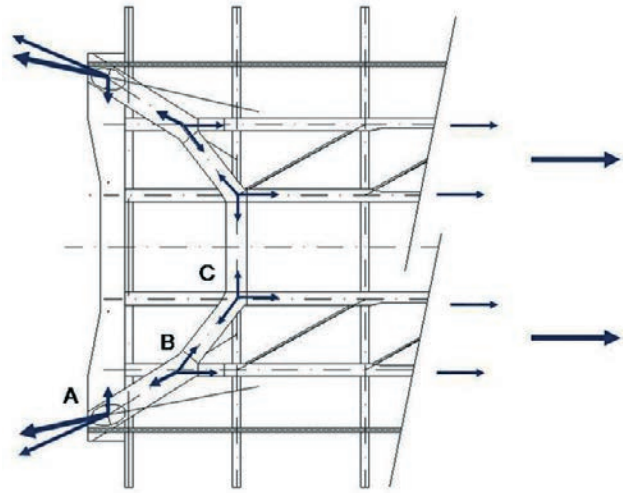


Figura 17b. Esquema de transmisión de cargas en la riostra extrema
Figure 17b. Load transmission scheme at the deck's end diaphragm

box girders whose inner webs are 4 m apart at the top, in such a way that this separation defines the cross-section's geometry of the access spans (Figure 15), since the both decks' webs lie on the same plane.

Despite the fact that they are two completely different structural typologies, a continuous constant-depth beam in the access spans and an arch bridge with a strong spatial character, all efforts were made to endow them with formal continuity stressing the sense of unity between them.

The arch bridge's hollow box girders are 2,75 m wide each, and as deep as 0,95 m. The webs of each girder are very different. The outer web is vertical, barely 0,28 m deep, while the inner one, 1,04 m long, is inclined at 26,8º (Figures 13 and 16).

Supported on the steel girders' top flanges are the precast concrete slabs with steel trusses on which the upper concrete slab is cast.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Figura 18. Vista del puente arco desde el estribo 2 (túnel)
Figure 18. View of the arch bridge from abutment 2 (tunnel)

da, A-B-C, que permite realizar una sucesiva descomposición de la componente horizontal de la carga, y cuyo ángulo de quiebro en el punto B se ha diseñado para igualar la tracción transmitida a cada ala del cajón (Figuras 17a y 17b).

La introducción en los cajones del tablero de la tracción a la altura de las alas superiores produce un momento flector puntual cuyo valor depende de la excentricidad entre las alas y la posición del centro de gravedad de la sección. En nuestro caso, esta excentricidad es reducida, al encontrarse el centro de gravedad de la sección mixta que constituye el cajón, cerca del ala superior.

Por otra parte, la riostra extrema se ha diseñado para resistir el momento flector horizontal que aparece como consecuencia de la deformación diferencial que en dirección horizontal presentan sus puntos extremos y su zona central. Asimismo, se le ha dotado de la capacidad a flexión necesaria para constituir un empotramiento eficaz de los arcos frente a los fenómenos de inestabilidad por pandeo.

2.4.2. Arco

El arco es doble, formado por dos tubos circulares de diámetro 0,8 m, de acero S-355-J2G3, con 355 N/mm^2 de límite elástico, con espesor de 35 mm en la zona de arranques y 20 mm en la zona de clave. Ambos arcos se encuentran inclinados 18º respecto la vertical hacia el interior del puente. En arranques, la separación entre sus ejes es de 13 m, mientras que en clave llegan a situarse casi tangentes, con una separación mínima de 0,15 m. La directriz de los arcos describe una parábola, alcanzado una flecha máxima en clave de 20 m.

Entre los dos arcos, y arriostrándolos en la zona de clave, se dispone una chapa metálica continua de 20 mm, con un borde final curvo de forma elíptica (Figura 18), cuya misión es la de permitir un trabajo conjunto de los

Every 5,0 m, just like in the access viaduct, transverse cantilever ribs are connected to the deck (Figure 16). The precast slabs which constitute the sidewalks are placed at the ribs' ends. The ribs act as transverse beams which take all loads coming from the sidewalks as well as from the deck and transfer them to the hangers through the anchorages located at the platform's edge, 6,5 m at each side of the deck's centre line.

One of the key features of the bridges´s design was the definition of the end diaphragm (Figure 17a), where the load going along the arch is transferred to the supports and tension is applied to the tie beams. Given the need to place the arch's springings at the deck's edges and the position of the steel girders under the slab, it was forceful to transfer the horizontal component of the arch's load from it to them. This load transfer from the arch's springing –point A in Figure 17b– to the top flanges of the steel girders –points B and C– is achieved by means of a kinked plate A-B-C, which allows for the successive horizontal load breakdown. The kink angle at point B is such that each flange takes the same tension force (Figures 17a y 17b).

Since the tension is applied to the deck through the top flanges, a concentrated bending moment appears. Its relevance depends on the distance from the flanges to the cross-section's centre of gravity. In our case, this lever arm is very small, since the composite cross-section's neutral axis is very near the top flanges.

On the other hand, the end diaphragm was designed to withstand the horizontal bending moment caused by the differential horizontal deflection experienced by its central points with respect to the outer ones. The beam was likewise endowed with enough bending capacity to act as an efficient arch bedding against buckling instability phenomena.

2.4.2. Arch

The arch consists of two circular tubes 0,8 m in diameter, made of S-355-J2G3 grade steel, with a yield stress of 355 N /mm^2, 35 mm thick at the springings and 20 mm thick at the crown. Both arches lean inwards at an angle of 18º with the vertical plane. The arches' springings are 13 m apart, while at the crown the tubes are almost tangent to each other, with a minimal clearance of 0,15 m. Each arch's axis is a parabola with a rise of 20 m.

A 20 mm thick steel plate, ending in an elliptic edge, braces the two arches together (Figure 18). It is aimed at guaranteeing a joint response from both arches to transverse wind actions and limiting the arches' buckling length.

2.4.3. Hangers

Lying on the arches' planes, the hangers are circular solid bars 56 mm in diameter made of S-460 grade steel, with a yield stress of 460 N/mm^2. A Network arrangement was chosen leading to a latticed mesh with multiple crossings. Each plane of hangers contains two families, each of them parallel to one direction. With the anchorages 5,0 m apart

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

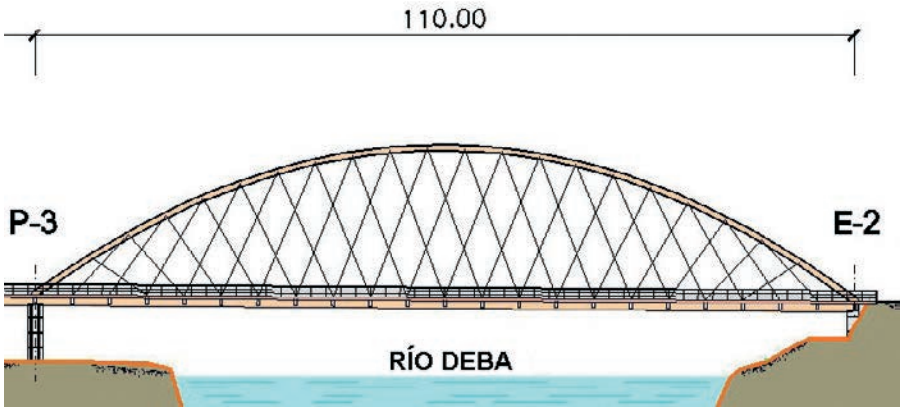


Figura 19. Alzado del puente arco. Esquema de malla tipo Network con anclajes cada 5 m
Figure 19. Arch bridge elevation view. Network mesh scheme with anchorages every 5 m

arcos frente a las acciones transversales de viento, y limitar la longitud de pandeo de los arcos.

2.4.3. Péndolas

Contenidas en los dos planos inclinados de los arcos se disponen las péndolas, formadas por barras de acero de sección circular maciza de 56 mm de diámetro y calidad S-460, con 460 N/mm^2 de límite elástico. Se ha optado por una disposición en celosía cruzada formando una malla tipo Network. En cada plano de péndolas se incluyen dos familias, cada una de ellas inclinadas en una dirección. Con los anclajes de las péndolas dispuestos cada 5 m en tablero y en arco, y decalados entre sí 2,5 m, se obtiene una malla donde cada péndola de una familia se cruza con dos péndolas de la familia contraria (Figura 19).

Para evitar que las péndolas con inclinaciones distintas interfieran en el espacio resulta necesario resolver el detalle de cruce entre ellas. Se ha perseguido diseñar un detalle de unión con los arcos lo más sencillo posible, en el que no sea necesario realizar soldaduras desde el interior del tubo, cuya escasa dimensión, con tan sólo

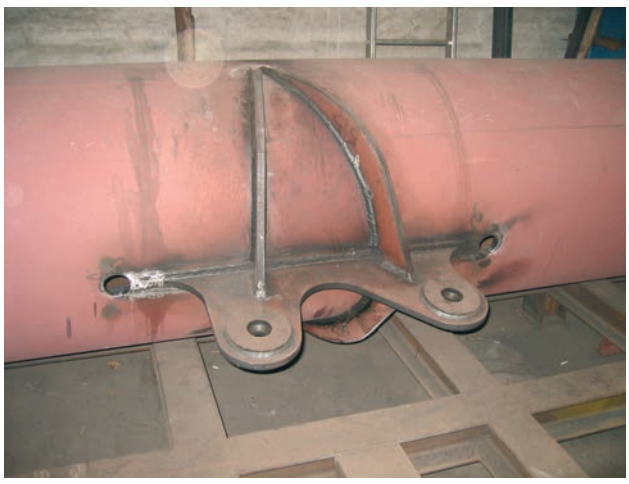


Figura 20. Detalle de las cartelas de unión superior de las péndolas con los tubos de los arcos
Figure 20. Hanger-arch tube connection gusset plate detail

along both the arch and the tie beams, and a 2,5 m offset between the upper and lower anchorage points, a mesh is created in which each hanger crosses two of the opposite family (Figure 19).

In order to prevent interference between hangers with different inclination, it was necessary to solve their crossing detail. Special attention was paid to simplify the hanger-arch connection detail as much as possible, so that welding from inside the tube could be avoided. Its small dimensions, only 0,80 m in diameter, hinders accessibility both during the welding operations and in future welding inspections. The hanger-arch link was conceived in such a way that its plates could be welded from outside the arch (Figure 20).

Keeping the two hanger families on the same plane, it is possible to use a single gusset plate where the hanger ends meeting at each node are pinned to. The gusset goes through the arch and is welded to it along two slots made on the arch (Figure 20). The union detail is completed by two external curved stiffeners placed along the hangers' prolongation.

A finite-element analysis was performed to study the hanger-arch connection, which helped corroborate the union's resistant behaviour. Basically, the model allowed us to verify that the equivalent stress, according to the Von Mises criterion, in the arch and the plates which configure the link does not exceed the steel yield stress under any of the Ultimate Limit State situations.

The finite-element model also allowed us to confirm the external stiffeners' efficiency, compared to the same link detail without them, when it comes to limiting the tube ovalization when subjected to the local actions carried by the hangers.

Once the arch connection detail had been dealt with, the next problem to tackle was the hanger crossing points, where the two families intersect. In order to solve this problem, the never forgotten engineer Francisco Quintero, from the Contractor's (Dragados) technical services, together with the hanger supplier (Mekano 4), devised a special piece, in the shape of a needle eye (Figures 21a and 21b), which solved the hanger crossing. Besides, since the individual hangers were supplied in 12 m long units, the very piece was used as a coupler between bars to attain hangers as long as 21 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

0,80 m de diámetro, dificulta notablemente la accesibilidad, tanto para realizar las labores de soldeo, como las posteriores de inspección de soldaduras. El detalle de unión péndola-arco se ha concebido de forma que todas las chapas del anclaje se puedan soldar desde el exterior (Figura 20).

Manteniendo las dos familias de péndolas en un único plano, es posible disponer una única cartela que recoja, mediante una unión articulada materializada con un bulón, los extremos de las dos péndolas que acometen a cada nudo, y que atravesando diametralmente el arco, se suelde a éste a lo largo de las dos ranuras practicadas en él para el paso de la chapa (Figura 20). El detalle de unión se completa mediante dos rigidizadores externos, de forma curva, colocados en prolongación de los ejes de las péndolas.

Para el análisis de la conexión de las péndolas con los arcos se realizó un estudio mediante elementos finitos, que permitió corroborar el comportamiento resistente de la unión. Básicamente, el modelo permitió verificar los estados tensionales del arco y de todas las chapas que configuran la unión, comprobándose que para las hipótesis pésimas en estado límite último la tensión de comparación según el criterio de Von Mises no superaba en ningún caso el límite elástico del acero.

Asimismo, el modelo de elementos finitos permitió comprobar la eficacia de los rigidizadores exteriores dispuestos en la unión, frente a la misma unión sin estos rigidizadores, para limitar el fenómeno de ovalización del tubo bajo las acciones locales transmitidas por las péndolas.

Resuelto el detalle de la unión con el arco, el problema se traslada a los puntos de cruce entre péndolas, donde físicamente las barras que forman las dos familias de péndolas intersectan. Para solucionar este problema, el nunca olvidado Francisco Quintero, ingeniero de la Dirección Técnica de la Constructora (Dragados), junto con la empresa suministradora de las péndolas (Mekano 4), idearon una pieza especial, con forma de ojal de aguja (Figuras 21a y 21b) que permite resolver el cruce de las péndolas. Además, como la máxima longitud de suministro de las péndolas es de 12 m, se emplea esta misma pieza como manguito de empalme entre barras para conseguir péndolas de hasta 21 m de longitud.

Para evitar el golpeteo de las barras entre sí frente a movimientos transversales originados por el viento o por cualquier otro efecto vibratorio, se dispone una pieza con forma de disco y de material elástico, que evita el contacto directo entre las piezas metálicas (Figura 21b). Esta pieza está formada por dos mitades, unidas por tornillos, lo que permite una colocación y un ajuste sencillo de la pieza en el punto de cruce exacto entre péndolas.

Los nudos de conexión de las péndolas con el tablero se sitúan en las costillas transversales, en el espacio exis-



Figura 21a. Piezas de cruce entre péndolas
Figure 21a. Hanger crossing devices



Figura 21b. Detalle de dispositivo de cruce de péndolas
Figure 21b. Hanger crossing device close-up

In order to keep the hangers from colliding with one another due to transverse deflections caused by wind or by any other vibratory effect, an elastic disc-shaped piece was attached (Figure 21b). It prevents direct contact between the metallic pieces and consists of two halves, fastened together by screws, which allows for easy assembly and adjustment right at the hanger crossing.

The hangers are anchored to the deck at the transverse ribs, between the deck and the sidewalks, 1,5 m from the former and 0,5 m from the latter, to be specific.

The anchorage eccentricity with respect to the longitudinal load-bearing elements, the sidewalks and the deck, would cause the ribs to transfer to them the load disequilibrium arising from the hangers meeting at each rib. Since the ribs were not designed to that purpose, a hot-rolled IPE-300 stringer was laid along the whole bridge, aimed at taking the stresses caused by hanger load disequilibrium at each anchorage. The disequilibrium forces were small and globally self-balanced. This profile was embedded within the sidewalk's inner edge and hidden by the lower flap of the railing kerb.

The hangers are anchored to the ribs by means of two cylindrical tubes, one at each side of the rib's web. They are weld-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

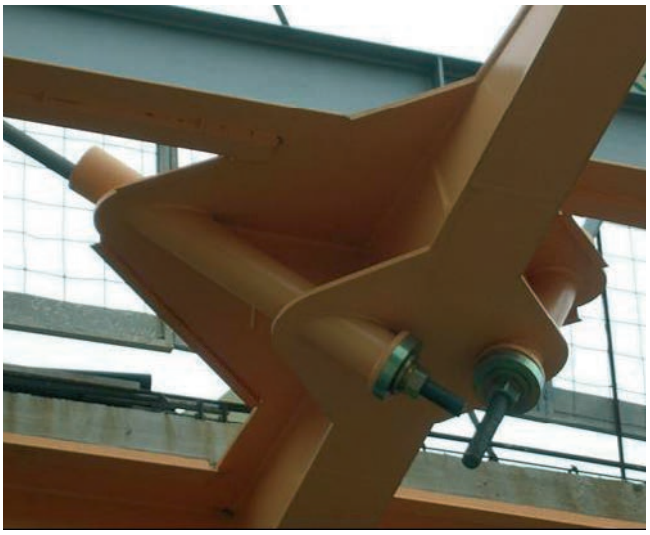


Figura 22. Detalle del extremo inferior de las péndolas
Figure 22. Hanger lower anchorage close-up

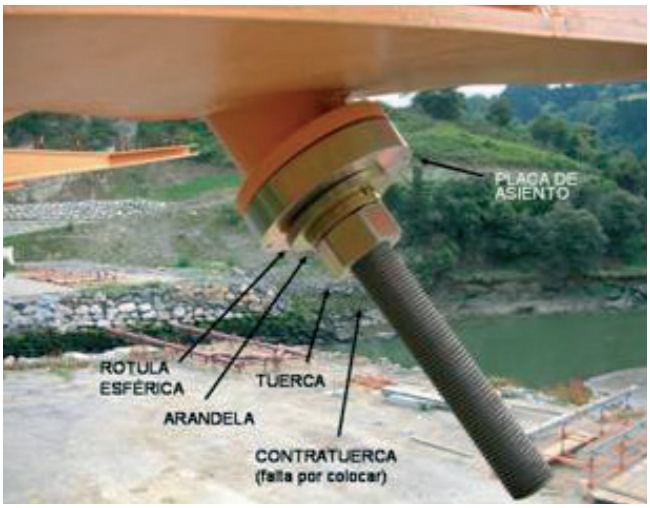


Figura 23. Anclaje inferior de las péndolas a las costillas transversales del tablero
Figure 23. Lower (hanger-deck rib) anchorage

tente entre el tablero y las aceras, concretamente a 1,5 m del borde del tablero y a 0,5 m del borde de las aceras.

Esta excentricidad del anclaje respecto de los elementos longitudinales con posibilidad de resistir esfuerzos longitudinales, aceras o tablero, provocaría que frente a desequilibrios de fuerzas en las péndolas que confluyen en un mismo anclaje, fuese la propia costilla sobre la que se encuentra el nudo de conexión, la encargada de trasladar estas cargas hasta las aceras o el tablero. Dado que las costillas no se han diseñado con tal fin, se dispuso un perfil laminado IPE-300 a lo largo de todo el puente, cuya misión es la de recoger los esfuerzos resultantes de los desequilibrios de carga en cada una de las conexiones. Los valores de los desequilibrios son de reducido valor y se autoequilibran a lo largo del puente. Este perfil queda embutido dentro del borde interior de la acera y tapado por la propia imposta de la barandilla.

El anclaje inferior de las péndolas se realiza mediante la colocación de dos tubos de sección circular a cada lado del alma de las costillas del tablero, uniéndose a ésta mediante una chapa soldada según una generatriz del tubo y dos chapas horizontales en los extremos superior e inferior, abrazando el tubo. (Figura 22).

En el extremo inferior se sitúa el anclaje activo de las péndolas, formado como se muestra en la figura 23 por una placa de asiento que se apoya en el tubo estructural, una rótula esférica y las correspondientes arandela, tuerca y contratuerca para fijar la barra. En el extremo superior de este anclaje, a la salida del tubo, se coloca un anillo de goma, a modo de amortiguador, para reducir los momentos flectores parásitos en la unión de la péndola.

2.4.4. Pilas

En cuanto a la subestructura, se ha tratado de cuidar al máximo su apariencia estética, empleando en todas las pilas encofrados especiales de madera machihembrada

ed to the rib with a plate parallel to their axis and two horizontal cap plates at the tubes' top and bottom ends securing them (Figure 22).

The hangers' stressing anchorage is the bottom one. It comprises, as shown in Figure 23, a bearing plate on the tube's bottom face, a spherical hinge, a washer and two nuts fastening the bar. On the upper face of the anchorage tube a rubber ring is laid acting as a damper in order to reduce parasite bending moments originated at the hanger's anchorage.

2.4.4. Piers

As far as the substructure was concerned, special care was placed on its aesthetic appearance, resorting to special tongue-and-groove wooden formworks and with a common drip bead groove pattern. The piers on which the access viaduct is supported, P1 and P2, have a solid lenticular cross-section, with increasing width along its height, which renders a remarkably slender appearance. The pier cap was cast according to the bridge deck's bottom curve (Figures 24a and 24b).

The common pier for the access viaduct and the arch bridge, P3, was wider owing to the need for a support point for the arch's ends, 13 m apart. In order to avoid a solid pier, which would lessen overall visual transparency, a frame harp-shaped pier was designed (Figure 25). Its upper lintel was prestressed with 2 units of 27 strands and a total force of about 10.000 kN to counteract, first of all, the tension force caused by the leaning pier shafts and, secondly, bending originated by the access viaduct's end diaphragm, supported on the lintel's mid-span area.

2.4.5. Abutments

The abutments preserved the piers' aesthetic appearance, with a front bevel as the mirror image of the nearest pier. Abutment 1, next to piers 1 and 2, reflects their shape (Figure 24a), while in abutment 2, where the arch bridge ends before

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Figuras 24a y 24b. Pilas de los vanos de acceso (estribo 1 al fondo)
Figures 24a and 24b. Access viaduct piers (abutment 1 on the background)



Figura 25. Pila de apoyo de los vanos de acceso y el arco
Figure 25. Common pier for access viaduct and arch bridge

y realizando una modulación de los rehundidos horizontales o berenjenos común para todas. En el caso de las pilas sobre las que apoya el viaducto de acceso, P1 y P2, son de sección maciza con forma lenticular y anchura creciente en altura, lo que permite obtener una apariencia de gran esbeltez. El remate superior de la pila se adapta a la forma curva de la sección metálica del cajón del puente (Figuras 24a y 24b).

En el caso de la pila de apoyo común del viaducto de acceso y del puente arco, pila P3, la necesidad de proporcionar un punto de apoyo a los extremos de los arcos, separados entre sí 13 m, obliga a ensanchar la pila. Para evitar crear una pila maciza, que restase transparencia al conjunto, se ha diseñado una pila con forma de arpa (Figura 25). El dintel superior de esta pila pórtico se ha pretensado con dos unidades de 27 torones de acero, con una fuerza total próxima a 10.000 kN, para contrarrestar, en primer lugar, la tracción generada por la inclinación de los fustes laterales de la pila, y en segundo lugar, las flexiones generadas por el apoyo en su zona central del extremo del viaducto de acceso.

the tunnel, the front bevel reproduces the outline of pier 3, across the river (Figure 26).

2.4.6. Erection process

Even though the erection of Bridge over River Deba was planned according to a conventional method suitable to this typology [5], some main features should be pointed out:

a) assembly of the steel deck from full-width segments, including the transverse ribs (Figure 27), supported on temporary shoring piled in the river bed;

b) deck slab concreting onto collaborating self-bearing precast slabs supported on the steel substructure;

c) erection of leaning tubular arches with intermediate temporary props supported on the composite deck, which remains shored (Figure 28);

d) arch props removal after closure;

e) fitting of the double-family Network hanger system;

f) load transfer to the bridge in three stages:



Figura 26. Estribo 2 del lado del puente arco antes del túnel
Figure 26. Arch bridge abutment 2 before the tunnel

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Figura 27. Secuencia de montaje de un tramo del tablero metálico
Figura 27. Erection sequence of a steel deck segment

2.4.5. Estribos

En los estribos se ha mantenido la apariencia estética de las pilas, disponiendo una pastilla delantera sobre el muro frontal, reflejando la forma de la pila más cercana. En el caso del estribo 1, con la misma forma que la pila 1 y 2 (Figura 24a), mientras que en el estribo 2, en el que finaliza el puente arco y da paso al túnel, la pastilla delantera tiene la forma exterior de la pila P3, situada al otro lado del río (Figura 26).

2.4.6. Proceso constructivo

Interesa reseñar algunos de los principales aspectos relativos a la construcción de la estructura del puente arco sobre la ría del Deba que, en cualquier caso, se planteó

***Stage 1**. Hanger initial stressing.*

In order to eliminate the existing gaps in the anchorage members and to reduce the hanger deformation by catenary effect after the shoring removal, an initial tensile load was applied to all the hangers. The catenary effect is significant when some hangers are too inclined or when their stress level when they start to function is very low. This was the case that affected the bridge.

Prior to the deck shoring removal, a sensitivity study was performed so as to determine the effect of the initial stressing force on the structure's deformability. It was gathered that a mere 20 kN force applied to the hangers would increase the arch deflection by 5 mm because of the catenary effect. That accounts for about 5% of the bridge's total deflection after completion. Considering the great



Figura 28. Vista del arco y tablero apeados
Figura 28. View of the arch and deck while shored

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

siguiendo un esquema convencional para dicha tipología [5]:

a) montaje de tablero metálico en subtramos completos a todo ancho, incluyendo las costillas transversales (Figura 27) , sobre apoyos provisionales intermedios pilotados en el fondo del cauce de la ría;

b) hormigonado de la losa del tablero con ayuda de prelosas colaborantes autoportantes apoyadas sobre la subestructura metálica;

c) montaje de los arcos tubulares inclinados con apoyos intermedios sobre pilas provisionales metálicas apoyadas sobre el tablero inferior mixto todavía apeado (Figura 28);

d) desapeo de los arcos una vez cerrados;

e) montaje del sistema "Network" de doble familia de péndolas inclinadas;

f) proceso de puesta en carga del puente realizado en tres fases:

Fase 1. Puesta en carga inicial de las péndolas

Para eliminar las holguras existentes en los elementos de anclaje y reducir la deformación de las péndolas por efecto catenaria una vez que se iniciase el proceso de desapeo, se aplicó una carga inicial a todas las péndolas del puente. Este efecto catenaria resulta significativo cuando existen péndolas muy inclinadas, o bien, cuando los niveles tensionales en el momento de hacer trabajar a las péndolas son muy reducidos. Este último caso era precisamente la situación que se presentaba en el puente.

Para conocer con detalle sus efectos, previamente a las operaciones de desapeo se realizó un estudio de sensibilidad sobre el efecto que tendría en la deformabilidad de la estructura la aplicación de esta carga inicial con distintos valores. De este análisis se pudo constatar cómo la aplicación de una carga de tan sólo 20 kN incrementaba por efecto catenaria la flecha de la estructura en unos 5 mm, del orden de un 5% de la flecha total del puente completamente acabado. Considerando el elevado número de péndolas existentes, 76 en total, la facilidad de aplicar esta carga mediante llave dinamométrica, y el reducido incremento que generaba en la deformación final del puente, se optó por introducir este valor de carga inicial.

Por otra parte, no se dispusieron durante las fases de desapeo de la estructura las parejas de péndolas extremas. Al ser barras cortas, y estar situadas junto a las zonas de apoyo final de la estructura, cualquier posible variación de los parámetros empleados en el modelo estructural podría generar modificaciones importantes en la carga teórica prevista inicialmente, por lo que se prefirió no conectarlas a la estructura hasta finalizar el proceso de desapeo, y realizar

number of hangers, 76, the easy load application with a dynamometric wrench and the low increment in the total deflection, it was the final chosen stressing force.

Apart from this, the outermost hangers were not fitted during the shoring removal operations. Being short bars, and close to the structure's supports, any slight deviation in the parameters used in the structural model might induce important modifications in their theoretical load, so it was decided no to connect them to the structure until after the shoring withdrawal and stress them afterwards controlling their tensile force.

***Stage 2**. Deck shoring removal.*

The deck shoring removal comprised the simultaneous, controlled descent of all the deck's points resting on the temporary struts. In order to do so, a computerised console was used. It allowed for independent monitoring of the 6 couples of jacks located on the top of the struts, making it possible to know their load and displacement in real time.

A step-by-step descent sequence was planned for the deck, aimed at preserving a geometric configuration homothetic to that achieved by the shoring. Therefore, the jacks under the central zone of the deck had to descend more than those on the sides in each step. The camber scheme, devised to counteract the effects of the structure's self weight, the dead load, rheological deformations and part of the live load, was applied to the initial geometry.

Before removing the shoring, the actual reaction forces were compared to the theoretical ones. Deviations were small. With the updated values, more realistic, a table was produced indicating, stage by stage, the descent to be applied to each point and the corresponding expectable forces in the jacks. Correlation between the displacements and the reactions was very accurate, and all the points became released when the mid-span section reached a deflection of 61 mm, just like calculated. The horizontal displacement registered at the free abutment, located at pier 3, was 20 mm, matching the design results too.

***Stage 3.** Final load adjustment in hangers.*

In this kind of bridges, the load that appears in the hangers under uniform load along the whole span is generally quite homogeneous, except in the outermost suspenders, where slight load increments may occur.

Apart from this, the deck's bending moment law is slightly different from that of a continuous beam, with greater positive moments. This feature is advantageous to the deck's slab, since the compression stress induced partly counteracts the tension force owing to the deck working as the arch's tie beam.

On the other hand, hanger stressing is a very delicate operation since the system is statically redundant to a high degree, and stressing a hanger means modifying the loads in the adjacent ones. Therefore, it is essential to use

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

posteriormente un tesado controlado de estas barras para darles la tensión deseada.

Fase 2. Desapeo del tablero

El desapeo del tablero se realizó mediante el descenso simultáneo y controlado de todos los puntos de apoyo del mismo sobre los apeos provisionales. Para ello se empleó una central con sistema informatizado que permitía regular de manera independiente las 6 parejas de gatos dispuestos sobre los apeos y conocer en todo momento la carga y el desplazamiento de aquéllos.

Se fijó una secuencia escalonada de descenso del tablero, en la que se mantuviese en todo momento una geometría homotética a la dada inicialmente con los apeos, haciendo descender en cada etapa más a los gatos situados en la zona central del tablero y menos a los laterales. Esta geometría inicial permitió introducir la contraflecha necesaria en el tablero para contrarrestar los efectos de su peso, de las cargas muertas, de los efectos reológicos y de parte de la sobrecarga.

Antes de iniciar el proceso de descenso se compararon las reacciones existentes en los apoyos con las teóricas. Las variaciones fueron muy reducidas. Con estos valores, más ajustados a la realidad, se preparó una tabla en la que se fijaba el descenso a aplicar en cada etapa y en cada punto de apoyo del tablero y la reacción correspondiente que debería existir en ese momento en el gato. Las correlaciones entre los desplazamientos y las reacciones a lo largo de todo el proceso resultaron muy precisas, produciéndose el despegue simultáneo en todos los puntos de apoyo en el momento en que la flecha central del tablero alcanzó los 61 mm, valor coincidente con el teórico previsto. Asimismo, coincidió el desplazamiento horizontal medido en el extremo móvil del tablero situado en la pila 3, que resultó ser de 20 mm.

Fase 3. Ajuste final de la carga en péndolas

En general, en este tipo de puentes, la carga que se obtiene en las péndolas originada por una carga uniforme sobre el tablero resulta bastante homogénea, salvo en las zonas extremas donde se producen ligeros aumentos de la carga.

Además, la ley de momentos flectores que aparece en el tablero se separa ligeramente de la que se obtiene en una viga continua sobre apoyos puntuales, desplazándose hacia los momentos positivos. Esta circunstancia resulta favorable para la losa del tablero mixto del puente, pues introduce sobre ella tensiones de compresión y contrarresta en parte las tracciones originadas por el comportamiento del tablero como tirante de tracción del arco.

Por otra parte, la introducción de carga en las péndolas de este tipo de puentes resulta una opera-

the structural influence matrices of the hanger system. However, given the large number of independent variables, the structure is very susceptible to any possible difference between the model and reality.

With these factors in mind, it was set as a goal to perform as few hanger stressing operations as possible. After the shoring removal, final adjustments were made to the six central hanger couples and the four outermost couples, since the live load induces higher compression in the latter. Eventually, a final check-up was performed, with two other couples having their tension adjusted after detecting a deviation over 30 kN.

g) *the last operations were laying the pavement, the sidewalks and the rest of dead loads.*

3. BOWSTRING ARCH BRIDGE OVER RIVER GUADALQUIVIR IN PALMA DEL RÍO

3.1. Description of the project's structures

The new Bowstring Arch Bridge over River Guadalquivir is on the Palma del Río detour road (Córdoba, Spain), recently constructed by GIASA. The project was supposed to come up with a singular solution over River Guadalquivir, prioritizing aesthetics and landscape integration. IDEAM's proposal, which turned out to be the winner, consisted of a steel tied arch (bowstring) with a 130 m long span and composite deck [6].

The main structures included in the project, the new Palma del Río detour road, are the following (Figure 29):

- *N-431 and N-453 roads connection roundabout*
- *North access viaduct*
- *Arch bridge over River Guadalquivir*
- *South access viaduct*

The roundabout comprises two curved simply-supported post-tensioned concrete slabs. The North access viaduct crosses the railway line with two simply-supported spans, consisting of a precast concrete deck (2 U-beams), precast slabs and a cast-in-place upper slab.

The two most remarkable structures, worthy of a longer description, are the arch bridge over River Guadalquivir, that will be dealt with in the second part of this article, and the South access viaduct, described in the following lines.

3.2. The South access viaduct

The South Access viaduct has a 436 m long continuous deck with a span distribution 26,0+12 x 32,0+26,0 m, materialized by a post-tensioned slab erected on treveling falsework. The viaduct crosses River Guadalquivir's flooding plain, its length being determined by this fact (Figure 29).

The bridge's deck is 11 m wide, with two 3,5 m wide lanes, two 1,5 m wide shoulders and two 0,5 m wide lateral barriers. The

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Figura 29. Vista aérea en primer plano del Viaducto de acceso Sur, del Puente arco, del Viaducto de acceso Norte y de la glorieta
Figure 29. Bird's eye view of the South Access viaduct (foreground), the arch bridge, the North Access viaduct and the roundabout

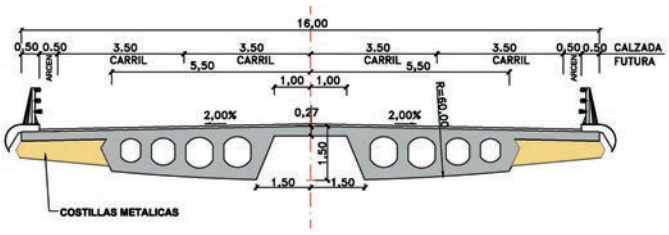
ción delicada debido a que el sistema es altamente hiperestático y el tesado de una péndola modifica los valores de las cargas de todas las péndolas adyacentes. Resulta imprescindible trabajar con las matrices de influencia de la carga en péndolas de toda la estructura, siendo en cualquier caso, al depender de un gran número de variables, muy sensible a cualquier posible variación entre el modelo y la realidad.

Considerando estas circunstancias se persiguió como objetivo realizar el menor número posible de operaciones de tesado de péndolas. Una vez desapeado el puente, sólo resultó necesario ajustar la carga en las cuatro parejas de péndolas extremas al estar sometidas a las mayores compresiones originadas por la sobrecarga y ajustar la carga en las seis parejas de péndolas centrales del puente. Finalmente se realizó un barrido de comprobación de la carga final de las péndolas, ajustando la carga exclusivamente en dos parejas en las que la variación fue superior a 30 kN.

bridge's design was conceived bearing in mind a forthcoming widening operation, with a final width of 16 m, the same as in the arch bridge, and a platform distribution of four lanes, two shoulders (0,5 m) and the barriers (Figure 30a).

The viaduct's possible widening will be carried out by means of longer cantilevers, supported on lateral steel ribs attached to the deck every 5 m, coupled to the deck through special precast slabs (accordingly designed to this purpose) connected to the existing deck's slab. The new slab, 0,25 m thick, will be cast onto the slabs. The resulting platform will be identical to those in the North access viaduct and the arch bridge, both of which were designed with a total width of 16 m. The bridge's outstanding length and the possibility to accomplish the widening without great trouble in the future, led GIASA to choose the non-widened platform option.

The deck slab is divided in two symmetric ribs 4,5 m wide each linked together by a 2 m long intermediate slab, 0,25 m thick at its meeting with the ribs and 0,27 m thick at the deck's centre line (Figure 30a).





Figuras 30a y 30b. Sección transversal de la losa ampliada y vista durante la ejecución con autocimbra
Figures 30a y 30b. Slab cross-section after widening and view of erection with falsework

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

g) finalmente, pavimentación de calzada, aceras y resto de cargas muertas.

3. PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR EN PALMA DEL RÍO

3.1. Estructuras de la actuación

El nuevo Puente Arco sobre el río Guadalquivir se encuentra en la nueva variante de Palma del Río (Córdoba) recientemente construida por GIASA. El proyecto debía plantear una solución singular sobre el río Guadalquivir, priorizando la estética e integración paisajística de la solución. La propuesta de IDEAM, que resultó seleccionada, contemplaba un puente arco metálico atirantado (tipo bowstring) de 130 m de luz con un tablero inferior mixto [6].

Las principales estructuras que se incluyen dentro de la actuación de la nueva variante de Palma del Río son las siguientes (Figura 29):

- Glorieta de enlace de la N-431 con la N-453
- Viaducto de acceso Norte
- Puente arco sobre el Río Guadalquivir
- Viaducto de acceso Sur

La glorieta son dos losas curvas isostáticas postesadas de canto constante, y el viaducto de acceso norte cruza sobre el ferrocarril mediante un tramo de dos vanos isostáticos constituido por un tablero prefabricado con dos artesas, prelosas prefabricadas resistentes de hormigón y losa superior "in situ".

Las dos estructuras principales de la actuación que merecen una descripción detallada son el Puente arco sobre el río Guadalquivir, sobre el que se centrará esta segunda parte del artículo, y el Viaducto de acceso Sur, del cual se realizará una breve descripción.

3.2. El Viaducto de Acceso Sur

El Viaducto de acceso Sur es un tablero continuo de 436 m de longitud con vanos de luces 26,0+12x32,0+26,0 m, realizado mediante una losa postesada ejecutada con autocimbra autolanzable. Este viaducto se ubica en toda la llanura de inundación del río Guadalquivir, viniendo gobernada su longitud total por este motivo (Figura 29).

La anchura total del puente es de 11 m, dividida en dos carriles de 3,5 m, dos arcenes de 1,5 m y dos barreras laterales de 0,5 m. El diseño del puente se ha realizado pensando en su futura ampliación hasta 16 m, anchura que es la que posee el puente arco sobre el río, y con la que quedaría una distribución final en 4 carriles centrales de 3,5 m, dos arcenes de 0,5 m, y dos barreras laterales de 0,5 m cada una (Figura 30a).

The slab's bottom is curved, with a radius of 60 m. Its maximum depth, measured at the centre line, is 1,5 m, which yields a span/depth ratio of 21,6. However, given that the depth varies across de slab's width, with a mean value of about 1,30 m, the actual span/depth ratio is 24,6

The ribs are hollow cored, filled with four expanded polystyrene cylinders in each rib running along the whole structure, except at the pier and end diaphragms. The slab is made of HP-35 concrete with 5 cables of 24 0,6" diameter tendons per nervure.

The bearing configuration was conditioned by two factors other than vertical actions: firstly, the displacements experienced by the deck because of thermal and rheological effects on account of its length, 436 m, and secondly, the need to transfer the horizontal loads, more specifically those originated by the deck's mass should a seism occur. According to the first consideration, PTFE (polytetrafluoroethylene) bearing devices were installed on the extreme piers (P-5, P-6, P-7, P-15, P-16 and P-17), which are those with the larger displacements, while elastomeric devices were used on the central piers, P-8 through to P-14. Regarding seismic forces, longitudinal actions are transferred through the elastomeric bearing devices to the central piers, while those with PTFE bearings are longitudinally free. Transverse seismic forces coming from the deck reach the piers through transverse buffers installed in all the bearings.

The deck was erected span by span with traveling falsework (Figure 30b).

3.3. The main structure. The Arch Bridge

The basic condition of spanning over River Guadalquivir without intermediate supports made it forceful to come up with solutions ranging from 120 to 140 m long spans. Under this premise, two were the main factors that determined the bridge's positioning.

Firstly, trying to keep the bridge as centered as possible with regard to the river course. Evident though it may seem, it was not so since the slopes on the banks are quite different. On the one hand, the right (North) bank is very steep, with height differences of 10 m in 25 m. On the other, the left (South) bank has a very mild gradient with a very gradual height increase as we move away from the river into the plain. Therefore, it is impossible to make the bridge look centered for all the water levels, so the solution was fitted for the mean water level.

The second condition was defined by the height at which the road's grade crosses the river, imposed by the clearance restrictions arising from spanning over N-431 road and the railway line. This factor leads to an average pier height of 20 m. Since the soil's geotechnical conditions are not good and seismic actions must be accounted for, it was detrimental to make the piers as low as possible for a more economical pier

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Figura 31. Vista aérea del Puente Arco sobre el río Guadalquivir
Figure 31. Bird's eye view of the Arch Bridge over River Guadalquivir

La posible futura ampliación del Viaducto de acceso Sur se realizará mediante la ampliación de los voladizos por medio de costillas metálicas laterales cada 5 m, que se empalman en unas placas debidamente diseñadas en los extremos de la losa del tablero, y el posterior hormigonado de una losa superior de 0,25 m de espesor para materializar la plataforma, resultando una sección transversal igual a la del Viaducto de acceso Norte, y el puente arco, los cuales sí se ejecutan directamente con el ancho de 16 m. En este caso, la elevada longitud del puente y la posibilidad de llevar a cabo en el futuro la ampliación de la calzada sin excesivas complicaciones, condujeron a GIASA a decantarse por la solución de calzada no ampliada.

La losa del tablero queda dividida en dos nervios simétricos de 4,5 m de ancho, y unidos entre sí mediante una losa intermedia de 2 m de anchura y de espesor variable: 0,25 m en su unión con los nervios y 0,27 m en el punto central del tablero de puente (Figura 30a).

El fondo de la losa de hormigón es curvo, de radio 60 m. El canto máximo de la losa es de 1,5 m medido en el eje del tablero, lo que hace que en los vanos centrales tipo de 32 m la relación luz/canto sea de 21,6, aunque el hecho de ir reduciéndose el canto a medida que nos alejamos del eje de la sección debido a la forma curva del fondo, hace que el canto medio sea del orden de 1,30 m y la relación luz/canto pase a ser de 24,6.

El interior de los dos nervios se encuentra aligerado mediante la colocación de cuatro piezas de porexpan en cada nervio, que recorren la totalidad de la estructura excepto la zona de los mamparos de apoyo sobre pilas y estribo. El hormigón de la losa es HP-35, y el pretensado de la sección está formado por 10 tendones, cinco por nervio, formado cada uno de ellos por 24 torones de 0,6".

and foundation design. Taking advantage of the fact that the right bank is steeper, the main span was slightly moved that way with a double goal: reducing one the main piers' height and materializing a fixed point against the deck's horizontal displacements.

The typology chosen for the main span was a double symmetric 130 m span steel arch. Each arch is at an angle of 68,8º with the horizontal plane and leans on each other at the crown (Figure 31). This solution was aimed at bestowing the structure with special dynamism and originality and reducing each arch's buckling length with as few transverse bracing elements as possible.

This structure's behaviour [2 and 3] is identical to that of a central vertical arch, with an additional effect at the ends, where it is necessary to counterbalance the transverse horizontal force caused by the outward inclination.

3.3.1. Arches

The arches' cross-section (Figure 32a) consists of constant-section tubular profiles 0,90 m in diameter aiming at formal and constructive simplicity. These tubes are widely available, it being only necessary to curve them so as to obtain the desired geometry. The number of construction and welding operations is minimal. The thickness ranges from 50 to 25 mm.

Each arch's axis is a parabola (antifunicular line of permanent loads) with a rise of 25 m, which yields a rise/span ratio of 1/5,2 (Figures 32a and 32b).

The arches were linked together by a 'K' truss with tubular elements, like the arch, which helped shorten the arches' buckling length (Figure 32b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

El sistema de aparatos de apoyo del puente ha venido condicionado por dos factores adicionales a las cargas verticales: en primer lugar, por los movimientos que experimenta el tablero por efectos reológicos y térmicos como consecuencia de la elevada longitud del viaducto, 436 m, y en segundo lugar, por la necesidad de recoger las fuerzas horizontales, y muy en concreto las fuerzas generadas por la masa del tablero en la hipótesis de que se presente un sismo. De acuerdo con el primer factor se han dispuesto aparatos de apoyo de neopreno teflón en las pilas extremas P-5, P-6, P-7, P-15, P-16 y P-17, que son las que soportan mayores movimientos, y aparatos de apoyo de neopreno zunchado en las 7 pilas centrales, P-8 a P-14. Con respecto a las fuerzas sísmicas, en la dirección longitudinal del puente quedan recogidas por las pilas centrales a través de sus aparatos de apoyo, mientras que quedan libres frente a esas fuerzas las pilas que presentan teflones. En dirección transversal, las fuerzas sísmicas procedentes del tablero pasan a las pilas mediante topes transversales incorporados en todos los aparatos de apoyo.

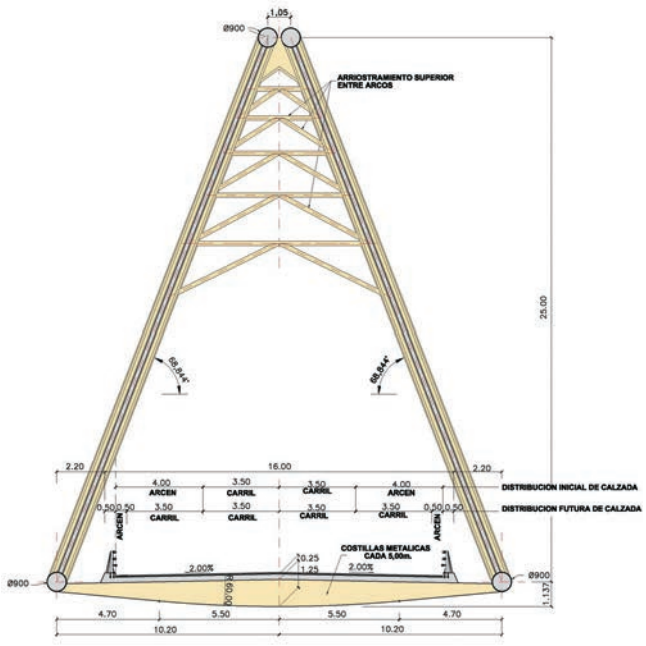
La ejecución del tablero del puente se realizó mediante el procedimiento de vano a vano sobre autocimbra (Figura 30b).

3.3. La estructura principal. El Puente Arco

La condición básica de salvar el río Guadalquivir sin colocar pilas dentro del cauce obligaba a plantear soluciones de luces en el tramo principal del puente entre 120 y 140 m. Bajo esta condición, dos fueron los factores principales que condicionaron el posicionamiento del puente.

El primero de ellos fue el tratar de mantener el puente centrado respecto al cauce. Esta condición, que a priori parece evidente, no lo es si tenemos en cuenta que el perfil de las márgenes derecha e izquierda del río son muy diferentes. Mientras que el margen derecho (lado norte) presenta unas pendientes pronunciadas con una variación de altura de unos 10 m en 25 m de longitud, el margen izquierdo (lado sur) tiene pendientes muy suaves que ganan lentamente altura a medida que nos alejamos del río y penetramos en la vega. Resulta imposible realizar un encaje simétrico del puente respecto el río para todas las posibles cotas de agua, por lo que se trató de encajar la solución para el nivel de aguas medias.

La segunda condición venía impuesta por la elevada altura que presenta la rasante en su cruce sobre el río por la necesidad de salvar el cruce con la carretera N-431 y con las vías de ferrocarril con gálibo suficiente, y que determinan un valor medio de altura de pilas de aproximadamente 20 m. Dado que las características geotécnicas del terreno no son buenas, y que nos encontramos en una zona donde es necesario considerar los efectos derivados de las acciones sísmicas, resultaba muy conveniente reducir la altura de las pilas al máximo posible para no encarecer el coste de éstas y sus cimentaciones. Aprovechando que la margen derecha del río gana rápidamente altura, se desplazó ligeramente el vano central





Figuras 32a y 32b. Sección transversal y vista aérea frontal
Figures 32a and 32b. Cross-section and front bird's eye view

3.3.2. Deck

The deck is 16 m wide and consists of a 0,25 m thick slab with a 2% outward gradient. This slab was made in two stages. Firstly, precast slabs acting as non-retrievable formwork were placed on the transverse girders existing every 5 m. Secondly, all the reinforcement was assembled on the slabs and concrete was poured onto them so as to materialize the slab.

The deck's slab is connected to the steel transverse girders located every 5 m. These transverse girders span 20,4 m between the tubular lateral longitudinal tie beams (Figure 32

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

hacia este lado con el fin de disminuir la altura de la pila de apoyo en este punto y materializar en ella el punto fijo frente a movimientos horizontales del tablero.

El tipo escogido para el tramo central fue el de doble arco simétrico con 130 m de luz, situando cada arco en un plano inclinado 68,8º respecto de la horizontal y apoyados entre sí en clave (Figura 31). Con esta solución se perseguía a la vez que dotar a la estructura de un especial dinamismo y originalidad, reducir la longitud de pandeo de cada uno de los arcos disponiendo el menor número de arriostramientos transversales entre ellos.

El funcionamiento estructural [2 y 3] es completamente similar al de un arco situado en un plano vertical, con un único efecto añadido en los extremos, donde es necesario equilibrar la componente de fuerza horizontal en dirección transversal al eje del puente que genera la inclinación de los arcos.

3.3.2. Arcos

Como sección transversal para los arcos (Figura 32a), se optó por perfiles tubulares de sección constante y 0,90 m de diámetro buscando la mayor sencillez de formas a la vez que de fabricación. Estos tubos se encuentran directamente en el mercado, siendo necesario realizar exclusivamente un proceso de curvado para darles la geometría prevista, con lo que el número de operaciones de fabricación es mínima y la longitud a soldar también. Los espesores de chapa del arco oscilan entre 50 y 25 mm.

La directriz que se planteó fue parabólica, antifunicular de las cargas permanentes en el arco, con una flecha en clave de 25 m, con lo que la relación flecha/luz es de 1/5,2 (Figuras 32a y 32b).

Uniendo entre sí los arcos, se dispuso una celosía en "K" formada por perfiles tubulares, igual que en el

a). The hanger anchorages are located right where the transverse girders meet the lateral tie beams (Figures 33a and 33b). By acting this way the longitudinal tie beams are not subjected to concentrated loads acting on the deck.

The transverse girders are haunched (Figure 34), their bottom following a circular 60 m radius curve at the central zones and a straight line in the rest of the span, matching the geometry of the access viaducts, with a maximum depth of 1,25 m. The girders' cross-section is a double-tee.

In order to create a transverse composite steel-concrete beam, connection studs are welded to the girder's upper flange, connecting it to the slab.

The lateral longitudinal tie beams are 10,2 m from the deck's centre line. They are 0,90 m diameter steel tubes and as long as the span, that is, 130 m. The transverse girders are supported on them and the hangers are also anchored to them.

The aim of the lateral ties of the bridge is mainly to counteract the horizontal component of the arches in the extremes, avoiding the transmission of the horizontal reaction to the foundations, as well as the previously mentioned lateral support for the transverse deck girders.

Since the tie beams' bending inertia is low, they are barely capable of taking any bending stresses, leaving this task to the load transmission to the arch through the hangers.

Right where the arch meets the tie beam, the end diaphragm is placed. Its geometry is like that of the transverse beams but with a hollow box cross-section (Figure 35 a). Its mission is to take the arch's transverse horizontal force component, owing to its inclination. This element is a crucial to guaranteeing the structure's global equilibrium.

The end diaphragm has four supports: two at its extremes, where the arches meet the tie beams, and two intermediate ones, in order to materialize a stronger torsional constraint at the arches' ends, thus reducing their out-of-plane buckling length (Figure 35b).



Figuras 33a y 33b. Detalles de anclajes de péndolas inferiores y arranques de vigas transversales dispuestas cada 5 m en el tablero
Figures 33a and 33b. Details of hanger anchorage and transverse girders ends at 5 m intervals along the bridge

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

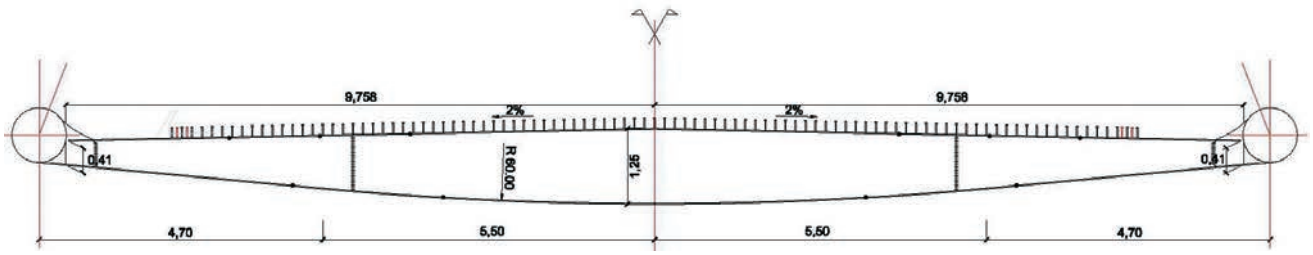


Figura 34. Detalle de una viga trasversal tipo del tablero situada cada 5 m
Figure 34. Detail view of a transverse girder, located every 5 m

arco, y que permitían acotar la longitud de pandeo de los arcos (Figura 32b).

3.3.3. Tablero

El tablero del puente de 16 m de ancho está formado por una losa de 0,25 m de espesor constante, con inclinación del 2% hacia ambos bordes de la calzada. Esta losa se ejecuta en dos partes. La primera, formada por una prelosa prefabricada que se coloca apoyada sobre las vigas transversales que existen cada 5 m, y que sirve como encofrado perdido para la ejecución del resto de la losa del tablero. La segunda se materializa al colocar la ferralla correspondiente y verter hormigón "in situ" sobre la primera hasta completar el espesor total.

La losa del puente se apoya sobre las vigas transversales metálicas situadas cada 5 m. Estas vigas tienen una luz total de 20,4 m (Figura 32a), y se apoyan en los tirantes tubulares laterales que discurren de extremo a extremo del puente. En los mismos puntos de apoyo de las vigas transversales se disponen los puntos de anclaje de las péndolas (Figuras 33a y 33b), que unen el tablero con los arcos superiores. De esta forma, los tirantes laterales no se ven sometidos a los efectos de las cargas puntuales que actúan sobre el tablero.

The stress transmission between the arches and the tie beams, duly analyzed with FEM models, is materialized by the connection of two 0,90 m diameter steel tubes. The loads are transferred through an internal leaning plate welded to both tubes which transmits the arch's compression and the tie beam's tension to the end diaphragm's stiffened vertical support point, thus achieving global equilibrium among the arch, tie beam and end diaphragm (Figures 36a and 36b).

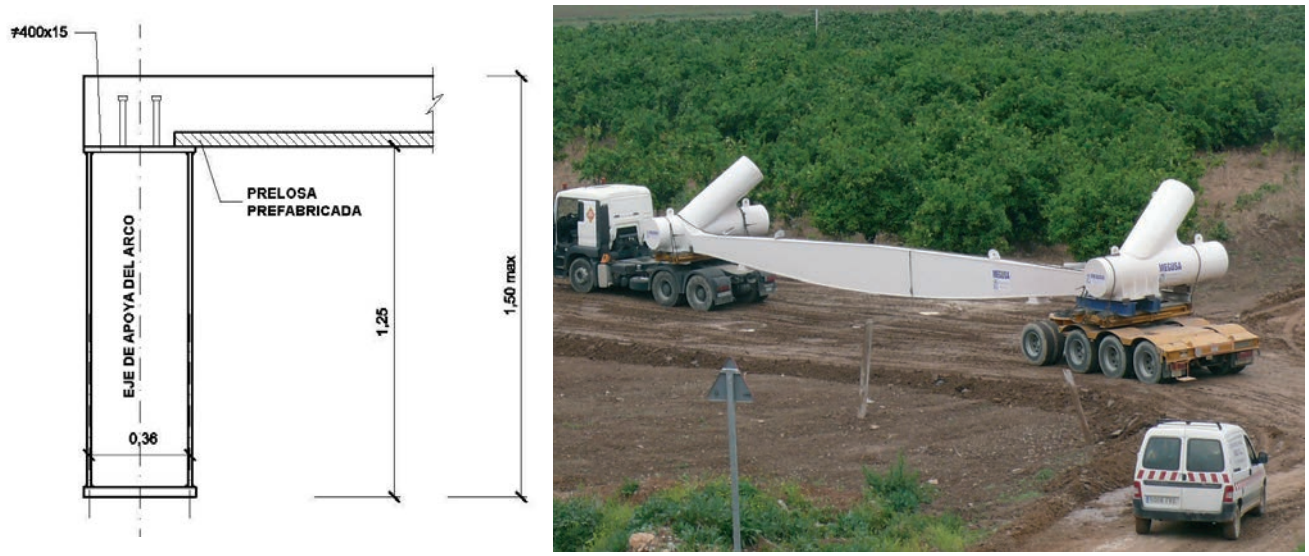
All the metallic elements of the bridge, arches, tie beams and girders, were made of S 355 J2G3 grade steel, with a yield stress of 355 N/mm².

3.3.3. Hangers

The hangers act as the linking element between the deck and the arches, and transmit the vertical loads from the former to the latter. The hangers arrangement was a latticed mesh or Network [2 and 3], with two overlapping planes linking the ties to the arches.

The lower anchorage points are spaced 5 m along the tie beams, and from each of them 2 hangers rise up to the arch, where they are anchored every 5 m too.

The Network hanger system with multiple crossings makes the bridge behave like a simply-supported beam whose depth



Figuras 35a y 35b. Detalle de la riostra de extremos, con 4 puntos de apoyo, dos bajo extremos y dos intermedios
Figures 35a and 35b. End diaphragm detail, with 4 support points, two at the ends and two intermediate ones

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Las vigas transversales (Figura 34) tienen canto variable, siguiendo el fondo de la viga una curva circular de radio 60 m en su parte central, y con variación lineal en el resto, coincidente con la geometría empleada en las secciones de los viaductos de acceso, y con un canto máximo en el centro de la sección de 1,25 m. La sección transversal tiene forma de doble "T".

En la platabanda superior de la viga se disponen los conectadores necesarios para vincularla al hormigón de la losa superior, constituyendo transversalmente una viga mixta.

A 10,2 m del eje de la sección, se sitúan dos tubos metálicos laterales, los tirantes, de 0,90 m de diámetro y de longitud igual a la luz del puente, 130 m, en donde se apoyan las vigas transversales y en donde se realiza la unión de las péndolas de cuelgue del tablero.

La misión de estos tirantes es principalmente la de servir de tirante de tracción al arco, equilibrando la componente horizontal de la carga de los arcos en los extremos y evitando la transmisión de cargas horizontales a la cimentación, además de la ya reseñada de servir de punto de apoyo a las vigas transversales.

Dado que la inercia a flexión de los tirantes es reducida, apenas si tienen capacidad para recoger flexiones, obligando a que este trabajo se realice mediante la transmisión de cargas al arco.

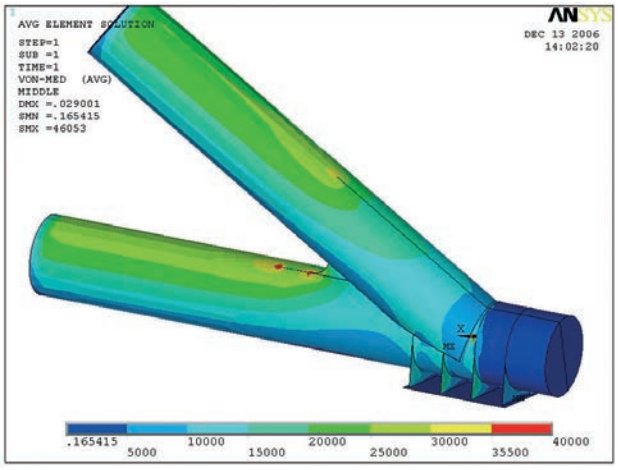
En el punto de unión de los arcos con los tirantes laterales del tablero, se dispone la riostra transversal de apoyo, con una geometría similar a la de las vigas transversales aunque con sección cajón cerrada (Figura 35a), la cual debe recoger la componente horizontal transversal generada debida a la inclinación de los arcos, y que constituye un punto básico de la estructura para garantizar el equilibrio del conjunto.

La riostra extrema presenta además de apoyos en los puntos de la intersección de los arcos con los tirantes, en dos puntos intermedios, para materializar mediante la riostra un mayor empotramiento a torsión a los extremos de los arcos de manera que se reduzca la longitud de pandeo de los arcos fuera de su plano (Figura 35b)

La transmisión de esfuerzos entre arcos y tirantes, analizada en el proyecto con detalle en elementos finitos, se realiza mediante el empalme de los dos tubos de 0,90 m de diámetro, transfiriendo las cargas mediante una chapa central interior inclinada soldada a ambos tubos que transmite las compresiones inclinadas del arco y las tracciones horizontales del tirante al punto del apoyo vertical rigidizado del extremo de la riostra, logrando el equilibrio de esfuerzos entre arco tirante y riostra en el apoyo (Figuras 36a y 36b).

El acero empleado en las vigas del tablero así como en los tubos de los arcos y tirantes es S 355 J2G3, con 355 N/mm^2 de límite elástico.





Figuras 36a y 36 b. Vista del arranque del arco en su unión con el tirante (con chapa central interior soldada) y con la riostra transversal de apoyos, y modelo de elementos finitos del arranque.
Figures 36a and 36 b. Close-up of the arch springing at its meeting with the tie beam (with internal plate already welded) and the end diaphragm, and FEM model of the springing

is the rise. It is also capable of transmitting the shear forces and reducing bending moments in the arch and the deck under non-symmetric distributed loads, when compared to a vertical hanger solution. This arrangement also confers a great distribution capability of concentrated loads along the bridge, which reduced bending stresses in the deck to a minimum.

Besides, increasing the number of hangers allows for the use of smaller units, more available and easier to install.

The distance between anchorages for the network suspension system is small, 5 m, fulfilling multiple goals:

- *Reducing the arches' buckling length.*
- *Reducing bending moments in the deck.*
- *Simplifying the arches-hangers and deck-hangers anchorages, because of the use of smaller units.*
- *Achieving great efficiency in the distribution of concentrated loads on the deck.*

At the project stage, special stress was made on the simple, neat design of the hanger-tube (arches and tie beams) connection, of strong visual impact, with details with combined constructive simplicity and strength efficiency.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

3.3.3. Péndolas

Las péndolas actúan como elemento de unión entre el tablero y el arco, transmitiendo las cargas del primero al segundo. La disposición de las péndolas es en celosía o malla triangulada tipo Network [2 y 3], existiendo dos planos de péndolas, cada uno de los cuales parte de uno de los tubos laterales del tablero hasta el arco correspondiente.

Los puntos de anclajes inferiores se sitúan cada 5 m, sobre los tubos laterales, y de cada punto parten dos péndolas hasta su encuentro con el arco, también con la cadencia de 5 m.

El sistema de péndolas con múltiples cruces en el tipo Network hace que el puente se comporte como una gran viga de canto igual a la flecha de los arcos con capacidad para transmitir cortantes, además de reducir los momentos flectores en arco y tablero para las hipótesis de carga en medio vano, frente a los que se obtendrían en una solución de péndolas verticales. Además, con esta disposición se logra una gran capacidad de reparto de las acciones de las cargas puntuales, reduciendo las flexiones sobre el tablero al mínimo.

Por otra parte, al aumentar el número de péndolas permite la colocación de unidades de pequeño tamaño, más fáciles de disponer y colocar.

La distancia entre anclajes de tirantes es reducida, 5 m, con lo que se conseguían múltiples objetivos:

– Reducir la longitud de pandeo de los arcos.

– Reducir los esfuerzos flectores en el tablero.

– Simplificar las uniones arco – tirante y tablero – tirante al emplear unidades de pequeño tamaño.

The hangers are 45, 40, or 37 mm diameter locked-coil cables creating a Network inclined mesh with multiple crossings. Each mesh lies on two planes per arch, each plane having a 50 mm offset with respect to the arch's plane (Figure 37), causing the hangers to cross, not to intersect, each other.

At the crossing of every two hangers, a crossing device consisting of 3 pieces is installed (Figures 38a and 38b). It allows for the free rotation of each hanger and prevents hanger impact under transverse wind actions.

The hanger's ends are pinned to the arches and the tie beams, which permits free rotation of the cable.

3.3.4. Erection Process

The whole bridge was conceived as a steel structure. Even though the arches are elements which work under compression and concrete is the ideal material for such purpose, the analysis of the erection process made it clear that great advantage could be taken of the use of steel. The arches can be assembled from smaller segments, which allow easier erection with fairly simple auxiliary elements and in a shorter time than a concrete solution.

The use of steel as the main material also leads to smaller reactions and, therefore, cheaper foundations.

First of all, the deep foundations were laid, driving 1,5 m diameter piles, after which the pile rafts and the piers were made.

In order to erect the steel structure, shoring elements were set up on temporary embankments made on both banks (Figure 39). The foundations of the shoring were piled so as to prevent possible scouring caused by the overflow during the erection.

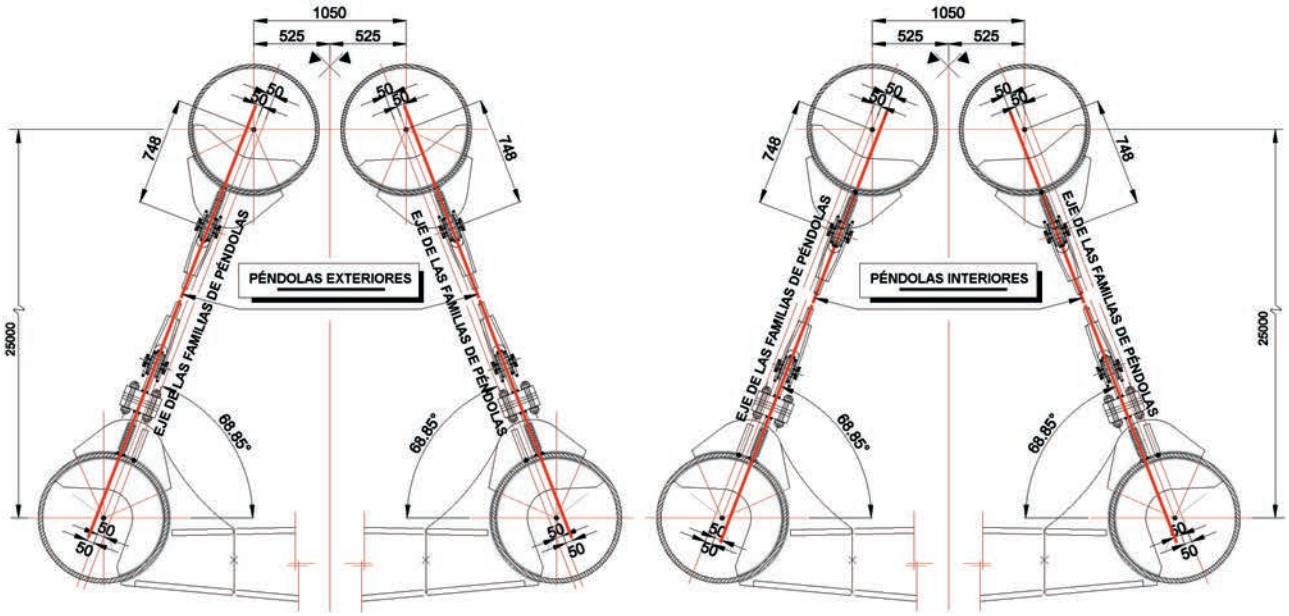


Figura 37. Esquema de péndolas en dos planos paralelos con 50 mm de excentricidad en cada arco
Figure 37. Hanger layout on parallel planes with 50 mm offset in each arch

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026





Figuras 38a y 38b. Detalle de péndolas en dos planos paralelos con los dispositivos de cruce de péndolas
Figures 38a and 38b. Detail of hangers on two parallel planes with the crossing device

– Lograr una gran eficacia en el reparto de las cargas puntuales en el tablero.

El proyecto puso especial énfasis en el diseño, simple y ordenado, de las uniones entre péndolas y secciones tubulares de arco y tirante, de gran impacto visual, con detalles que, al mismo tiempo, conjugaban la facilidad constructiva y la eficacia resistente.

Las péndolas son cables cerrados de 45, 40, o 37 mm de diámetro formando una malla inclinada por cada arco con múltiples cruces en el tipo Network. Cada una de las mallas se encuentra en dos planos diferentes cada uno de ellos con una ligera excentricidad de 50 mm respecto del plano del arco (Figura 37), por lo cual las péndolas se cruzan pero no se cortan.

En el punto de cruce de dos péndolas se coloca un dispositivo formado por tres piezas que permite el libre giro de una respecto de la otra (Figuras 38a y 38b), al mismo tiempo que resuelve el problema del impacto entre péndolas bajo la acción del viento transversal.

En los extremos de cada péndola se dispone una rótula con un terminal a modo de horquilla que permite el libre giro del cable, tanto en su unión con los arcos como con su unión con los tirantes del tablero.

3.3.4. Proceso Constructivo

El material que se propuso para la realización del puente es el acero. Para los arcos, si bien como primera idea se podría pensar en el hormigón, dado que los esfuerzos predominantes son de compresión, analizando el proceso constructivo se observó que se obtienen grandes ventajas del empleo del metal, cuyo montaje se puede realizar mediante la división de la longitud completa del arco en tramos y su posterior montaje y unión en obra mediante elementos auxiliares de relativa sencillez y en plazos más reducidos que la solución de hormigón.

El empleo del metal como material predominante permite asimismo, reducir las reacciones sobre las cimentaciones y abaratar el coste de éstas.

The steel structure erection begins by the transverse girders being welded (on site) to the longitudinal tie beams (Figure 39), divided in 5 segments along the deck, which are hoisted by cranes (Figures 40a and 40b).

The horizontal trusses on the deck (Figure 40a) acted as bracing elements against wind actions during the erection, since after completion the slab transmits, through the connection studs, all transverse horizontal forces (wind, earthquake) to the end diaphragms, which transfer them to the supports.

Once operational, horizontal longitudinal forces from braking or earthquake are transferred from the slab to the tie beams through two tubular elements located at the mid-span section. The tie beams are, therefore, responsible for transmitting those forces to the longitudinally fixed point on pier P-2.

After the deck's steel structure is finished, the arches are erected, supported on four double props. The transverse arch bracing tubes are welded on site and afterwards, each arch segment is hoisted by cranes and fixed onto the props (Figures 41a and 41b).

Finally, all the arch segments are welded together and the arch springing is welded to the end piece, after which the arch shoring is removed, while that under the deck still remains.



Figura 39. Vista de las penínsulas artificiales y de las labores de ensamblaje de la estructura metálica del tablero
Figure 39. Artificial embankments and steel deck assembly operations

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026





Figuras 40a y 40b. Izado de un tramo de tablero y vista del tablero metálico del puente concluido y apeado
Figures 40a and 40b. Hoist of deck segment and view of the deck shored after completion

En primer lugar se realizan las cimentaciones profundas mediante pilotes de 1,5 m de diámetro, los encepados y los alzados de pilas.

Fue necesario ejecutar sendas penínsulas artificiales en ambas márgenes del río, que permitieran la colocación sobre ellas de apeos provisionales para realizar el montaje de la estructura metálica (Figura 39). La cimentación de los apeos se pilotó para evitar las posibles socavaciones que pudieran acaecer por crecidas del río durante el proceso constructivo.

El montaje de la estructura metálica comienza por la soldadura en obra de las vigas transversales a los tubos laterales del tablero (Figura 39), hasta completar los tramos a izar, y el posterior izado mediante grúas hasta completar la totalidad del tablero (Figuras 40a y 40b), montado en 5 tramos.

Las triangulaciones horizontales que se aprecian en el tablero (Figura 40a), se disponen únicamente para arriostrar durante las fases de montaje frente a esfuerzos horizontales de viento, ya que una vez ejecutada la losa, las fuerzas horizontales transversales producidas por el viento o el sismo las transmite la losa mediante la conexión a las riostras extremas y es esta viga extrema la que transmite las reacciones a los apoyos.

Una vez en servicio, las fuerzas longitudinales del frenado, arranque o el sismo longitudinal, las trasmite la losa a los tirantes laterales del tablero mediante una unión con dos elementos tubulares metálicos, dispuestos en el centro del vano, y son por tanto los propios tirantes quienes transmiten directamente las fuerzas longitudinales a los apoyos fijos longitudinales dispuesto en la pila P-2.

Una vez finalizado el montaje del metal del tablero, se procede a montar los arcos, para lo cual se disponen 4 apeos dobles que servirán de apoyo temporal a los arcos superiores. A la vez, a pie de obra, se sueldan los arriostramientos transversales entre arcos. Una vez completadas estas operaciones, se iza mediante grúas cada uno de los tramos de los arcos, apoyándolos sobre los apeos (Figuras 41a y 41b).



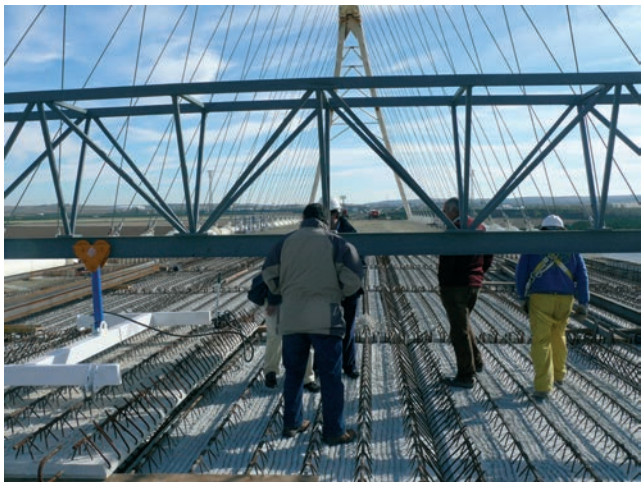


Figuras 41a y 41b. Vista durante las operaciones de izado de los arcos, y fase de cierre en clave de los arcos
Figures 41a and 41b. Views of arch segments erection and arch crown closure

After that, the hangers are fitted and tensioned according to the process defined in the project. At this moment, the deck is suspended on the hangers and the shoring under the deck can be removed since the steel structure is self-bearing.

With the deck suspended on the hangers, the precast slabs are placed by cranes (Figure 42a), after which all the slab rein-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026





Figuras 42a y 42b. Vista durante las operaciones de colocación de prelosas en el tablero y con el tablero ferrallado
Figures 42a and 42b. Views of the precast slabs placing and of the deck alter the reinforcement being assembled

Por último, se realiza la soldadura de los diferentes tramos de los arcos así como la unión del arranque del arco a la pieza extrema para posteriormente desapear completamente los arcos, dejando la estructura metálica del tablero todavía apeada.

A continuación se colocan todas las péndolas uniendo el tablero con los arcos y se realiza la puesta en carga siguiendo el proceso de tesado definido en el proyecto. Completada esta fase, el tablero queda suspendido por las péndolas y ya se pueden retirar los apeos inferiores al ser la estructura metálica autorresistente.

Con el tablero sustentado ya por las péndolas, se procede a la colocación mediante grúa de las prelosas del tablero (Figura 42a), al ferrallado de la losa (Figura 42b) y al hormigonado en una sola fase de la totalidad del tablero.

Para finalizar, se realizan los ajustes finales en las tensiones de las péndolas junto con las labores de acabado (colocación de imposta y barrera, impermeabilización, pavimentación y colocación de juntas) y la prueba de carga.

4. ANÁLISIS EN SEGUNDO ORDEN DE LOS ARCOS

4.1. Respuesta al pandeo

Para la determinación precisa de los esfuerzos que solicitan a los arcos de los puentes del río Deba y de Palma del Río, se realizó en cada caso un análisis elástico en segundo orden no lineal geométrico, partiendo de una geometría homotética a la de la primera forma de pandeo y con una deformación máxima deducida de las formulaciones dadas por la RPM-95 [7] y el Eurocódigo [8]. Según estas formulaciones es posible introducir una imperfección equivalente en la geometría de los arcos que permita considerar los posibles efectos de las imperfecciones geométricas y de las tensiones residuales existentes en los tubos metálicos que forman los arcos realizando un proceso de cálculo no lineal.

forcement is assembled (Figure 42b) and the whole deck slab is poured in a single stage.

After this, the final hanger load adjustments are made, the final details (kerb and guardrail erection, imperviousness treatments, paving and expansion joints fitting) are finished and the load test is carried out.

4. SECOND ORDER ANALYSIS OF THE ARCHES

4.1. Buckling response

For the accurate determination of the stresses acting on the arches of Deba and Palma del Río bridges, elastic, geometrically non-linear analyses were performed, starting from a geometric configuration equivalent to the first buckling shape and a maximum deflection as specified in RPM-95 [7] and Eurocode [8]. According to these codes, it is possible to apply an equivalent imperfection to the arches' geometry in order to account for the possible effects of geometric imperfections and in-built stresses in the steel tubes and carry out a non-linear analysis.

Both RPM-95 [7] and Eurocode [8] have similar formulations. In the particular case of RPM-95 [7] the geometric imperfection can be obtained a follows:

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)k_\gamma \frac{W_{el}}{A} \qquad (1)$$

where

$$k_\gamma = (1 - k_\delta) + 2k_\delta \bar{\lambda} > 1 \qquad (2)$$

Special stress should be made on the fact that the imperfection factor α, with a different value for each buckling curve, depends on the manufacture process. In hot-rolled sections, the buckling curve is 'a' with α=0,21, while if the plate is warped and longitudinally or spirally welded, the buckling

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

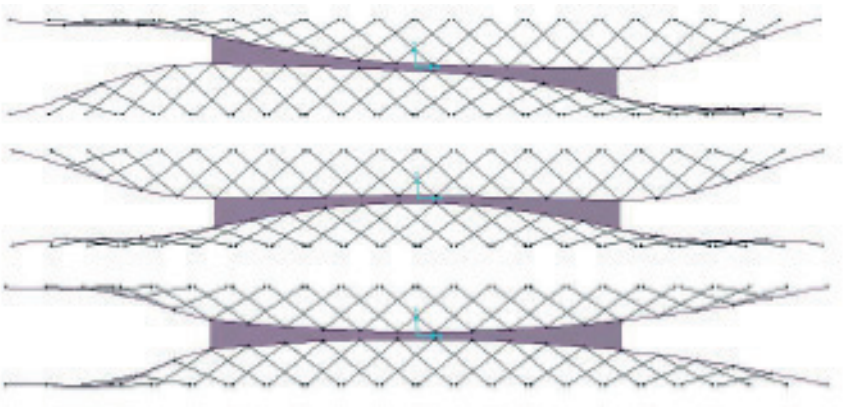


Figura 43. Planta de los tres primeros modos de pandeo fuera del plano de los arcos. Puente sobre el río Deba
Figure 43. Plan view of the first three out-of-plane buckling modes. Deba bridge

Tanto la RPM-95 [7] como el Eurocódigo [8] presentan formulaciones similares. En el caso concreto de la RPM-95 [7] la expresión que nos permite obtener esta imperfección geométrica es la siguiente:

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)k_\gamma \frac{W_{el}}{A} \qquad (1)$$

donde

$$k_\gamma = (1 - k_\delta) + 2k_\delta \bar{\lambda} > 1 \qquad (2)$$

Es importante destacar que el factor de imperfección α, función de la curva de pandeo correspondiente, depende en el caso de un tubo metálico del proceso de fabricación. Así, en el caso de fabricarse como sección laminada en caliente, la curva de pandeo es la "a" con α= 0,21, mientras que si se fabrica mediante curvado de chapa y soldadura en espiral o longitudinal, la curva de pandeo pasa a ser la "b", con α= 0,34. En general, ésta es la situación que se presenta en los tubos con diámetros elevados.

En el caso del puente sobre el río Deba se obtuvo una imperfección geométrica equivalente de 8,0 cm, y en el de Palma del Río de 6,6 cm, lo que equivale, respectivamente, a 1/260 ó 1/360 de la longitud equivalente de

curve is 'b' with α=0,34. The latter is the usual situation in large diameter tubes.

The equivalent geometric imperfection was 8,0 cm in Deba bridge and 6,6 cm in Palma del Río bridge, which represents 1/260 and 1/360, respectively, of the first-mode buckling length, that is, 20,60 m and 23,60 m.

Each structure's buckling modes were obtained (Figure 43, Deba, and Figure 44, Palma del Río) firstly. The first two modes correspond to global buckling in the arches. More specifically, the first mode corresponds to the lateral displacement of each semi-arch (the two coplanar segments of arch at each side of the crown) in opposite directions, while in the second mode both semi-arches move alike. This displacement takes place along the normal direction to the hangers' plane, which is approximately equivalent to a rotation of the semi-arches around a horizontal axis located at the crown. In both cases, the elastic buckling coefficients in U.L.S. were similar.

From the third mode on, local buckling modes of the unbraced arch segments come into effect, with one or more deflection waves. The third buckling mode would be equivalent to that of a straight support of the same length with embedded ends.

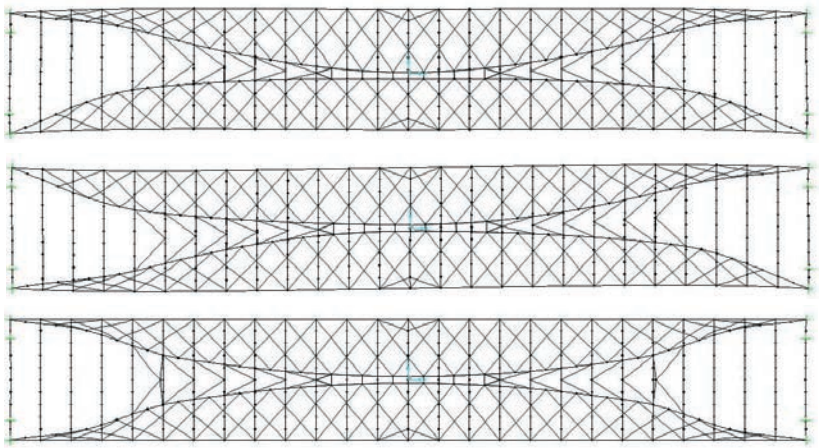


Figura 44. Planta de los tres primeros modos de pandeo fuera del plano de los arcos. Puente de Palma del Rio.
Figura 44. Plan view of the first three out-of-plane buckling modes. Palma del Río bridge

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

pandeo correspondiente a la primera forma de pandeo, e igual a 20,60 m en los arcos del puente sobre el río Deba y a 23,60 m en los de Palma del Río.

Previamente se obtuvieron los primeros modos de pandeo de cada estructura (Figura 43 Deba y Figura 44 Palma del Río). Los dos primeros modos se corresponden con pandeos globales del conjunto de los arcos. Concretamente, el primer modo responde a un desplazamiento lateral de cada pareja de semiarcos situados a cada lado de la clave en sentidos opuestos, mientras que en el segundo modo, cada pareja de semiarcos se desplaza en el mismo sentido. Realmente, este desplazamiento se realiza para cada arco según una dirección perpendicular al plano de péndolas, lo que equivale aproximadamente a un giro de cada pareja de semiarcos según un eje horizontal que pasase por la clave. En ambos casos, el coeficiente de pandeo elástico para la hipótesis de E.L.U. resultó similar.

A partir del tercer modo aparecen formas de pandeo locales de los tramos de los arcos no arriostrados entre sí, deformándose con una o varias ondas. El caso del tercer modo sería equivalente a efectos de cálculo al soporte recto de igual longitud empotrado en sus dos extremos.

Es importante destacar que mientras en el primer y segundo modo la longitud de pandeo equivalente resulto ser, en ambos casos, el 75% de la longitud libre del arco desde el arranque hasta el empotramiento en el arriostramiento, que en nuestro caso se consideró como un cuarto de la longitud total del arco, para el tercer modo este valor se reducía hasta el 61%. Este hecho nos señala que en este tipo de puentes no resulta posible realizar un predimensionamiento de las longitudes de pandeo del arco aislando el tramo del arco no arriostrado y recurriendo a la semejanza del soporte recto aislado empotrado, puesto que los modos condicionantes responden a desplazamientos globales de la estructura y no es hasta el tercer modo cuando comienzan a aparecer las formas de pandeo asimilables directamente a soportes aislados.

Por otra parte, la coacción ejercida por las péndolas provoca que los modos de pandeo dentro del plano de los arcos no resulten condicionantes, reduciendo asimismo las longitudes de pandeo de las formas de pandeo fuera del plano de los arcos en aproximadamente un 8%.

4.2. Vinculación entre los arcos

4.2.1. Puente sobre el río Deba

Como elemento de unión entre los arcos, se empleó una chapa corrida de acero de 20 mm de espesor, uniendo el 50 por ciento de la longitud total de los arcos.

Aunque estructuralmente la chapa colabora en la zona superior, junto con los tubos que forman los arcos, a resistir los esfuerzos de compresión de éstos, su papel fundamental se centra en su trabajo como elemento de unión transversal entre arcos. El conjunto de los dos arcos





Figuras 45a y 45b. Vistas del sistema de arriostramiento de los arcos en el puente de Palma del Río.
Figures 45a and 45b. View of the bracing systems in Palma del Río bridge.

It is also important to point out that while in the first and second modes the equivalent buckling length turned out to be, in both cases, 75% of the arch's free length between the springing and the bracing elements –estimated as one fourth of the arch's total length–, in the third mode it was 61%. This fact indicates that a pre-sizing of the buckling lengths based on isolating the unbraced segment and assimilating it to a support with embedded ends is not possible, since the governing modes correspond to global displacements of the whole structure and only after the third mode can buckling shapes be likened to those of isolated supports.

On the other hand, restraint provided by the hangers causes in-plane buckling modes not to be conditioning, also helping reduce the out-of-plane arch buckling lengths by 8%.

4.2. Arch-to-arch binding

4.2.1. Deba bridge

The arches were braced together by a 20 mm thick plate across the whole gap between the arches and stretching along 50% of the arches' total length.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

unidos a la chapa actuando como alma constituye en el plano de ésta una sección de gran inercia, que convierte a toda la zona central de los arcos en un único elemento (Figura 18). Además de equilibrar el peso resultante de la inclinación de los arcos, permite, como hemos comprobado anteriormente, limitar la longitud de pandeo. Para los dos primeros modos de pandeo (Figura 43), los condicionantes, el tramo central prácticamente no se deforma y simplemente gira casi como un sólido rígido. Dado que los dos semiarcos se desplazan en el mismo sentido, las tensiones generadas en la chapa de unión resultan moderadas. Más importantes resultan las tensiones para el tercer modo y sucesivos, en los que las patas de los arcos tienden a desplazarse en sentidos opuestos. Para estos posibles estados de carga se verificó mediante modelo de elementos finitos que el estado tensional de la chapa no superaba el límite elástico del acero.

4.2.2. Puente de Palma del Río

En el Puente sobre el río Guadalquivir en Palma del Río se planteó un sistema de arriostramiento superior de los arcos en la zona de clave mediante una celosía en "K" formada por perfiles tubulares muy transparente y una chapa en la zona central (Figuras 45a y 45b), que permitía acotar la longitud de pandeo de los arcos como se acaba de exponer.

5. CONCLUSIONES

En el artículo se ha descrito en detalle la aplicación del arco de tablero inferior tipo bowstring a dos puentes singulares de 110 y 130 m de luz, mediante el empleo de elementos metálicos tubulares, con un sistema de péndolas en malla con múltiples cruces tipo Network.

Este sistema de cuelgue del tablero reduce mucho los esfuerzos de flexión en arcos y tirantes respecto de soluciones con péndolas verticales, mejorando mucho el rendimiento estructural de todos los elementos, logrando elementos de gran esbeltez con importantes reducciones de cuantías de acero.

El diseño de los dobles arcos inclinados arriostrados en clave dota a los dos puentes descritos de un fuerte carácter espacial, pero además supone una importante ayuda estructural, ya sea con la solución de chapa central empleada en el puente sobre el río Deba, o con la celosía tubular del Puente de Palma del Río, ya que se reduce significativamente la longitud de pandeo de los arcos fuera de su plano, mejorando así su respuesta resistente, permitiendo optimizar las cuantías de acero empleadas en los arcos.

Cuantías de acero (S-355) en los arcos tubulares:

– Deba: 85 kg/m^2
– Palma del Río: 110 kg/m^2

Cuantías de acero en el tablero (S-355):

– Deba: 179 kg/m^2

Even though this plate helps the tubes withstand compression forces near the crown, its key mission is to act as a transverse bind between the arches. The system constituted by the plate –a web working on its own plane– and the tubes is one of great bending inertia, turning the crown into a monolithic piece (Figure 18). Apart from counteracting the resulting weight of the inclined arches, it helps limit the buckling length, as seen previously. In the first two buckling modes (Figure 43), the governing ones, the central segment barely experiences any deformation and practically rotates as a rigid body. Since both semi-arches at the same side of the crown move in the same direction, stresses caused in the plate are moderate. In the third and subsequent modes, since each semi-arch's leg moves in opposite directions, the stress level is more important. A FEM model was implemented in order to verify that the stress state under these possible load configurations did not exceed the steel's yield limit.

4.2.2. Palma del Río bridge

In the bridge over River Guadalquivir in Palma del Río the upper bracing system consisted of a visually permeable 'K' truss made from tubular profiles and a plate near the crown (Figures 45a and 45b), which helped shorten the buckling length as commented previously.

5. CONCLUSIONS

This article has given an in-dept insight of the bowstring tied arch and its application in two singular bridges with spans of 110 and 130 m resorting to steel tubular elements and a Network hanger system with multiple crossings.

By suspending the deck in this way bending stresses in the arch and tie beams are minimal when compared to vertical-hanger solutions. All elements attain great structural performance, which renders slender structures with very low steel quantities.

The double leaning arch system with crown bracing not only bestows the aforesaid bridges with a strong special character, but it also becomes an important structural aid, be it with the central bracing plate –Deba bridge– or the 'K' truss –Palma del Río bridge–, because it reduces the out-of-plane buckling length, improving their structural response and leading to an optimization of the steel quantities.

S-355 steel ratios in tubular arches

– *Deba: 85 kg/m^2*
– *Palma del Río: 110 kg/m^2*

S-355 steel ratios in deck:

– *Deba: 179 kg/m^2*
– *Palma del Río: 213 kg/m^2 (of which 100 kg/m^2 correspond to the tie beams)*

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

– Palma del Río: 213 kg/m² (de los cuales 100 kg/m² son en los tirantes tubulares laterales)

En ambos casos se han diseñado soluciones originales que resuelven de manera muy satisfactoria tanto las exigencias estructurales como estéticas de los múltiples puntos de cruce de péndolas del sistema de malla tipo Network.

REFERENCIAS

[1] TVEIT P. "The Design of Network Arches". *The Structural Engineer*. 1966, vol. 44, p. 249-259.

[2] MILLANES F., ORTEGA M., MARTÍNEZ D., SOLERA P. "The use and development of the Network suspension systems for steel bowstring arches". *VII Congresso de Construção Metálica e Mista.* Lisboa: Published by Cmm-Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, *2009*, p. 97-106.

[3] MILLANES F., ORTEGA M., CARNERERO A. "Project of two metal arch bridges with tubular elements and Network suspension system". *Steel bridges: advanced solutions & technologies: Conference Proceedings. 7th International Conference on Steel Bridges.* Guimarães, Portugal 4-6 June 2008. Brussels: ECCS-European Convention for Construction SteelWork, *2008*. p. II-87 a II-96.

[4] MILLANES F., CARNERERO A., HUE P. "Puente arco sobre el río Deba". *IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural.* Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 515-516.

[5] DE LOS RÍOS J., HUE P., TARQUIS F., MILLANES F. "Construcción del puente sobre el río Deba". *IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural.* Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 517-518.

[6] MILLANES F., ORTEGA M., CARNERERO A. "Puente arco sobre el río Guadalquivir en Palma del Río". *IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural.* Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 505-506.

[7] MINISTERIO DE FOMENTO. *RPM-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 1996. p. 216.

[8] EN-1993-2:2006: *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 2: Steel Bridges*. Madrid: AENOR, 2006.

In both cases, original solutions were come up with, which satisfactorily met both the structural and aesthetic requirements concerning the hanger crossing points peculiar to the Network system.

REFERENCES

[1] TVEIT P. "The Design of Network Arches". The Structural Engineer. 1966, vol. 44, p. 249-259.

[2] MILLANES F., ORTEGA M., MARTÍNEZ D., SOLERA P. "The use and development of the Network suspension systems for steel bowstring arches". VII Congresso de Construção Metálica e Mista. Lisboa: Published by Cmm-Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2009, p. 97-106.

[3] MILLANES F., ORTEGA M., CARNERERO A. "Project of two metal arch bridges with tubular elements and Network suspension system". Steel bridges: advanced solutions & technologies: Conference Proceedings. 7th International Conference on Steel Bridges. Guimarães, Portugal 4-6 June 2008. Brussels: ECCS- European Convention for Construction SteelWork, 2008. p. II-87 a II-96.

[4] MILLANES F., CARNERERO A., HUE P. "Puente arco sobre el río Deba". IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural. Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 515-516.

[5] DE LOS RÍOS J., HUE P., TARQUIS F., MILLANES F. "Construcción del puente sobre el río Deba". IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural. Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 517-518.

[6] MILLANES F., ORTEGA M., CARNERERO A. "Puente arco sobre el río Guadalquivir en Palma del Río". IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural. Resumen. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 505-506.

[7] MINISTERIO DE FOMENTO. RPM-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carretera. Madrid: Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 1996. p. 216.

[8] EN-1993-2:2006: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 2: Steel Bridges. Madrid: AENOR, 2006.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

RELACIÓN DE PARTICIPANTES EN EL PROYECTO Y EJECUCIÓN DEL PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO DEBA

PARTICIPATING AGENTS IN THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE ARCH BRIDGE OVER RIVER DEBA

Promotor: ***Developer:***	Diputación Foral de Gipuzkoa (50%) + Gobierno Vasco (50%) *Guipúzcoa Local Government (50%) + Basque Government (50%)*
Director del Proyecto: ***Project Director:***	José María Sarasola Yurrita (Diputación Foral de Gipuzkoa) *José María Sarasola Yurrita (Guipúzcoa Local Government)*
Director de Obra: ***Works Director:***	Asís Hernando Aracama (Diputación Foral de Gipuzkoa) *Asís Hernando Aracama (Guipúzcoa Local Government)*
Proyecto / *Design*:	LKS + IDEAM
Asistencia Técnica para el Control de Obra ***Technical Assistance to Works Control*:**	– IDEAM y ANTA (estructuras / *structures*) – EUROESTUDIOS (geotecnia / *soil mechanics*)
Constructora / *Contractor*:	UTE ZUBI-DEBA (Dragados + Moyua) / ZUBI - DEBA (Dragados + Moyua) Joint-Venture

Gerente / *Project Manager*: Isidro Abeledo Franco

Jefe de Obra / *Works Manager*: Asier Lekube

Taller Metálico / *Steel Works*: Talleres IPER

RELACIÓN DE PARTICIPANTES EN EL PROYECTO Y EJECUCIÓN DEL NUEVO PUENTE ARCO SOBRE EL RÍO GUADALQUIVIR EN PALMA DEL RÍO

PARTICIPATING AGENTS IN THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE NEW ARCH BRIDGE OVER RIVER GUADALQUIVIR IN PALMA DEL RÍO

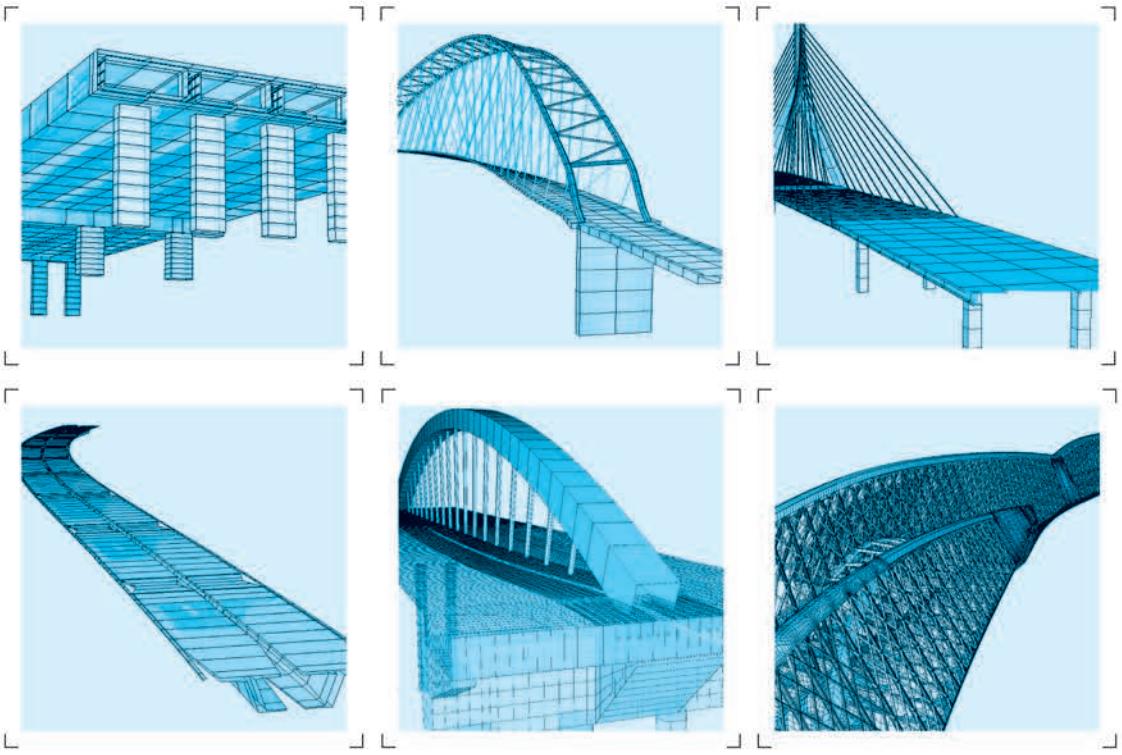
Propiedad / *Property*:	GIASA
Proyecto / *Design*:	UTE IDEAM-NARVAL / IDEAM - NARVAL Joint-Venture
Dirección de Obra / *Works Director*::	UTE IDEAM-NARVAL / IDEAM - NARVAL Joint-Venture
Constructora / *Contractor*:	FCC Construcción S.A.
Jefe de Obra / *Works Manager*:	Germán Jiménez
Servicios Técnicos de FCC ***FCC's Technical Services:***	José A. Martínez Salcedo, Ignacio González Esteban, Ignacio Pita, David Arribas
Taller Metálico / *Steel Works*:	Megusa
Tesado de Péndolas / *Hanger tensioning*:	B.B.R.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

SOFiSTiK

FINITE ELEMENT SOFTWARE

Ingeniería civil – puentes:



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

www.sofistik.es · sofistik@calter.es

CALTER ingeniería

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Intempo. Estructura de un edificio de 180 metros de altura

Intempo. Structure in a 180-meter high-rise

Enrique Gutiérrez de Tejada Espuelas[1] y Florentino Regalado Tesoro[2]

Recibido | *Received:* 17-09-2009
Aceptado | *Accepted:* 18-06-2010

Resumen

Se presenta en este artículo la estructura del edificio Intempo, sito en Benidorm (Alicante). La construcción, resuelta en hormigón armado, cuenta con 52 plantas sobre rasante y tres sótanos bajo el nivel del terreno (190 m de altura total), destacando además una peculiar configuración geométrica consistente en dos torres rectas paralelas unidas en sus últimos 30 metros mediante un cono de vértice inferior y base elíptica.

Más allá de las particularidades inherentes a esta tipología de estructuras (y al orden de magnitud de sus elementos, fuera de las escalas habituales) la característica fundamental del edificio pasa por su muy elevada esbeltez, la cual condiciona tanto la percepción arquitectónica del conjunto como la realidad estructural del mismo.

Palabras clave: edificio de altura, hormigón armado, acciones horizontales, acortamientos diferenciales, esbeltez.

*Abstract**

Intempo's Building Structure (Benidorm, Alicante) is presented in this article. Designed with reinforced concrete, it consists in a 52 floor tower above ground level, and three basement-levels (190 m of total height). It's worth pointing out its peculiar geometric design, which consists in two straight parallel towers, linked at the top with an elliptical reversed cone.

In addition of the structure typology's own features (and its unusual order of magnitude), the basic characteristic of the building lies in the high slenderness, which determines both the compound's architectural perception and its structural materialization.

Keywords: *high rise building, reinforced concrete, lateral loads, differential movements, slenderness.*

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

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Florentino Regalado & Asociados, S.L. (Alicante, España).
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Florentino Regalado & Asociados, S.L. (Alicante, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* enrique.gutierrez@fringenieria.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Figura 1. Imagen virtual del edificio Intempo

1. INTRODUCCIÓN

El edificio Intempo en Benidorm, cuyo diseño arquitectónico ha sido realizado por Pérez-Guerras e Ingenieros & Arquitectos Asociados, S.L. a propuesta de la Promotora Olga Urbana, S.L., se postula como el nuevo techo estructural de la ciudad levantina.

Actualmente en construcción (Estructuras Aliben, S.A.) en la zona conocida como Playa de Poniente, sus 180 metros sobre rasante de terreno lo convertirán, a su finalización en el año 2010, en el quinto edificio de mayor altura en España, intercalado en este particular ranking (figura 2), entre las torres del CTBA en Madrid [1, 2, 3, 4] y otros dos edificios símbolos de Benidorm: el Gran Hotel Bali y Torre Lúgano.

2. DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA DEL EDIFICIO

Inserto en una parcela de algo más de 7.000 m^2, está formado por una zona de garajes que desciende tres sótanos, y separada del cuerpo de las torres por una junta de dilatación (figura 3).

El edificio, que albergará más de 260 viviendas, consta también de tres sótanos bajo el nivel del terreno más 52 forjados en dos torres rectas de 180 metros de altura sobre rasante y de dimensiones aproximadas 24 x 17 m^2 (figura 4). La altura libre entre plantas varía entre los 3 metros (cuerpo de las torres), 3,65 metros (zona superior de las mismas) y los 1,80 metros (caso de las 5 plantas técnicas). Dichas plantas técnicas se encuentran situadas entre las Plantas Baja y Primera (forjado 4), Plantas 10º y 11º (forjado 15), Plantas 20º y 21º (forjado 26), Plantas 30º y 31º (forjado 37) y Plantas 37º y 38º (forjado 45).

Es la relación entre la altura y la menor dimensión en la planta la que (con un valor de 180/16,7=10,8), dota de una esbeltez a la estructura inusual en esta tipología de edificios; superior, a modo comparativo, a la esbeltez de las cuatro magníficas torres de la Castellana en Madrid. Esta característica geométrica, condicionada por la arquitectura del edificio, y las consecuencias derivadas de la misma en lo que a la respuesta resistente concier-

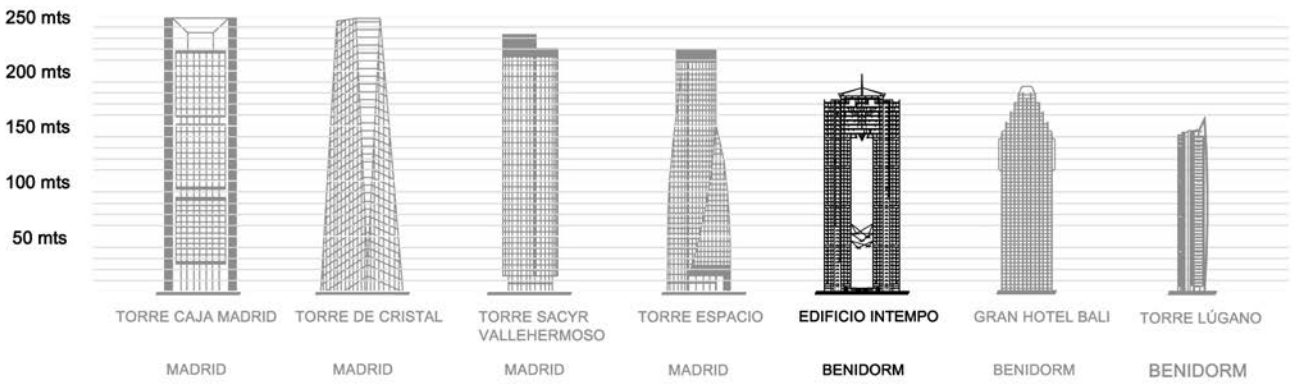


Figura 2. Relación de los principales edificios de altura existentes en España

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

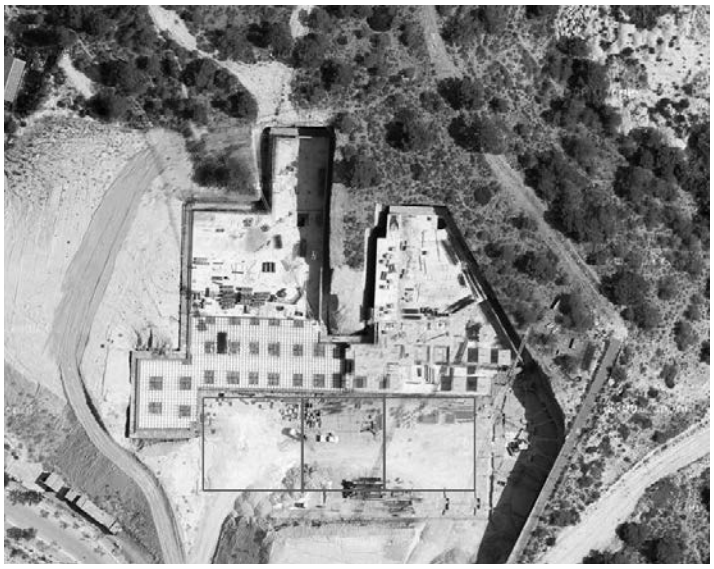


Figura 3. Huella de las torres respecto parcela del edificio

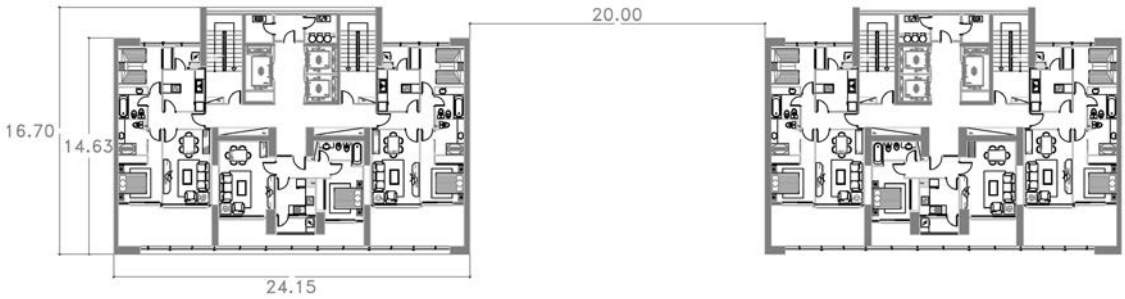


Figura 4. Dimensiones de la planta tipo de estructura

ne, han condicionado el proceso de dimensionamiento y optimización de la estructura.

Ambas torres, cuya separación es de 20 metros, se encuentran unidas entre sí tanto en los tres primeros forjados (los tres sótanos que se encuentran por debajo del nivel del terreno) como en los 9 últimos, mediante un cono de base elíptica y vértice inferior a 150 metros sobre la rasante del terreno (figura 5). El encaje arquitectónico de dicha geometría superior obliga a que las plantas de la torre vayan disminuyendo su superficie en altura, a medida que las plantas del cono aumentan la suya.

3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL BÁSICA DEL EDIFICIO Y DE SU RESPUESTA RESISTENTE

Como se ha expuesto anteriormente, son los condicionantes arquitectónicos y geométricos del edificio los que determinan las características estructurales del mismo. No debe interpretarse sin embargo esta determinación como correspondencia unívoca de un solo sentido, que partiendo de la idea arquitectónica desemboca obligatoriamente en un peaje estructural a abonar. Antes al contrario, en cualquier tipo de construcciones singulares, y más en la tipología de edificios de altura, es el concepto resistente el que debe primar desde la fase inicial del diseño del conjunto. De no ser así, la aventura que supone el diseño, encaje, proyecto y cons-

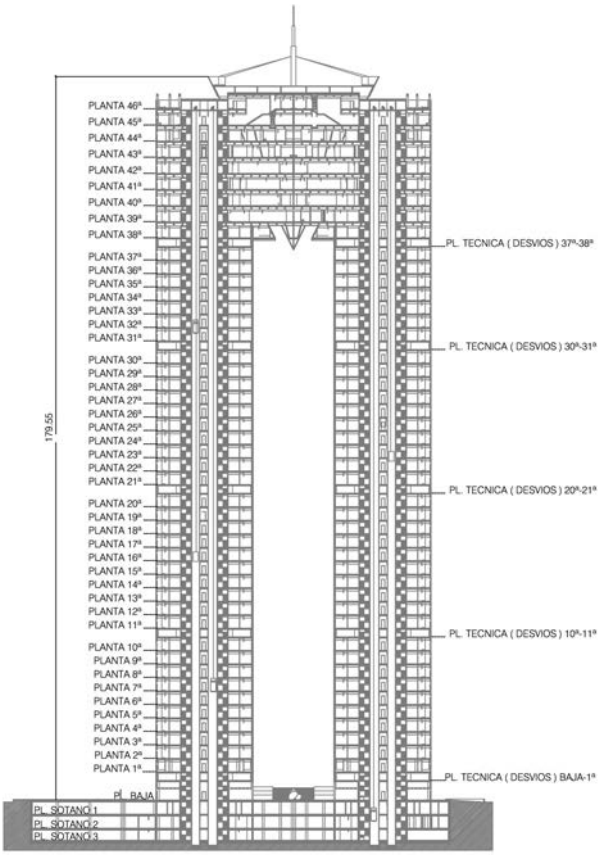


Figura 5. Sección transversal de la estructura y numeración de plantas

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

trucción de una obra de estas características queda condenada al despilfarro económico en épocas de bonanza o sencillamente, pasa al enorme archivo de "proyectos irrealizables" en época de crisis.

A los anteriores condicionantes se ha unido la voluntad de todos los agentes implicados de búsqueda de soluciones estructurales convencionales y sistemáticas que facilitaran y acelerasen los ritmos de obra y economizaran la misma en la medida de lo posible (teniendo en cuenta en todos los aspectos la excepcionalidad del edificio).

De este modo, la combinación de todos los factores ha desembocado en el siguiente esquema básico resistente, que se desarrollará más extensamente en los siguientes apartados:

- El edificio ha sido resuelto, prácticamente en su totalidad, con hormigón armado. De este modo, tanto las pantallas laterales (que quedan vistas en la imagen final del conjunto) como los soportes interiores y los forjados se ejecutan con medios "convencionales" (figura 6).

- Las resistencias de los materiales se resumen en la tabla 1.

- En la zona de los garajes separada del cuerpo de las torres, los forjados han sido diseñados con una tipología reticular convencional de casetones recuperables de canto 35 cm y losas macizas del mismo espesor en las zonas con cargas elevadas debidas a rellenos de tierras.

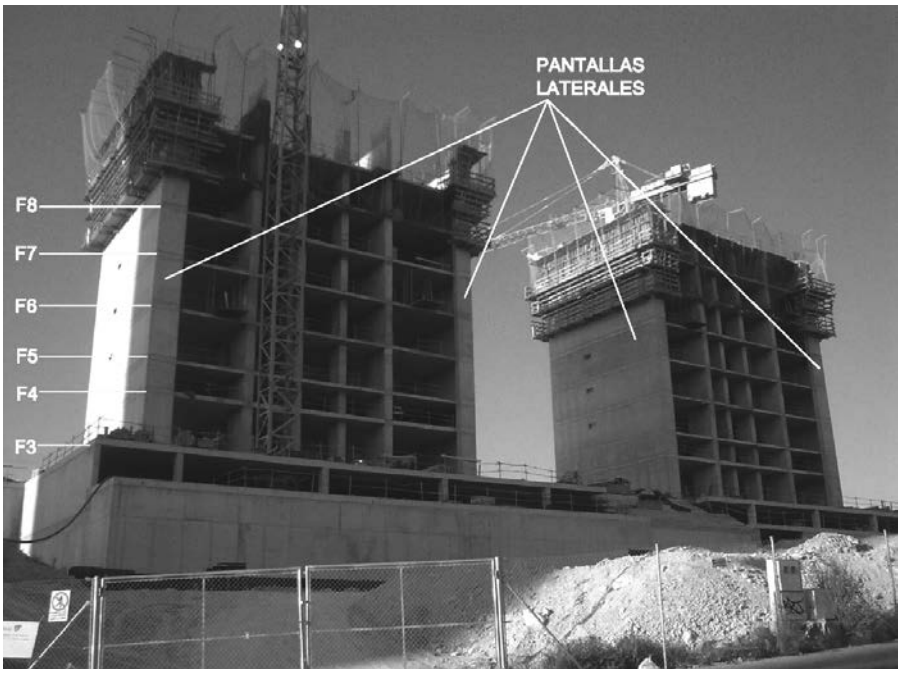


Figura 6. Fotografía del edificio en fase de construcción

Tabla 1. Resistencia de los materiales

HORMIGONES	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA (MPa)
PILOTES	30
LOSA-ENCEPADO	40
PANTALLAS Y SOPORTES (desde cimentación hasta forjado 15)	50
PANTALLAS Y SOPORTES (desde forjado 16 hasta forjado 55)	40
FORJADOS (desde forjado 1 hasta forjado 15)	40
FORJADOS (desde forjado 16 hasta forjado 55)	30
ACEROS	**LÍMITE ELÁSTICO (MPa)**
PASIVO	500
ESTRUCTURAL	355

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

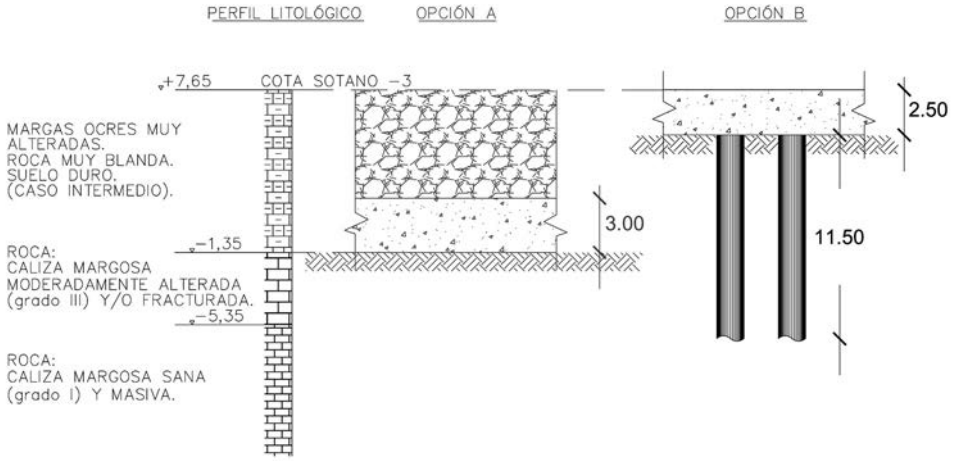


Figura 7. Opciones analizadas para la cimentación del edificio

– Los forjados de las torres se desarrollan como losas macizas de 25/30 cm de espesor, con el objetivo básico tanto de poder desarrollar el efecto-pórtico como de poder dotar de suficiente masa a las torres para asegurar su equilibrio frente a acciones horizontales. La geometría de la planta y la distribución de los soportes, que condicionaban una elevada área de zonas macizadas, hicieron descartar la solución de forjado reticular.

– En la zona del cono las plantas se resuelven con forjados reticulares de casetones perdidos de hormigón aligerado y canto estricto de 25 cm, con el fin de aligerar su peso, y descargar en la medida de lo posible las dos grandes cerchas metálicas que apoyándose en las dos torres, sirven de apoyo a las plantas.

– Las pantallas y soportes verticales de hormigón armado varían sus dimensiones y armado en altura, ajustándose a la magnitud de los esfuerzos. En la zona alta del edificio, desaparecen progresivamente a medida que las plantas del cono van aumentando su superficie a costa de la de las torres.

– Debido a la elevada esbeltez del conjunto, a la configuración de las viviendas en planta y a la escasa entidad de los núcleos de comunicación vertical, ha sido necesario conjugar tanto el efecto ménsula (desarrollado principalmente por las pantallas laterales) como el efecto pórtico, desarrollado tanto a través de los forjados como de los cinturones de rigidez existentes en las 4 plantas técnicas superiores.

Para el cálculo de los elementos estructurales se han empleado fundamentalmente los programas CYPECAD y METAL 3D, ambos basados en un análisis matricial, así como diversas implementaciones y procedimientos auxiliares desarrollados por Florentino Regalado & Asociados, S.L.

Debido a la singularidad del edificio, se ha procedido tanto a un estudio global de todo el sistema, con la incorporación de todos los elementos, como a numerosos análisis locales y parciales de aquellas zonas susceptibles de detalle.

4. CIMENTACIÓN

La elección de la tipología de la cimentación ha venido condicionada principalmente por la existencia de un estrato de margas alteradas de aproximadamente 9 metros de espesor, medidos desde el nivel del sótano -3. Si bien dichas margas ofrecen una capacidad portante suficiente (σ_{adm}=0,34 MPa) para soportar las cargas de la zona de garajes (que ha sido resuelta con zapatas aisladas), no ocurre lo mismo frente a las solicitaciones impuestas por las torres.

De este modo (figura 7) se analizaron y calcularon básicamente dos opciones de cimentación para el cuerpo de las torres.

Opción A

Realización de una excavación de 9 metros bajo la cota del sótano -3 y ejecución de una losa de cimentación en el nivel de la roca caliza (σ_{adm}=1,1 MPa considerando la descarga del terreno). Posterior relleno de tierras encima de dicha losa hasta alcanzar de nuevo la cota del sótano -3.

Opción B

Realización de pilotes trabajando principalmente por punta a 5 MPa hasta lograr 1 metro de empotramiento en la roca caliza sana, unidos entre sí mediante una losa-encepado de 2,5 metros de canto.

Si bien la opción A presentaba la ventaja de la mayor estabilización de la torre debido al efecto beneficioso del peso de las tierras, el coste de la obligada contención del terreno (dado el proceso constructivo) a la hora de realizar la excavación, terminó inclinando la balanza hacia la solución pilotada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

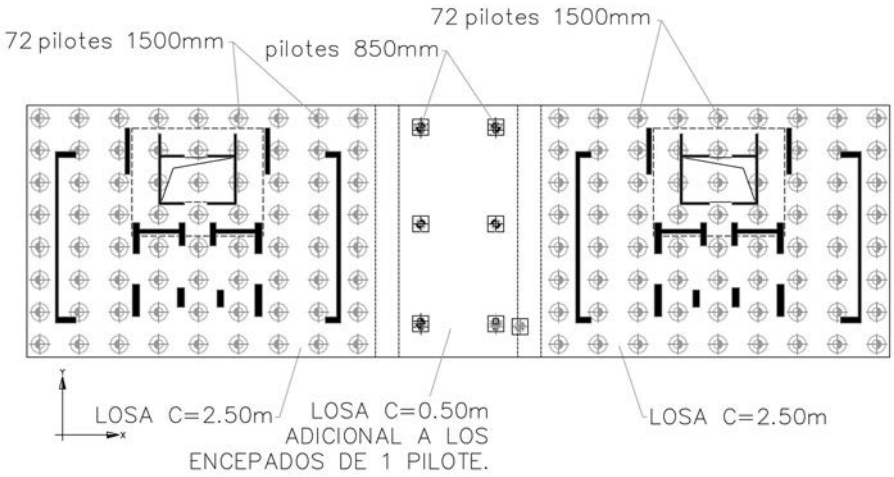


Figura 8. Disposición de pilotes en las torres

Así pues, se han ejecutado en la zona de las torres 144 pilotes de Ø1500, de aproximadamente 12 metros de profundidad a los que hay que añadir 7 pilotes de Ø850mm en la zona central, que únicamente soporta 3 forjados (figura 8).

Como puede apreciarse en la figura, las dimensiones de la losa exceden la huella estricta de las torres por motivos estructurales. Esto provoca que parte de los soportes de los garajes cimenten sobre la misma. A pesar de que no son esperables asientos diferenciales significativos entre ambas zonas (debido principalmente a haber elegido la solución pilotada "B"), para evitar hipotéticas fisuraciones en los forjados de los sótanos en las zonas contiguas a las torres, se ha determinado que el vano del forjado de garajes adyacente a las mismas sea ejecutado una vez la construcción en altura haya finalizado.

La gran magnitud de la losa-encepado, y su fuerte cuantía (armadura superior compuesta por mallazo # Ø 32 a 15 cm; armadura inferior compuesta por 2 Ø 32 a 10 cm en sentido "y", 2 Ø 32 a 15 cm en sentido "x") ha venido condicionada por la gran densidad de pilotes necesaria, lo que fuerza a dicha losa a trabajar prácticamente como si de una cimentación superficial se tratara (figura 9).

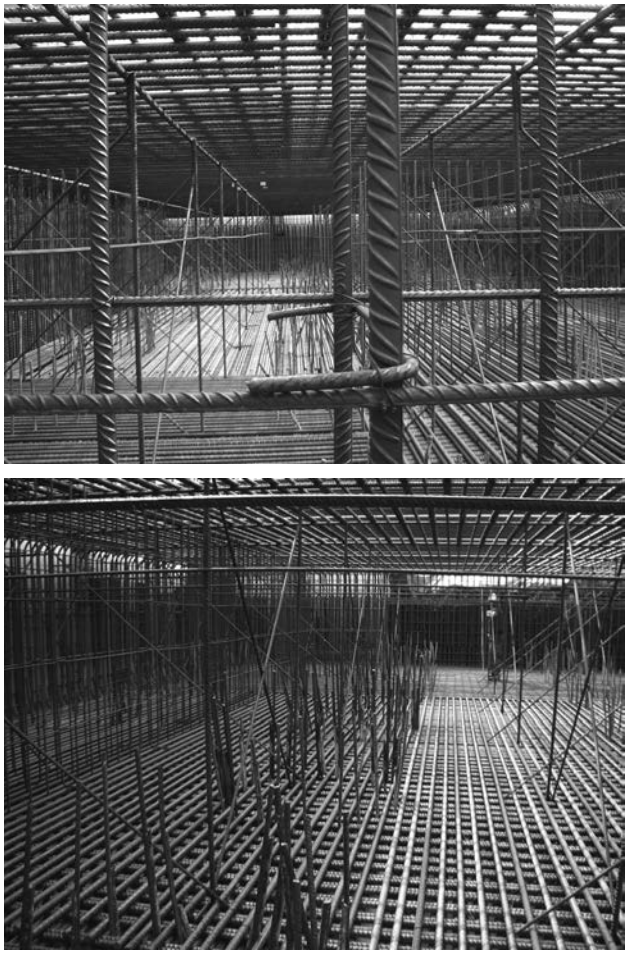


Figura 9. Vistas del armado de la losa-encepado

5. ESTRUCTURA DE LAS TORRES

5.1. Pantallas y soportes

Por lo que corresponde a las dos torres, la estructura de las mismas está proyectada con pantallas y soportes verticales de hormigón armado y resistencia característica de 40 o 50 MPa según la localización de las mismas (ver Tabla 1). El tamaño de estas piezas es variable (ver figura 10 a modo de ejemplo), con anchuras comprendidas entre 25 y 65 centímetros, determinadas lógicamente por la magnitud de los esfuerzos frente a cargas verticales y horizontales (amén de las consabidas restricciones arquitectónicas).

Pero además de lo anterior, se ha buscado en su dimensionamiento el hecho de que frente a cargas gravitatorias se alcancen unas tensiones en servicio similares en cada una de las piezas verticales. De este modo se logra en primer lugar que las deformaciones verticales de primer y segundo orden no provoquen acortamientos diferenciales que puedan afectar a los elementos del edificio, sean estructurales o no. Y en segundo lugar, se evitan transferencias diferidas de esfuerzos desde unos soportes a otros, que podrían conllevar importantes

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

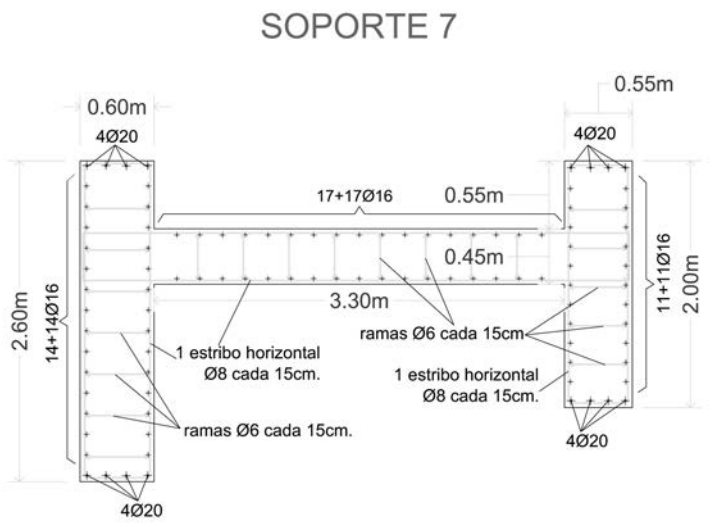


Figura 10. Dimensiones y armado del soporte 7 en plantas inferiores

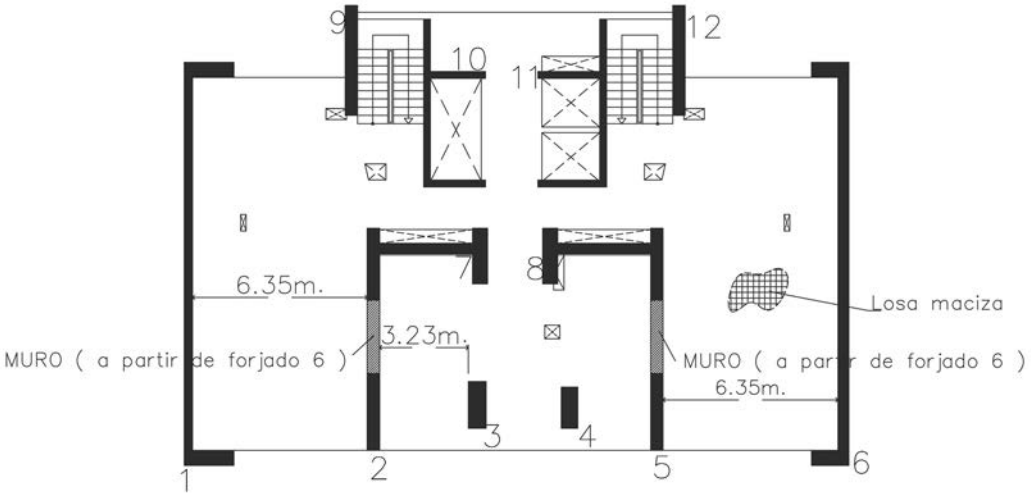


Figura 11. Distribución de elementos verticales en planta tipo en torre izquierda

cambios en el estado tensional de la estructura a lo largo del tiempo.

Los soportes recorren de modo continuo toda la altura de las torres hasta llegar a la zona del cono, con excepción hecha de los elementos de unión (denominados "muros" en la figura 11) que conectan dos de los soportes exteriores de cada torre con los interiores, dotando de mayor rigidez al eje más esbelto de la estructura. Debido a condicionantes arquitectónicos, dichos elementos nacen apeados a nivel del forjado 6, permitiendo el paso diáfano en las plantas inferiores, y desaparecen a partir del forjado 46 (planta 38).

5.2. Forjados

Los 55 forjados (52 plantas sobre rasante más 3 sótanos), que cuentan con luces máximas de 6,35 metros, se materializan con losas macizas de 25 cm de espesor, exceptuando las plantas técnicas, en las que debido a una sobrecarga de uso especial (10 KN/m^2), el canto pasa a ser 30 cm. Además de por motivos estructurales, la elección de las resistencias características se ha efectuado con el fin de que la diferencia entre la calidad del hormigón de soportes/pantallas y forjados no supere el 25-30%, evitándose así el hecho de tener que hormigonar la pastilla de losa existente entre tramos de pilares consecutivos con una resistencia superior a la del resto de la placa. Así pues (figura 12), el hormigón de los forjados es de una f_{CK} de 30 o 40 MPa.

5.3. Cinturones de rigidez

Con el objetivo de aumentar la rigidez del edificio, se han dispuesto en las 4 plantas técnicas superiores señaladas en la figura 12 (tras la realización de un estudio de sensibilidad se demostró su nula eficacia en la más baja de todas ellas), elementos de unión tipo viga de gran canto abarcando toda la altura libre, entre los soportes marcados en la figura 13 (y sus simétricos de la otra torre), amplificando de este modo el efecto pórtico del sistema.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

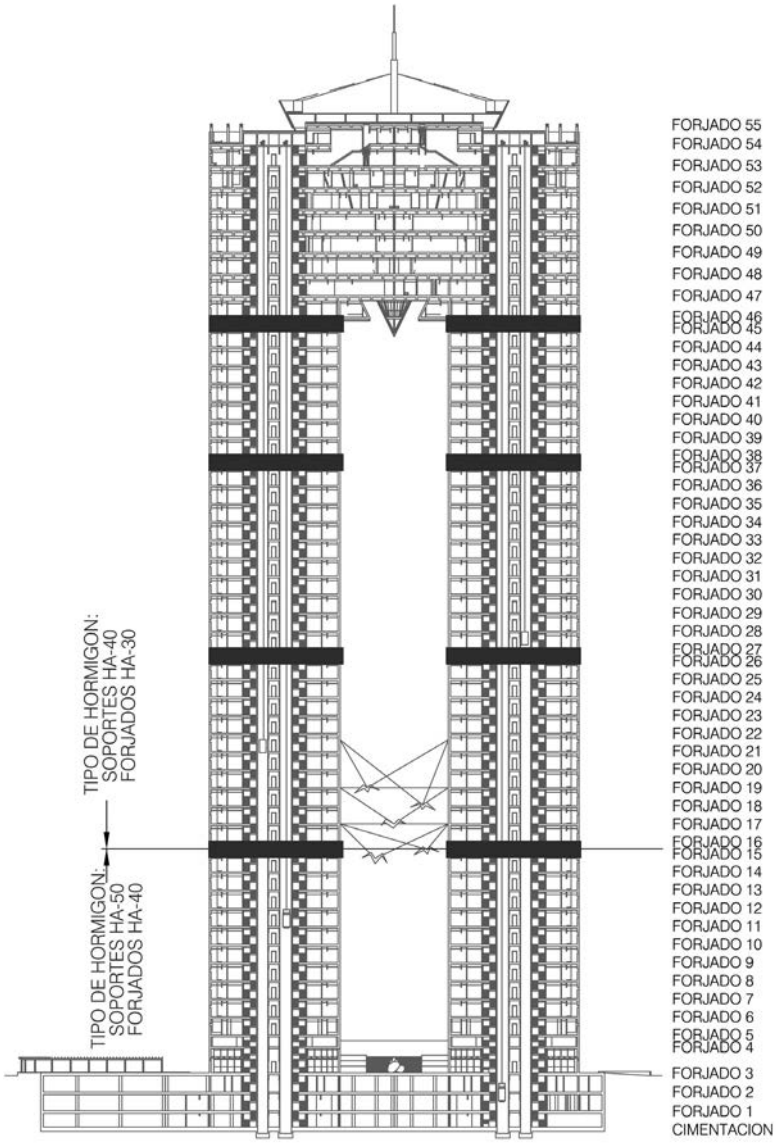


Figura 12. Calidad de los hormigones de forjados y soportes. Ubicación de los cinturones de rigidez

La ubicación y geometría de dichos cinturones (de anchura 45 cms y ejecutados con un hormigón de igual resistencia al de los soportes que conecta) vienen condicionadas por la presencia de los huecos necesarios en las plantas técnicas para el paso de instalaciones. Su dimensionamiento viene determinado, de modo prácticamente exclusivo, por el cálculo frente a acciones horizontales, ya que su presencia, tal y como se explica en el apartado de "Respuesta del Edificio frente a Acciones Verticales", no desvirtúa la trasferencia de cargas gravitacionales.

6. ESTRUCTURAS DEL CONO SUPERIOR

El cono superior está sustentado en dos cerchas metálicas paralelas de 20 metros de luz y 8 metros de canto que apoyando en las 2 pantallas laterales interiores de ambas torres (figura 14), soportan las 9 plantas que gravitan sobre ellas. Dichas cerchas no son percibidas desde el exterior, quedando embebidas dentro de la envolvente arquitectónica del conjunto.

La forma cónica del conjunto y por consiguiente el hecho de que la superficie de los forjados vaya aumentando con la altura conlleva varias particularidades estructurales.

En primer lugar, las pantallas laterales interiores (numeradas como "1" en la figura 15) de las dos torres se bifurcan para permitir el paso a través de ellas, y se inclinan siguiendo la generatriz del cono en altura. Ello es debido a que los forjados de las torres van disminuyendo en superficie a medida que

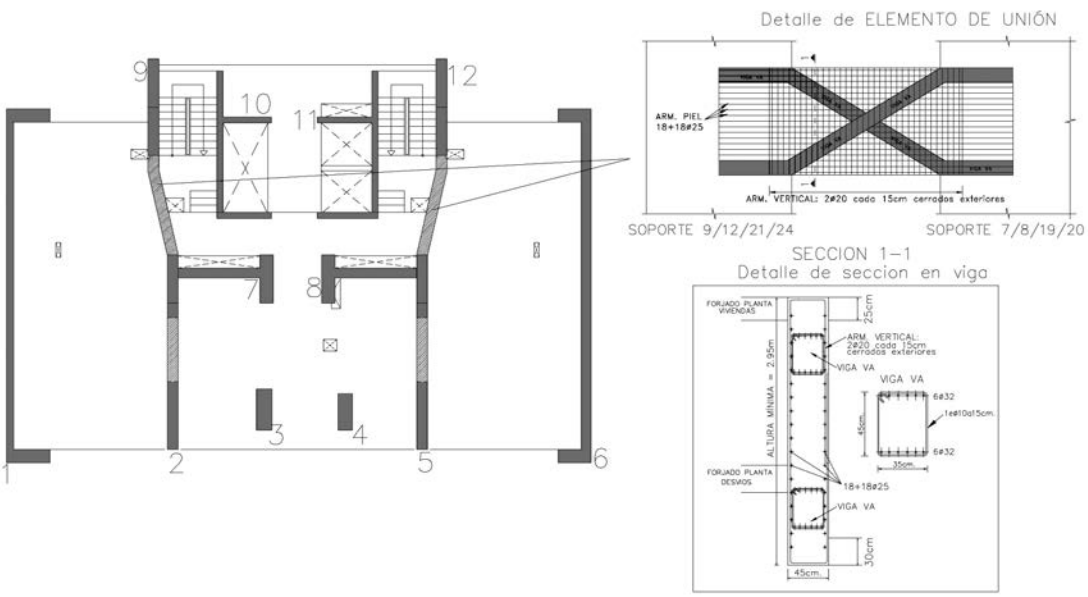


Figura 13. Disposición de elementos de unión en las 4 plantas técnicas superiores

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

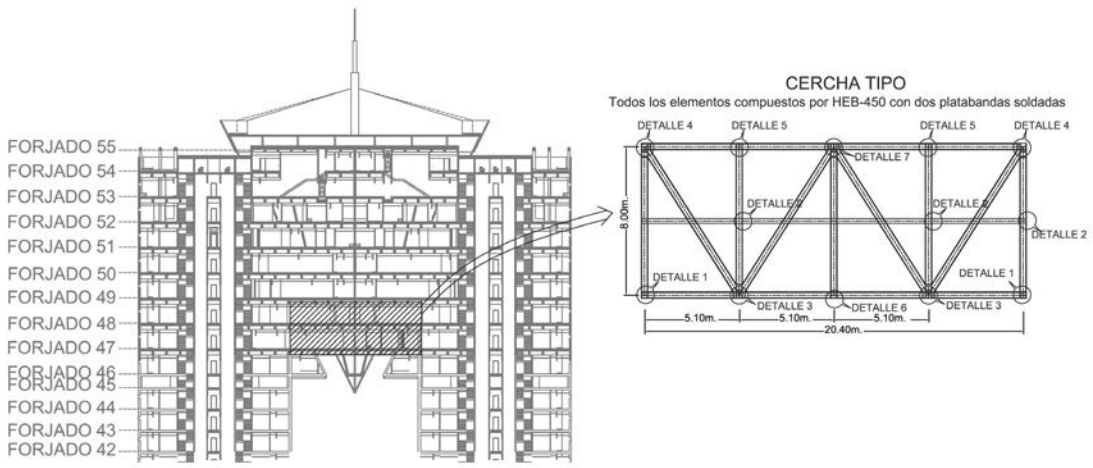


Figura 14. Ubicación y tipología de las cerchas de apoyo del cono

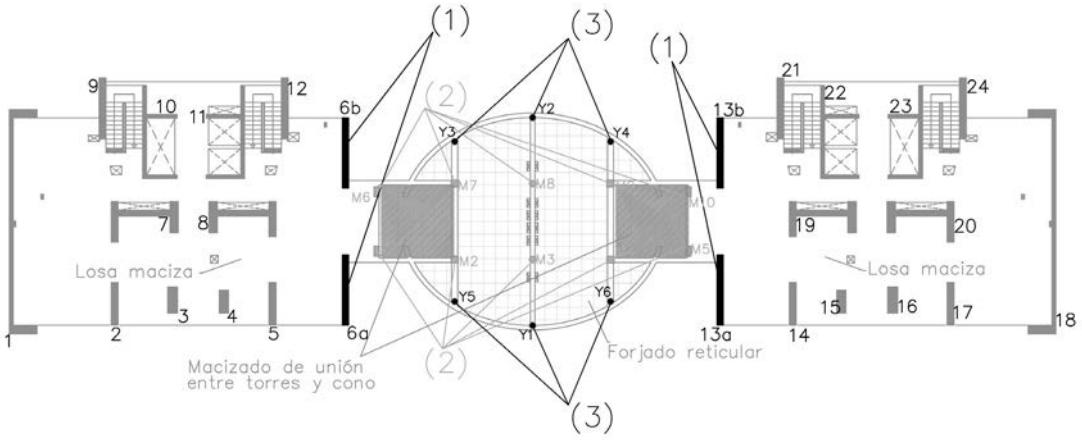


Figura 15. Planta tipo de la zona superior (cono)

las plantas del cono aumentan la suya. Lógicamente, dicha inclinación de las pantallas provoca unas fuerzas de desvío en los forjados que son absorbidas con un incremento de armadura en los mismos.

Por otra parte, obliga a la existencia de pilares apeados rectos (numerados como "2"). Y por último, a la ejecución de pilares apeados inclinados (numerados como "3") siguiendo también el contorno del cono.

Dichos pilares apeados, rectos e inclinados, naciendo del cordón superior y del inferior de las cerchas (figura 16), recogen las cargas de los forjados, que en este caso están resueltos mediante vigas de canto (sometidas tanto a flexión como a tracción pura debido a la inclinación de los pilares) y forjados reticulares de casetones perdidos de hormigón aligerado y canto 25 cm con el objetivo de minimizar el peso del cono.

Debido a las altas cargas que reciben, los elementos de las cerchas (proyectadas con acero de límite elástico 355 MPa) están constituidos por perfiles HEB-450 reforzados en sus laterales mediante platabandas soldadas de 24 mm de espesor. Todas las uniones entre dichos elementos se han diseñado mediante soldaduras a tope [5]. La conexión entre las cerchas y los forjados de las 3

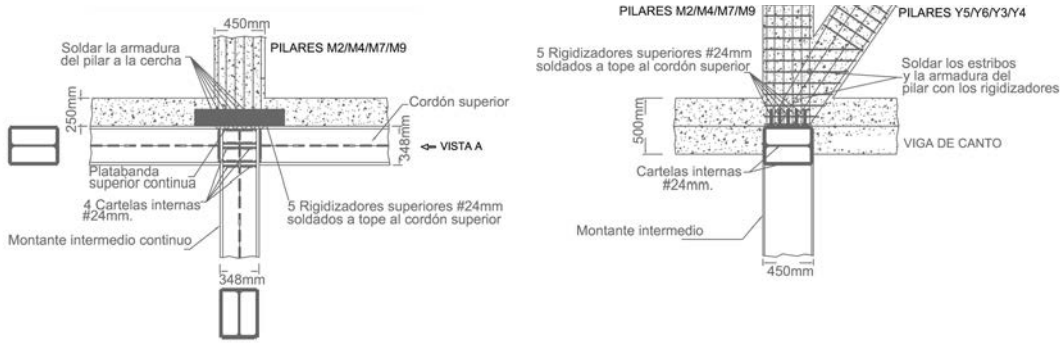


Figura 16. Detalle de pilar inclinado naciendo del cordón superior de la cercha

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

plantas que abarcan en su altura, se realiza mediante conectadores, lo que confiere al conjunto de un comportamiento de estructura mixta.

7. RESPUESTA DEL EDIFICIO FRENTE A ACCIONES VERTICALES

7.1. Consideraciones Generales

Además de las cargas permanentes, las sobrecargas de uso con las que se ha proyectado el edificio (de uso residencial) han sido extraídas de la ya derogada AE-88 [6], excepción hecha de las plantas técnicas –"plantas de desvíos"- cuya sobrecarga de 10 KN/m^2 fue determinada por la propiedad. Se ha tenido en cuenta, exclusivamente para el cálculo de los soportes, la reducción de sobrecargas en altura avalada por la norma. Sin embargo, dada la tipología de los forjados (losas macizas) y el peso de los soportes y pantallas, la relación entre la SCU y el resto de las cargas gravitatorias oscila alrededor del 15%, por lo que dicha reducción no ha contribuido en exceso a la optimización del conjunto.

Para el dimensionamiento de todos los elementos se ha procedido, además de al estudio de todo el conjunto y a los análisis locales referidos anteriormente, a la comprobación como zonas independientes, de aquellos "sectores" en los que se puede dividir el edificio a efectos estructurales. El resumen del comportamiento de éstas es el siguiente:

7.2. Cimentación

La distribución de los pilotes (ver figura 8) en la planta de la cimentación ha venido determinada por los siguientes factores:

– El bajo grado de hiperestatismo de la estructura de las torres frente a cargas gravitatorias. Como se explica en el siguiente apartado, el reparto de las cargas verticales entre los diferentes soportes y pantallas es prácticamente proporcional al área tributaria de cada una de las piezas, por lo que el centro de gravedad de la resultante de las cargas verticales coincide sensiblemente con el centro de gravedad de los pilotes dispuestos uniformemente en matriz de filas y columnas.

– Localmente, la presencia de los pilotes de borde en las cuatro pantallas laterales conlleva que éstos trabajen a unas tensiones menores que el resto frente a cargas gravitatorias, lo que deja un remanente frente a cargas laterales en, precisamente, las zonas más solicitadas por el efecto ménsula, como se verá en el apartado 8.

Estos dos factores, unidos a la elevada densidad de los pilotes bajo la losa-encepado y el canto de ésta, posibilitan el análisis como si de una cimentación superficial se tratara. De este modo, y frente a cargas gravitatorias pésimas, se concluye que los pilotes más cercanos a las pantallas laterales no superan los 2,8 MPa de tensión de trabajo, mientras que los centrales se encuentran cercanos a los 3,8 MPa.

7.3. Estructura de las torres

Tal y como se ha expuesto anteriormente, se ha buscado en el dimensionamiento de las piezas verticales, el hecho de que frente a cargas gravitatorias se alcancen unas tensiones en servicio similares, con el fin de no provocar acortamientos diferenciales ni transferencias de cargas significativas entre piezas (a través de los forjados o de los cinturones de rigidez), ya sean de primer o segundo orden [7, 8].

Este método de dimensionamiento presenta además como consecuencia que el análisis de la estructura frente a cargas verticales puede realizarse suponiendo el edificio completamente ejecutado (como realizan la mayoría de programas informáticos), sin necesidad de tener en cuenta el proceso de construcción. El reparto de cargas verticales es prácticamente proporcional, entonces, al área tributaria de cada una de las piezas.

Tabla 2. Tensiones en arranques de torre izquierda

PANTALLA / SOPORTE	N_{pp} (KN)	N_{scu} (KN)	SCU / PP	Tensión PP (MPa)	Tensión SCU (MPa)
1	**52.472,0**	**7.652,0**	**14,58%**	**8,29**	**1,21**
2	18.460,0	3.020,0	16,36%	10,14	1,66
3	11.520,0	1.930,0	16,75%	10,43	1,75
4	9.335,0	1.566,0	16,78%	10,37	1,74
5	18.300,0	2.990,0	16,34%	10,05	1,64
6	66.780,0	10.564,0	15,82%	9,43	1,49
7	44.260,0	6.370,0	14,39%	10,68	1,54
8	44.830,0	6.430,0	14,34%	10,54	1,51
9	18.440,0	2.100,0	11,39%	10,24	1,17
10	24.710,0	3.010,0	12,18%	9,79	1,19
11	25.520,0	3.090,0	12,11%	9,63	1,17
12	18.500,0	2.130,0	11,51%	10,28	1,18

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

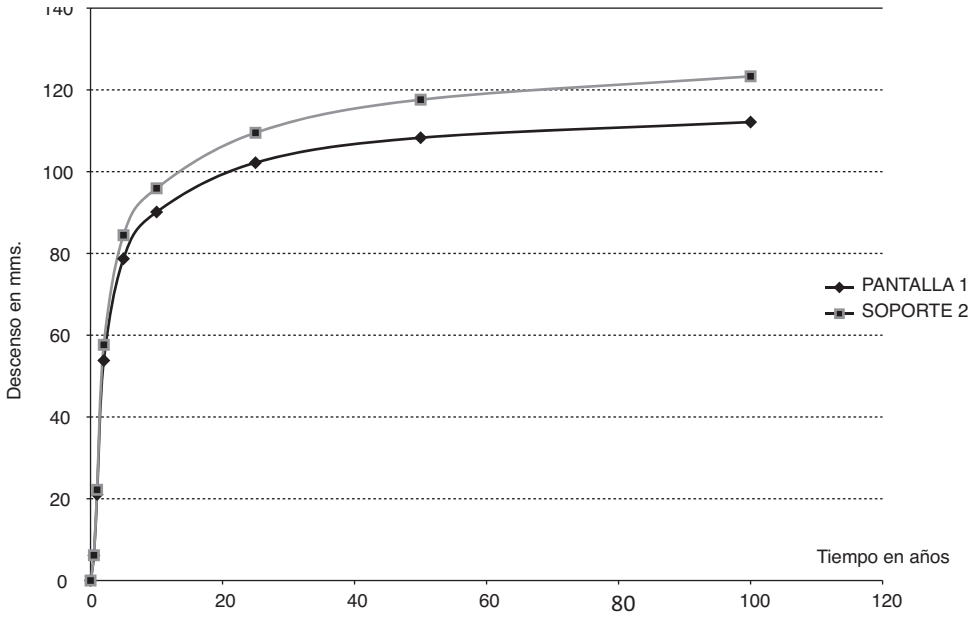


Figura 17. Acortamientos totales gravitatorios (incluidos efectos de 2º orden) de la pantalla lateral 1 y el soporte 2 a modo de ejemplo

La problemática estriba en que durante dicho proceso de construcción, el simple hecho de la nivelación de los forjados "absorbe" los acortamientos diferenciales que se hayan producido en las plantas inferiores (debidos tanto a fenómenos elásticos, como de retracción y fluencia), por lo que los esfuerzos reales existentes en los soportes debidos a las cargas gravitatorias se alejan de los obtenidos en un análisis con el edificio completamente ejecutado. Lógicamente este hecho es más relevante en edificios de altura, y su consecuencia en la redistribución de esfuerzos puede ser muy importante en caso de acortamientos diferenciales significativos.

Este hecho se evita si, tal y como es el caso, los acortamientos diferenciales (y por ende, las tensiones gravitacionales) en todos los soportes son semejantes.

A modo de ejemplo se muestra en la tabla 2, de modo simplificado, las tensiones en los arranques de la torre izquierda debido a las cargas gravitatorias. La numeración de los soportes se corresponde a la establecida en las figuras anteriores.

Como se observa, los valores de las tensiones de todas las piezas se encuentran en valores similares. La mayor discrepancia (en torno a un 20%) se produce en la pantalla lateral 1, como consecuencia de sus dimensiones debidas principalmente a los esfuerzos que recibe provenientes de las cargas horizontales. La variación del espesor de su alma con la altura es suficiente para corregir esta ligera desviación y alcanzar tensiones gravitatorias medias similares a las del resto de piezas. Como consecuencia de todo lo anterior, los acortamien-

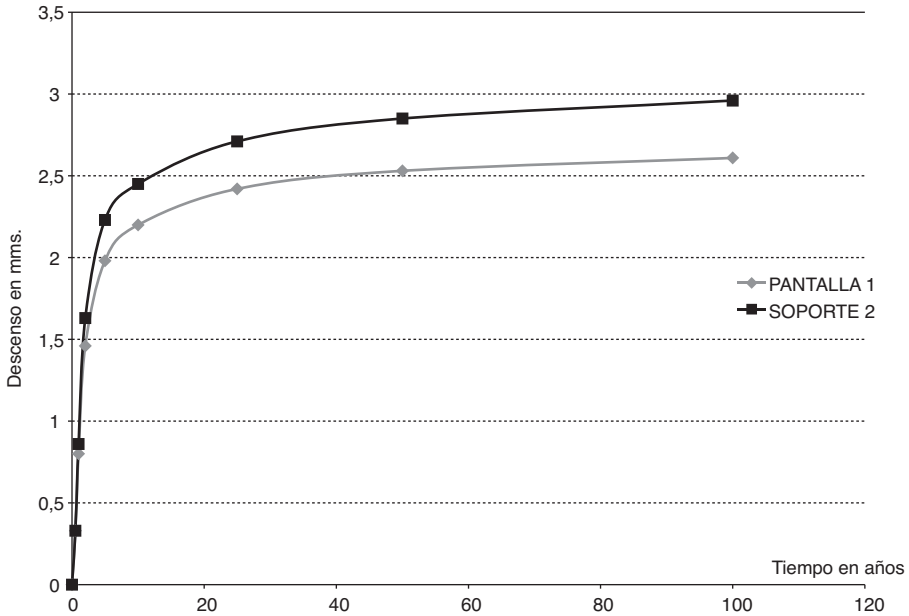


Figura 18. Acortamientos gravitatorios entre forjados 9 y 10 de la pantalla lateral 1 y el soporte 2 a modo de ejemplo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

tos diferenciales entre dos soportes consecutivos en cada una de las plantas resultan irrelevantes tanto a efectos estructurales como en su afección a la tabiquería (figuras 17 y 18).

Debe destacarse que en el cálculo de los acortamientos de las figuras anteriores, se ha tenido en cuenta el ritmo temporal previsto en la ejecución de la obra (1 planta cada 7-9 días) obteniendo de este modo valores muy inferiores a los que pueden obtenerse de una rápida estimación con todo el edificio en su conjunto.

7.4. Estructura del cono superior

Para el cálculo de las cerchas metálicas que sustentan los 9 forjados del cono se ha adoptado un modelo de detalle que, independientemente del estudio global, permite un análisis concreto de los esfuerzos y desplazamientos de las mismas. De este modo, y bajo carga gravitatoria, los máximos axiles sin mayorar en los cordones son de 4.700 KN (a estos axiles deben añadirse las flexiones originadas por la carga repartida de los forjados en las 3 plantas que abarcan las cerchas en su altura), siendo el desplazamiento vertical de la misma inferior a los 2,5 cm. La mayor parte de dicho desplazamiento responde al peso propio de los forjados superiores, por lo que se ha diseñado una contraflecha de 2 cm en el centro de la misma.

Igualmente, la unión entre las cerchas y las dos torres también ha sido objeto de modelos de detalle. De los resultados de los mismos se concluyó la necesidad de que el hormigonado de dichas zonas de unión (ver figura 15) en los tres forjados que abarcan las cerchas, se realizaría una vez construida la última planta del cono, con el fin de minimizar deformaciones diferenciales producidas por el giro de la cercha debido a la construcción de los forjados superiores.

8. RESPUESTA DEL EDIFICIO FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES

8.1. Consideraciones generales

Las acciones de viento (cuya repercusión según los cálculos realizados es mayor que las acciones sísmicas [9], al igual que ocurre con la mayoría de edificios altos de Benidorm) se han determinado según la norma AE-88.

No podemos sin embargo dejar pasar por alto las enormes disparidades existentes, en lo que a cargas de viento se refiere, entre las distintas normas (disparidades a nuestro entender, no corregidas en absoluto con la aparición del CTE [10]).

En la figura 19 se comparan, según distintas normativas, las presiones globales (esto es, sumando los efectos de presión-barlovento y succión-sotavento) teniendo en cuenta la mayor esbeltez del edificio. Hay que tener en cuenta, además, que tanto en las curvas del CTE como del Eurocódigo [11], faltaría por añadir los posibles efectos dinámicos debidos a la amplificación de la solicitación por las componentes resonantes, cuando la excitación se aproxima a las frecuencias naturales del edificio.

El aumento de las solicitaciones de viento (y lógicamente, del coste de la obra) con la aparición de cada nueva instrucción que se observa en el gráfico es evidente. Dicho aumento viene fuertemente condicionado por la velocidad del viento con la que se calcula la estructura. A título meramente referencial las ráfagas extremas obtenidas de los registros de viento en la Comunidad Valenciana, a 10 m de altura [12] arrojan aplicando una distribución de Gumbel una velocidad máxima de 160 Km/h con un percentil del 99%.

Históricamente, FR&Asociados ha venido empleando, para el diseño y cálculo de los edificios de altura en Benidorm (entre los que se incluyen el Gran Hotel Bali y Torre Lúgano) la curva extrapolada de la antigua NTE

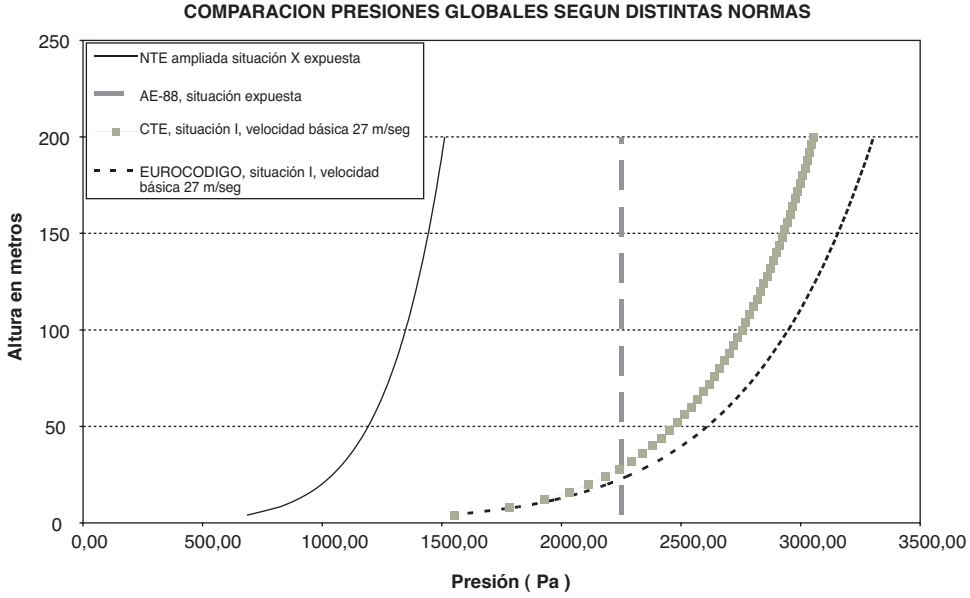


Figura 19. Comparación, según distintas normativas, de presiones en la dirección "Y" de la estructura

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

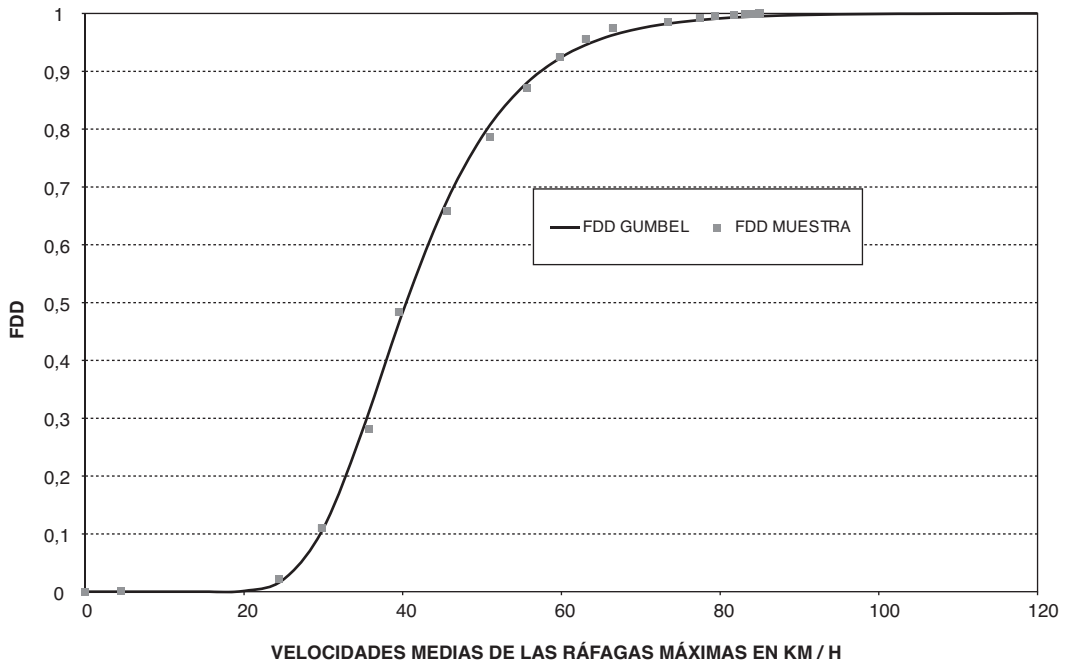


Figura 20. Distribución muestral y de Gumbel de las velocidades medias de las ráfagas máximas registradas en el aeropuerto de L'Altet (Alicante)

(mediante una regresión de la velocidad del viento con el logaritmo de la altura), que determina presiones del orden de 1.500 Pa para alturas de 180 metros sobre rasante, lo que equivale a operar con vientos de velocidades constantes a dicha altura en torno a los 176 km/h.

Ahondando en lo anterior, del análisis estadístico según la distribución de Gumbel de las velocidades medias de las ráfagas máximas establecidas en la referencia [12], se concluye que, con un percentil del 99%, la velocidad básica en la zona se encuentra en los 21,8 m/seg, muy alejada de los 27 m/seg que genéricamente establece el Código Técnico.

Los registros de la zona comentados anteriormente, unidos al análisis estadístico, son el motivo por el que FR & Asociados considera que la verdadera velocidad básica de la zona se encuentra entre los 20 y los 24 m/seg.

La utilización de dicha velocidad básica en la formulación del EC y del CTE (figura 21), arrojaría resultados muy similares a la curva de la NTE extrapolada, si a las tres normativas les aplicamos el mismo coeficiente de fuerza que hasta hace pocas fechas, incluso con versiones anteriores del Eurocódigo, se venía empleando (presión + succión=1,2).

8.2. Cimentación

Para la evaluación de la respuesta del edificio frente a cargas laterales, se ha analizado la contribución de la losa-

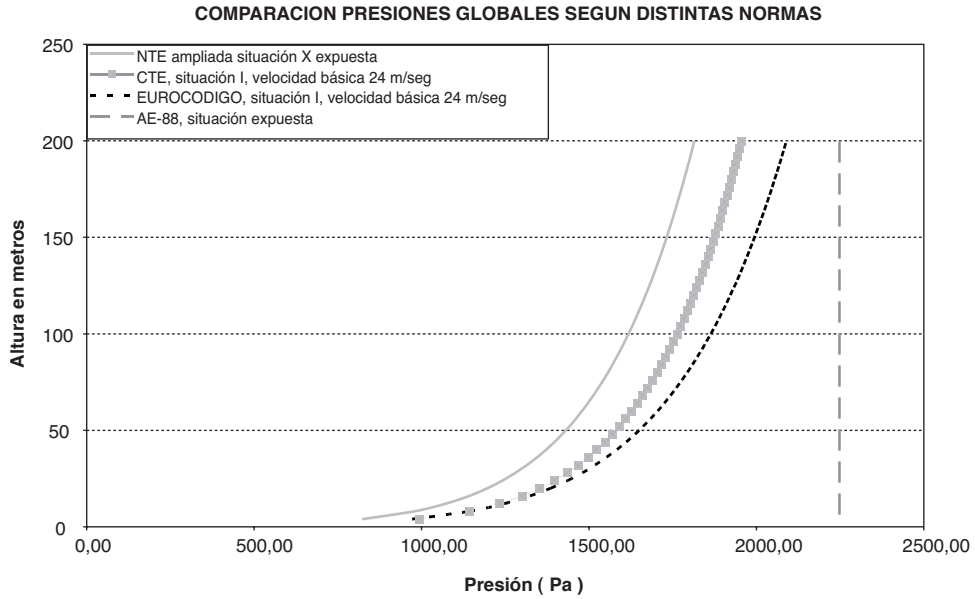


Figura 21. Comparación de distintas normativas con V_{ref} =24 m/seg y C_f =1'2, de presiones en la dirección "Y" de la estructura

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

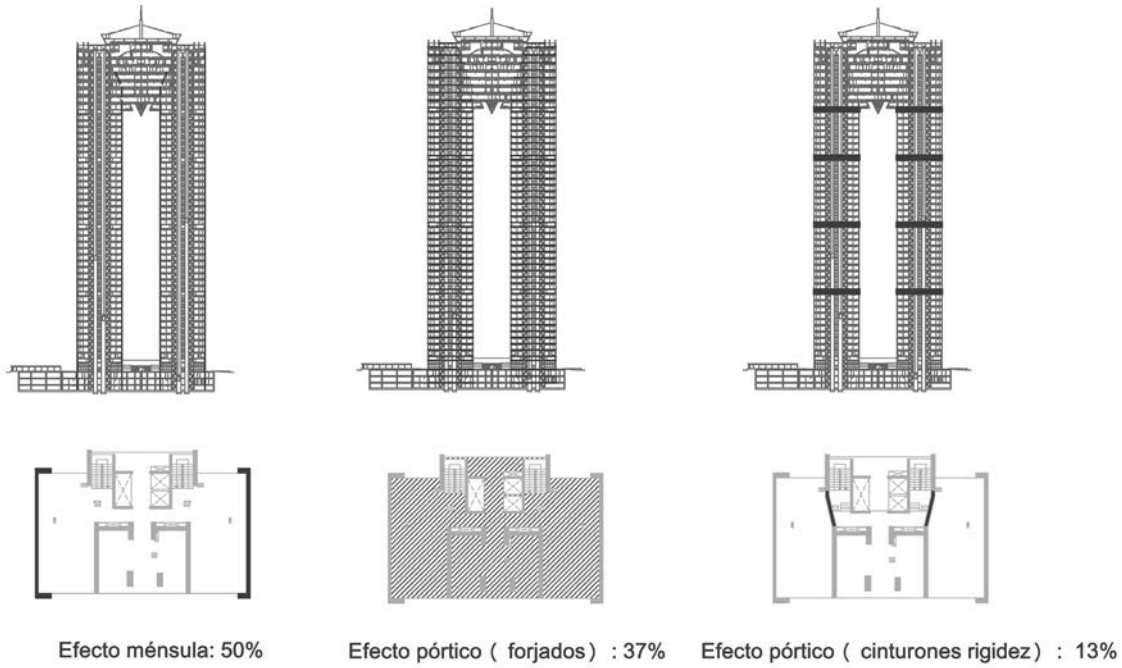


Figura 22. Porcentajes de contribución a la resistencia frente a cargas horizontales en el eje de mayor esbeltez

encepado y los pilotes, teniendo en cuenta que en ningún momento la tracción que se genera en los mismos en la hipótesis más desfavorable exceda de la resistencia que por rozamiento ofrece el terreno al levantamiento.

No obstante lo anterior, se ha incorporado en el sistema una respuesta redundante, consistente en la contribución de los forjados circundantes a la estabilidad del conjunto, mediante la aparición de fuerzas laterales de acodalamiento entre las torres y las plantas de sótanos adyacentes.

8.3. Estructura de torres y cono superior

En la dirección de menor esbeltez, la respuesta resistente del conjunto ha venido determinada básicamente por el efecto pórtico desarrollado a través de los forjados de la losa maciza de cada una de las dos torres de modo independiente (no siendo significativa la contribución del elemento de unión superior en dicha respuesta). Sin embargo, en la dirección de mayor esbeltez ha sido necesaria la interacción tanto del efecto ménsula (desarrollado principalmente por las 4 pantallas laterales) como del efecto pórtico (desarrollado tanto a través de los forjados como de los cinturones de rigidez) con el fin de lograr una respuesta satisfactoria, tanto en Estados Límite Últimos como de Servicio (el momento sin mayorar debido al viento en cada una de las torres es de 1.060.000 KNxm). En la figura 22 ∫se muestran los porcentajes de contribución de cada uno de los mecanismos, con carácter aproximado. Debe destacarse que debido a la particular importancia del efecto pórtico, se llevó a cabo un estudio de sensibilidad (mediante un software específico de elementos finitos) para determinar el porcentaje de error que se asume efectuando la tradicional hipótesis de indeformabilidad del forjado en su plano. Los resultados obtenidos avalaron la bondad de dicha hipótesis.

Con la interacción de ambos mecanismos se ha logrado obtener una rigidez suficiente del conjunto para mantener las condiciones de confort usualmente establecidas en la literatura técnica. Dichos criterios de confort han consistido tanto en la limitación de las deformaciones frente a acciones horizontales (en torno a los 38 centímetros de desplazamiento en cabeza en la peor de las hipótesis teniendo en cuenta los efectos de inestabilidad de segundo orden, lo que supone H/500), como en la obtención de las aceleraciones máximas que producen las componentes dinámicas del viento y la comprobación de que no son molestas para los usuarios [13, 14]. Para el cálculo de estos valores se ha recurrido a la formulación de los anexos del Eurocódigo 1, parte 2-4. Del mismo modo, se ha hallado el coeficiente dinámico Cd de la estructura, que con un valor de 1,13 para un viento de periodo de retorno T=50 años determina la susceptibilidad de la estructura a las acciones dinámicas resonantes provocadas por la componente turbulenta de la acción horizontal, y la calidad del análisis pseudo-dinámico efectuado.

Como se comenta en el párrafo anterior, se ha comprobado igualmente la influencia que los efectos de segundo orden debidos principalmente a la flexibilidad del edificio (cálculo de segundo orden geométrico) y al comportamiento no lineal del hormigón (cálculo de segundo orden debido al material) tienen en la respuesta final del mismo. Para ello se ha abordado tanto un análisis simplificado (efecto p-delta) como genérico (iteraciones con la matriz de rigidez en la configuración deformada mediante el uso de un software comercial), estableciendo que el conjunto de ambos efectos incrementa aproximadamente un 10% los esfuerzos en la dirección de mayor esbeltez de la estructura, siendo prácticamente despreciable en la dirección perpendicular.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

RESUMEN DE MATERIALES Y SUPERFICIES EN LAS TORRES

	HA-30 (m^2)	HA-40 (m^2)	HA-50 (m^2)	S-355 (Kg)	B-500S (Kg)
PILOTES	3.100				139.000
LOSA-ENCEPADO		3.950			470.000
PANTALLAS Y SOPORTES		9.350	3.850		810.000
FORJADOS LOSA MACIZA	5.690	2.680			1.080.000
FORJADOS RETICULARES	305				77.800
CERCHAS PRINCIPALES DEL CONO				86.000	
SUPERFICIE EDIFICADA BAJO RASANTE EN TORRES: 3.159 m^2					
SUPERFICIE EDIFICADA SOBRE RASANTE EN TORRES: 36.340 m^2					

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] BLANCO TEMPRANO P.J., HERRERA CASTILLA C., VIÑALS J.I. "Torre de Cristal. Proyecto de estructura de un edificio de gran altura". *Hormigón y Acero.* 2008, nº 249, p. 71-87.

[2] LAKOTA G., ALARCÓN A. "Torre Caja Madrid: cálculo de estructura de un edificio singular de 250 m en Madrid". *Hormigón y Acero*. 2008, nº 249, p. 182-202.

[3] MARTÍNEZ CALZÓN J., GÓMEZ NAVARRO M. "Torre Espacio. La estructura del edificio". *Hormigón y Acero*. 2008, nº 249, p. 19-43.

[4] MARTÍNEZ CALZÓN J., GÓMEZ NAVARRO M. "Torre Sacyr-Vallehermoso. La estructura del edificio". *Hormigón y Acero*. 2008, nº 249, p. 124-150.

[5] MINISTERIO DE FOMENTO. *Estructuras de acero en edificación EA-95*. 1ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 1996.

[6] MINISTERIO DE FOMENTO. *Norma básica de edificación NBE AE-88: Acciones en la edificación*. 3ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 1996.

[7] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción de Hormigón Estructural – EHE*. 5ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2002.

[8] STAFFORD SMITH B., COULL A. *Tall Building Structures: Analysis and design*. 2ª edición. Hoboken, N.J. : John Wiley & Sons, 1991.

[9] MINISTERIO DE FOMENTO. *Norma de Construcción sismorresistente: Parte general y edificación NCSE-02*. 1ª edición. Madrid: Ministerio de Fomento, 2004.

[10] MINISTERIO DE VIVIENDA. *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación*. Madrid: Ministerio de Vivienda, 2009.

[11] EN 1991-1-4 *Eurocode 1: Actions on Structures. Part 1-4: General actions-Wind Actions*, 2005.

[12] PÉREZ CUEVA A.J. (coord.) *Atlas Climàtic de la Comunitat Valenciana*. Valencia: Generalitat Valenciana. Conselleria d'Obres Públiques, Urbanisme i Transport, 1994.

[13] MESEGUER J., SANZ A., PERALES J.M., PINDADO S. *Aerodinámica Civil. Cargas de viento en las edificaciones*. Madrid: McGraw-Hill Profesional, 2001. 270 p.

[14] HOOGENDOORN P.P., ÁLVAREZ CABAL R. "Las Cuatro Torres en Madrid. Estudio sobre el comportamiento frente al viento en estado límite de servicio". *Cuadernos Intemac*. 2008, nº72, p. 4-37.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

- **Propiedad:** Olga Urbana.
- **Arquitectura:** Pérez-Guerras e Ingenieros & Arquitectos Asociados, S.L., Alicante (Roberto Pérez Guerras, Consuelo Arana, Remedios Oltra). Olcina & Raduán Arquitectos, S.L., Benidorm (Rafael Olcina).
- **Project Management:** Amgestek.es, Alicante (Amadeo Sánchez).
- **Construcción de la Estructura**: Estructuras Aliben, S.A., Alicante (Domingo Sepulcre).
- **Proyecto de Estructura**: Florentino Regalado & Asociados, S.L., Alicante (antes Cype Ingenieros Estudios y Proyectos, S.L.) (Florentino Regalado Tesoro, Enrique Gutiérrez de Tejada Espuelas).
- **Organismo de Control Técnico en Proyecto y Obra**: Instituto Técnico de Materiales y Construcción, S.A. (INTEMAC), Madrid (Ramón Álvarez Cabal, Peter Paul Hoogendoorn).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL | SPANISH BRANCH OF FIB

REALIZACIONES ESPAÑOLAS

DIEZ AÑOS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

1998-2008

SPANISH WORKS

TEN YEARS OF STRUCTURAL ENGINEERING



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

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

www.e-ache.com

ACHE
Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Fabricación de dovelas de túneles en posición horizontal con hormigones autocompactantes

Production of segmented tunnel lining with self-compacting concrete and horizontal casting

Sergio H. P. Cavalaro[(1)] , Antonio Aguado[(2)] y Nayara S. Klein[(3)]

Recibido | *Received:* 30-10-2009
Aceptado | *Accepted:* 09-03-2010

Resumen

El desarrollo de los hormigones autocompactantes (HAC) ha sido significativo en los últimos años, especialmente en el campo de la prefabricación. No obstante, este desarrollo no es uniforme en todos los ámbitos; así, en la construcción subterránea son pocos los estudios realizados sobre la fabricación de dovelas en posición horizontal con HAC. En el presente trabajo se presenta una experiencia pionera en el ámbito español en esta dirección, respondiendo a los interrogantes que se puedan haber planteado con anterioridad sobre su viabilidad, concluyendo que es factible y deseable la construcción de dovelas de HAC en posición horizontal, por las numerosas ventajas que presenta. Además, se han buscado las sinergias positivas de las fibras con responsabilidad estructural, ya que abren caminos a un abanico amplio de aplicaciones.

Palabras clave: hormigón autocompactante, fibras, prefabricación, posición horizontal de los moldes, túneles.

*Abstract**

In the last decades, there has been considerable development on the use of Self Compacting Concrete (SCC), especially in the precast industry. However, such development has not been uniform for all types of SCC applications. For instance, in the production of precast segmented lining for tunnels, there is very little experience in the cast process with the molds in horizontal position. The lack of information about this casting method may represent a limitation for the use of SCC. This paper presents an innovative experience in Spain regarding the production of precast segmented lining for tunnel with SCC and the molds in horizontal position. It also provides answers to many of the doubts involving such application, remarking its feasibility and advantages. Moreover, synergies were sought with the structural fibres in light of the wide variety of applications they may spawn.

Keywords: *self compacting concrete, fibres, precasting, molds in horizontal position, tunnel lining.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 107 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Dr. Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería de la Construcción. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España)
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Ingeniería de la Construcción. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España).
(3) Ingeniera Civil. Departamento de Ingeniería de la Construcción. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* sergio.pialarissi@upc.edu

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

Los hormigones autocompactantes (HAC) se han empleado con éxito en diversos tipos de estructuras, casi siempre asociados a elementos con pequeño espesor y gran densidad de armadura [1, 2, 3] donde las dificultades para realizar el hormigonado y el vibrado de la pieza puede redundar en la no homogeneidad del material [4, 5, 6]. En las industrias de prefabricados, su uso se ha difundido considerablemente [7] debido a ventajas como: reducción del nivel de ruido de plantas, eliminación de coqueras asociadas a la deficiente vibración, aparte de la reducción del trabajo y del tiempo de ejecución requerido por cada pieza [8-12].

En el caso específico de los túneles, se han realizado experiencias con HAC en distintos países, por ejemplo, en Suiza [13, 14], Japón [15] y España [16]. No obstante, la mayoría de ellas se llevaron a cabo in situ, de tal forma que hay pocas experiencias de prefabricación de dovelas a nivel internacional [17]. Es en esa aplicación donde, probablemente, se podrían aprovechar muchas de las ventajas de dichos hormigones, los cuales aportarían un mejor acabado superficial y una menor incidencia de imperfecciones de hormigonado [6, 7]. Como consecuencia, se podría prácticamente eliminar la fase de corrección de dichas imperfecciones –una etapa de producción a veces necesaria en la fabricación de dovelas con hormigón convencional–. De paso, el mejor acabado superficial se reflejaría en un menor consumo de grasa cuando las dovelas atraviesan la zona de cepillos de la tuneladora [18].

El empleo de HAC asimismo permitiría eliminar las etapas de vibrado y enrasado de las dovelas. Con eso, además de las claras ventajas económicas por la optimización del proceso productivo y por los gastos con vibradores y moldes, se aumentarían la seguridad y el confort en cuanto a la contaminación acústica del ambiente de trabajo [3]. Teniendo en cuenta todos estos aspectos, queda claro que el HAC es una opción que debe considerarse en base al valor añadido que aporta el material y los procesos asociados. En esta línea, un paso más será la sustitución parcial o total de la armadura por fibras, en aras a trabajar con un HAC con fibras.

No obstante, el HAC dificulta la realización del acabado superficial en zonas del trasdós de la dovela que no tienen contacto con los encofrados, como ocurre en la abertura del molde usada para verter el hormigón. Para conferir la curvatura natural de la dovela en esa zona se requiere un enrasado manual solamente factible al emplear un hormigón con más elevada consistencia. Así, la baja consistencia y las propiedades autonivelantes del HAC no permiten la realización del enrasado y dan lugar a reducciones de canto en la sección central de las piezas, lo que puede no ser admisible. Además, existen otros problemas tanto de acabado como de manipulación que también deben analizarse en mayor profundidad.

El presente artículo tiene por objetivo presentar una experiencia pionera de fabricación de dovelas con hormigón autocompactante (HAC), fabricadas en posición horizontal. En el mismo se hace especial énfasis en la interacción existente entre el material (HAC) y el sistema de puesta en obra.

2. TRABAJOS PREVIOS

En trabajos previos del grupo de investigación [19, 20, 21], ya se había puesto de manifiesto la interacción existente entre el método de puesta en obra y la propia dosificación de un hormigón autocompactante (HAC), de forma análoga a lo que pasa en hormigón proyectado. Estos planteamientos se habían contrastado experimentalmente en laboratorio en el contexto de un proyecto de investigación desarrollado conjuntamente con PROMSA (CTT-6511).

En los citados trabajos se propone que, para un HAC colocado mediante cubilote, la granulometría del esqueleto granular responda a una estructura piramidal de forma tal que el porcentaje de la fracción de árido disminuye a medida que aumenta el tamaño máximo del árido (figura 1.a). Esta forma es más estable que la que correspondería a un hormigón convencional de similares prestaciones mecánicas colocado mediante bombeo y con una compactación posterior (figura 1.b).

El contenido de finos de la dosificación se determina según el planteamiento propuesto por Aguilar [22] que relaciona la superficie específica de los áridos con el mínimo contenido de finos necesario para producir un hormigón autocompactante (entendiendo como finos lo que pasa por el tamiz 200). La buena correlación entre estos parámetros se muestra en la curva de la figura 2, obtenida a través de la regresión exponencial de resultados experimentales. De acuerdo con esa figura y teniendo en cuenta la superficie específica de los áridos empleados, se especifica un contenido de finos en el entorno de 550 kg/m^3, lo cual viene ratificado por los resultados obtenidos experimentalmente por Aguilar [22].

Con posterioridad y en el marco del proyecto de investigación HATCONS (CTT-6265) desarrollado conjuntamente con la empresa FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A., se ha avanzado de forma significativa en esta dirección, adaptándolo para los condicionantes reales (materiales, equipos, procesos) de

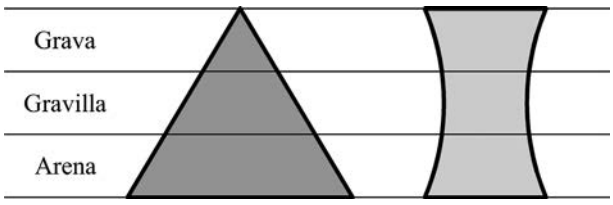


Figura 1. Esquema del esqueleto granular de un HAC (a) y de un hormigón convencional (b), colocados mediante bombeo

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

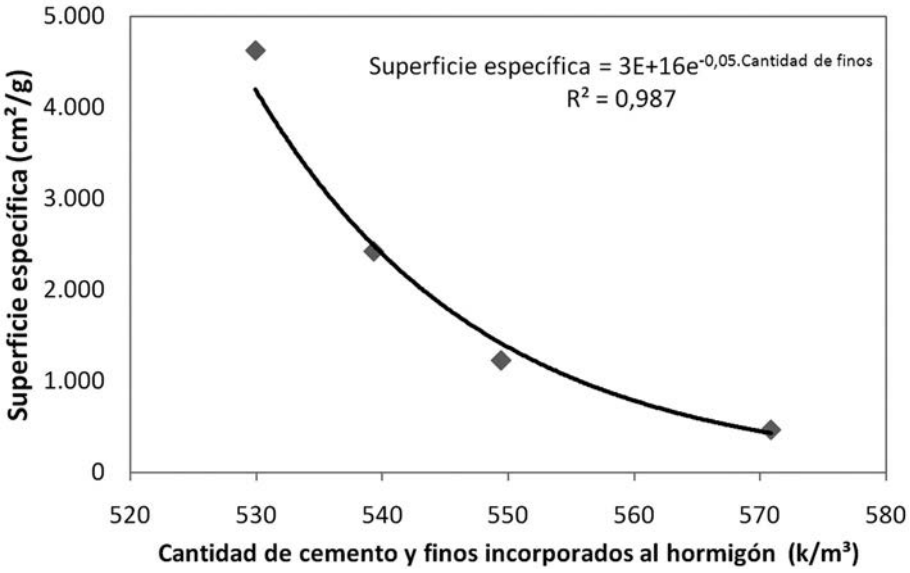


Figura 2. Contenido de finos en función de la superficie específica [22]



Figura 3. Vista general de la planta

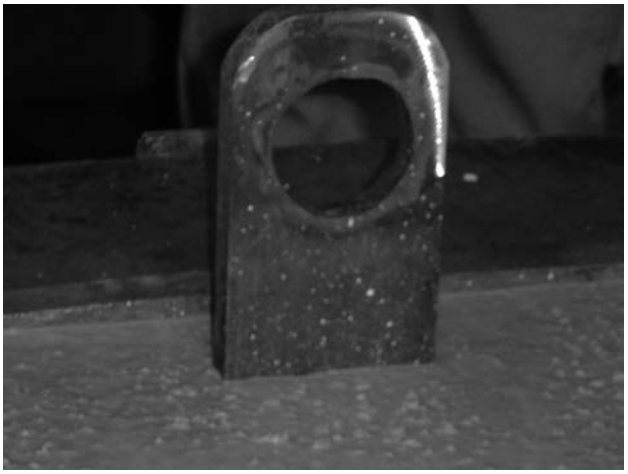


Figura 4. Detalle de reducción de espesor



Figura 5. Detalle del hormigonado con molde vertical

la planta que la empresa Prefabricados DELTA tiene en Humanes (Madrid), en las que se han hecho las pruebas.

Una vez superada la fase de definición de la dosificación, parecía conveniente analizar el comportamiento a escala real en dovelas de túneles. Ello se realizó en las instalaciones de la empresa Prefabricados DELTA, teniendo en cuenta que entre los condicionantes existentes en la misma, está el hecho de que la instalación tiene posiciones fijas de fabricación en posición horizontal, tal como puede apreciarse en la figura 3. Usualmente en dovelas se trabaja en esa posición, si bien, cuando se trabaja con HAC se origina una disminución de espesor en la sección central (figura 4), que puede ser del orden de 1 a 2 cm, función de cuál es la anchura de la abertura de la boca de llenado de la dovela.

Para evitar esa reducción de espesor se fabrican las mismas en posición vertical, como se observa en la figura 5 correspondiente a las dovelas del túnel de San Vicente en California (EE.UU.) [17]. Ello implica tener que dar un acabado posterior de esa cara, para evitar problemas futuros de contacto entre anillos (figura 6), tal como refleja Cavalaro [23].

Por último, cabe resaltar que todas las dosificaciones ensayadas en planta que se ven con posterioridad fueron directamente probadas en la industria de prefabricados, sin

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Figura 6. Detalle del acabado superficial superior

pruebas previas en laboratorio. Esta forma de proceder no es una quimera, sino que parte del diseño conceptual de mezclas que se viene desarrollando en la UPC [23, 24].

La misma se basa en contar con la experiencia de la planta; así, si ya han trabajado en HAC, como era el caso, hay que enfatizar que las fibras pueden verse como un árido de bajo coeficiente de forma y, consecuentemente, hay que modificar la dosificación, en el sentido de reducir gruesos y aumentar finos, dejando a los técnicos de planta que cuantifiquen el cambio en base a su experiencia. Este planteamiento se ha probado con éxito en diversos proyectos en los últimos años, reduciendo de forma significativa los costes y tiempos de la investigación, implicando a los técnicos de producción y, consecuentemente, mejorando la satisfacción del cliente.

3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

3.1. Dosificaciones

Para definir las dosificaciones de los HAC se ha empleado la filosofía de trabajo anteriormente descrita. En ella se toma, como punto de partida, la dosificación ya empleada en la citada planta de prefabricados como se muestra en la tabla 1, a la que se deben introducir variaciones para asegurar un comportamiento autocompactante al emplear las fibras. Esta dosificación responde a la exigencia de un hormigón con resistencia a compresión de 21 MPa a 24 horas, equivalente a una resistencia a tracción de aproximadamente 1,60 MPa, con lo que se pretende garantizar el desmoldeo de las dovelas a tempranas edades.

En dicha tabla puede verse que la dosificación de partida tiene una estructura granular piramidal, aunque con cantidades de cada árido relativamente próximas, que conducen a un hormigón poco trabajable que requiere una fuerte vibración, con las consiguientes molestias para los operarios. Por otro lado, los finos totales no se acercan a las cantidades anteriormente señaladas como de referencia (ver figura 2) para un HAC, ya que al analizar las curvas granulométricas de los materiales empleados, se observa que el contenido de finos aportados por el esqueleto granular equivale a 41,2 kg/m^3. Este contenido sumado a los 380 kg/m^3 aportados por el cemento da un total de finos igual a 421,2 kg/m^3, lo que está por debajo del límite mínimo recomendado.

Así pues, es necesario aumentar la docilidad y la fluidez de la mezcla, ya sea desde un punto de vista físico, mediante modificación del esqueleto granular, o bien desde un punto de vista químico, a través de los aditivos. Como propuesta general se parte de una primera actuación desde el punto de vista físico, para después ajustar con la química. Ello conduce a soluciones usualmente más baratas.

En esta línea, para mejorar la docilidad de la mezcla, se precisa aumentar los finos de la dosificación, ya sea mediante el aumento en la cantidad de cemento, o bien a través del empleo de otro material con elevado contenido de finos. La primera opción, además de ser más

Tabla 1. Dosificación inicial y dosificaciones propuestas

Materiales componentes (en kg/m^3)	Dosificación inicial de la planta	Desplazamiento (mm)		
		1	2	3
Filler	—	100	100	100
Arena 0-6 mm	833	1.030	1.030	1.030
Gravilla 4-8 mm	546	500	500	500
Grava 5-12 mm	456	230	230	220
Cemento I/52,5 R	380	380	380	380
Agua (l/m^3)	170	170	170	230
Aditivo (l/m^3)	Polyheed 350 3,8	Glenium 7,6	Glenium 6,6 Melcret 2,7	Mejor de los anteriores
Fibra	NO	NO	NO	Fibra acero 50 kg/m^3

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

cara, puede tener otros problemas asociados, por lo que no parece la más adecuada, máxime cuando la cantidad de cemento ya da respuesta a las necesidades mecánicas señaladas con anterioridad. Por ello, se optó por introducir 100 kg de filler a la dosificación, lo que da lugar a un contenido total de finos de 530,9 kg/m^3. Dado que la cantidad de cemento empleada se mantiene igual a la dosificación de partida, se optó por no alterar el contenido de agua en las dosificaciones 1 y 2 (sin fibra de acero) y sí jugar con los aditivos, tal como puede verse en la citada tabla 1.

Los aditivos fluidificantes, por un lado, contribuyen a aumentar la fluidez de la mezcla y, por otro lado, compensan el aporte adicional de agua de amasado requerido en función del incremento en la superficie específica ocasionado por la incorporación de finos. A este respecto se proponen dos sistemas de aditivos fluidificantes, los cuales fueron empleados con éxito en trabajos previos realizados en la UPC. El primero de ellos incorpora únicamente el aditivo Gleniun C303 SCC a base de policarboxilato en cantidad igual al 2% del contenido de cemento [25]. El segundo consiste en la combinación del Gleniun C303 SCC con el Melcrete PF-75 a base de lignosulfatos en cantidad igual a 1,7% y 0,7% del contenido de cemento, respectivamente.

El objetivo de ensayar dos dosificaciones con sistemas de aditivos fluidificantes diferentes es identificar aquélla con mejor desempeño en estado fresco. Una vez definida esta dosificación, se realiza la incorporación de fibras en las pruebas posteriores. Las fibras de acero usadas son fabricadas por la empresa Bekaert bajo la identificación DRAMIX 60/80 que presenta los extremos conformados, 60 mm de longitud, 0,75 mm de diámetro, esbeltez 80, resistencia a tracción igual a 1.050 MPa y un bajo contenido de carbono.

Cabe reseñar que, para alcanzar las propiedades deseadas en estado fresco, en la dosificación 3 se aportó un incremento de agua de 60 l con respecto a la dosificación original propuesta, lo que se justifica por la presencia de una cuantía significativa de fibras de acero. En todos los casos, los materiales empleados fueron suministrados directamente por la industria de prefabricados.

3.2. Amasado

En el amasado de las diferentes dosificaciones propuestas se ha seguido el mismo orden definido de acuerdo con las recomendaciones de los fabricantes para maximizar la eficiencia de los aditivos. En primer lugar se vierten los áridos a las cintas transportadoras y con posterioridad, se vierte a la amasadora, el cemento de forma automática y el filler de forma manual. Una vez los materiales están depositados en la amasadora en movimiento se mezclan en seco durante unos 30 segundos, para con posterioridad añadir el agua libre aportada, excepto 8 litros que se reservan para agregar conjuntamente con los aditivos.

Tras mezclar durante aproximadamente 1 minuto, se añade el plastificante con un poco del agua, y se mezcla durante 1 minuto más, para con posterioridad, verter el superplastificante de última generación con el resto del agua, amasándose el conjunto durante 4 minutos, aproximadamente. Una vez terminado ese período se realiza una inspección visual para determinar si el HAC presenta la trabajabilidad deseada y se añade cierta cantidad de agua si fuera necesario.

En el proceso descrito, los áridos, el cemento y el agua están almacenados en silos, de modo que la dosificación de los mismos se hace automáticamente a través de una central de control, mientras que el resto del agua añadida con los aditivos, el filler y las fibras son dosificados manualmente. Este orden es el que corresponde a las pruebas, si bien en una implantación industrial sistemática, habría que automatizar todo el proceso.

En el caso de emplear fibras, las mismas se añaden de forma gradual directamente a la amasadora una vez incorporada parte del agua de amasado. Este procedimiento se adoptó tras la constatación de que la adición de fibras en las cintas transportadoras juntamente con los áridos comprometía la eficiencia del amasado. Ello se debe, por un lado, a la incorporación de una mayor cantidad de fibras de forma simultánea y, por otro lado, a la realización de la mezcla inicial en seco. A consecuencia de eso, se requiere una mayor energía de amasado para alcanzar una masa homogénea y se aumenta la probabilidad de formar erizos de fibras en el hormigón, lo que puede reducir su consistencia y su resistencia a la segregación.

Una vez finalizado el amasado, se vertía a un cubilote para proceder al llenado de los moldes. Cada dovela presenta un volumen algo inferior a 2 m^3, por lo que son necesarias dos amasadas de 1 m^3 para llenarla. Entre las variables estudiadas en las dovelas está la combinación de disponer de armadura convencional y la de no disponer de armadura y emplear sólo fibras en línea con las experiencias pilotos realizadas tanto en la Línea 9 del metro de Barcelona, como en el túnel hidráulico que une el Besós con el Llobregat alrededor de Barcelona [26]. Este es un camino de gran viabilidad futura, si bien es cierto que existen numerosas inercias que dificultan su implantación. No obstante la reciente aprobación del anejo 14 de hormigón con fibras en la EHE-08 [27] puede representar el espaldarazo definitivo al tema.

3.3. Ensayos

Para la caracterización de las propiedades del HAC, tanto en estado fresco como en estado endurecido, se han utilizado los ensayos y normativas recogidos en la tabla 2. Cabe matizar que los ensayos en estado fresco son básicamente los mismos realizados por Ferrer en la prueba para la aplicación del HAC en una industria de prefabricados [28].

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Tabla 2. Ensayos realizados para la caracterización del hormigón tanto en estado fresco como endurecido

Estado fresco		Estado endurecido	
Extensión de flujo	UNE 83361 [29]	Resistencia a flexotracción	UNE 83509 [30]
Extensión de flujo con el anillo japonés	UNE 83362 [31]	Resistencia a tracción indirecta. Ensayo brasileño	UNE 83306 [32]
Caja en L	EFNARC [33]	Resistencia a tracción indirecta. Ensayo Barcelona	UNE 83515 [34]

Tabla 3. Resultados de ensayos en estado fresco

Dosificación	Amasada	Extensión de flujo		Ensayo con la caja en L	
		Diámetro de la torta (mm)	T50 (s)	Coeficiente de bloqueo	Tiempo de recorrido (s)
1	1	770	< 1,0	0,88	5
2	1	690	< 1,0	0,88	6
3	1	710	< 1,0	0,77	5
Requisitos según EHE-08 [27]		550 < df < 850	< 8,0	$0,75 < C_{bl} < 1,00$	

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LOS MISMOS

En este apartado se presentan los resultados de las pruebas en estado fresco y en estado endurecido con HAC empleado en la fabricación de las dovelas en Prefabricados Delta. Asimismo se muestra el análisis del acabado superficial y la evaluación del hormigonado de las dovelas en posición horizontal del molde.

El ensayo de extensión de flujo se realizó en todas las amasadas ya que se utilizó como criterio de aceptación o rechazo del hormigón. Por otra parte, los demás ensayos en estado fresco se ejecutaron, solamente, en la última amasada de cada dosificación correspondiente al llenado de una dovela. Los resultados obtenidos para las amasadas consideradas como de referencia y los requisitos mínimos de autocompactabilidad según la EHE-08 [27] se presentan en la tabla 3. En ella se omiten los resultados del ensayo con el anillo japonés ya que éste no se aplica a la dosificación 3 debido a la incorporación de fibras (hay que recordar que en este caso la dovela llevaba sólo fibras sin armadura pasiva).

4.1. En estado fresco

Inicialmente se realizaron las amasadas de la dosificación 1 y de la dosificación 2. El ensayo de extensión de flujo con la dosificación 1 resultó en un T50 inferior a 1 s y una torta con un diámetro medio de 770 mm (tabla 3), tal como se observa en la figura 7. En ella se aprecia una distribución bastante uniforme de los áridos, sin ninguna señal de segregación y, en especial en el frente de avance, tal como muestra la uniformidad de los bordes de la torta (Ver figura 8).

Para la dosificación 2 los resultados fueron parecidos (Tabla 3), obteniéndose un T50 inferior a 1 s y una extensión de flujo de la torta con un diámetro medio de 690 mm. Asimismo fueron parecidos en el ensayo en la Caja en L y el anillo japonés. El aspecto visual de la torta es bastante similar al de la dosificación 1 de modo que el hormigón no presenta indicios de segregación. Así púes, los resultados obtenidos indican que ambas dosificaciones corresponden a un HAC con las características en estado fresco definidas en el planteamiento de la campaña experimental, si bien la dosificación 1 tiende a ser más compatible a la adición posterior de fibras por presentar propiedades en estado fresco ligeramente mejores.



Figura 7. Dosificación 1: vista general del ensayo de extensión de flujo

Con posterioridad, se procedió a preparar la 1ª amasada de la dosificación 3, la cual incorpora las fibras de acero tipo DRAMIX 60/80 y con el mismo sistema de aditivos de la dosificación 1. La evaluación visual indica cierta pérdida de trabajabilidad del hormigón en virtud de la adición de las fibras de acero. Los resultados de la primera amasada de la dosificación 3 dan un T50 inferior a

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

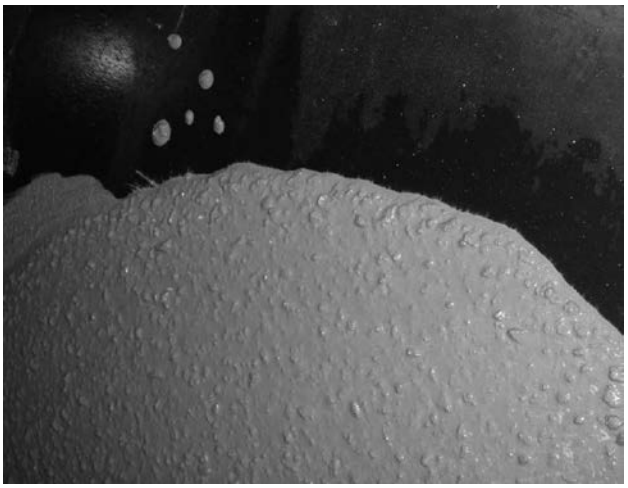


Figura 8. Dosificación 1: detalle del borde en el ensayo de extensión de flujo



Figura 9. Dosificación 3: vista general del ensayo de extensión de flujo

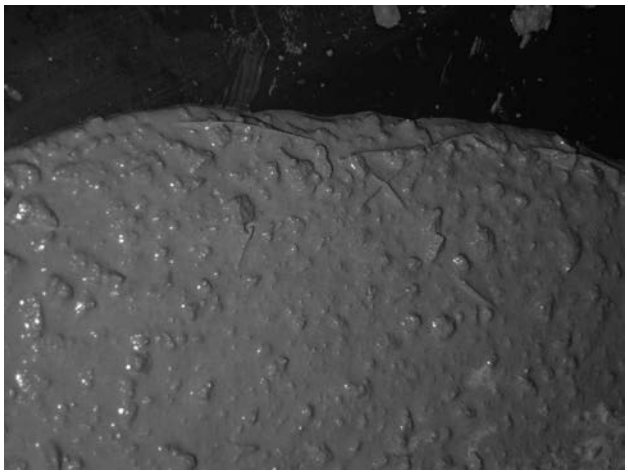


Figura 10. Dosificación 3: detalle del borde en el ensayo de extensión de flujo



Figura 11. Lámina de caída del HAC con fibras

1 s y una torta con diámetro medio 710 mm en el ensayo de extensión de flujo (véase figura 9). En esta figura se aprecia que el hormigón no muestra signos de segregación y que la torta presenta una distribución bastante uniforme de las fibras de acero, las cuales llegan incluso al borde, tal como refleja la figura 10.

Una vez aceptada la 1ª amasada de la dosificación 3, se procedió al llenado parcial del molde de la dovela. El hormigón con fibras que se vertió, con una lámina continua y homogénea de caída (ver figura 11) presentaba características autocompactantes que le permite llenar satisfactoriamente el molde sin necesidad de vibrado del mismo. Ello se corrobora en la vista del interior del molde que aparece en la figura 12.

En ella se aprecia una distribución bastante uniforme de las fibras de acero en la masa de hormigón, sin que se observe una orientación preferente muy marcada (puede verse incluso fibras en posición radial, que servirán de conexión para la siguiente tongada). En este sentido, resultados obtenidos mediante sistemas magnéticos [35] para estos mismos hormigones en probetas cúbicas de 15 cm de lado, indican que la orientación es del orden del 37% en los ejes x e y, y del 26% en el caso del eje z.



Figura 12. Distribución de las fibras en el hormigón en el interior del molde

Para completar el llenado del molde se realizó una 2ª amasada con la dosificación 3 manteniendo las cantidades señaladas en la primera amasada (incremento de agua). Los resultados de las propiedades en estado fresco de las dos amasadas fueron prácticamente iguales, demostrando la repetitividad de la amasada. Con posterioridad se prepararon otras dos amasadas de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Tabla 4. Resistencia a tracción medida a diferentes edades y condiciones

Dosificación	Ensayo Barcelona (MPa)				Ensayo brasileño (MPa)
	En la planta			En la central	
	6 horas	24 horas	28 días	28 días	28 días
1	1,73	1,98	2,78	3,11	4,28
3	1,33	1,74	2,55	3,58	7,04

Tabla 5. Resistencia a tracción medida en el ensayo de flexotracción a los 28 días

Dosificación	Tensión de tracción (MPa)				Tenacidad (Julios)
	Máxima	Aparición de la 1ª fisura	Deformación de 1,5 mm	Deformación de 3,0 mm	
1	4,94	-	-	-	91,2
3	7,32	5,14	7,22	5,64	141,0

dosificación 3 (3ª y 4ª) para emplear en el llenado de la segunda dovela y de las probetas para los ensayos en estado endurecido.

El análisis de estos resultados muestra que la adición de fibras de acero a la dosificación 1 supuso una reducción de 60 mm en el diámetro de la torta (del orden del 10% del diámetro), pese la incorporación de una cantidad adicional de agua. Sin embargo esta mayor cantidad de agua se refleja en la mayor extensión de flujo obtenida, con relación a la obtenida para la dosificación 2. Este mismo comportamiento se refleja en los resultados del ensayo con la caja en L (Ver tabla 3). La mayor diferencia de altura obtenida en la dosificación 3 con fibras podría reflejarse en un acabado superficial más irregular.

4.2. En estado endurecido

Para los ensayos en estado endurecido se utilizaron probetas correspondientes a la última amasada de las dosificaciones 1 y 3, mientras que no se tomaron de la dosificación 2 ya que, como se ha dicho con anterioridad, ésta había sido rechazada para la incorporación de fibras. En la tabla 4 se presentan los resultados de resistencia a tracción indirecta obtenidos según el ensayo Barcelona [34] y el ensayo brasileño [32]. El ensayo Barcelona, se realizó tanto en el laboratorio de la planta de Prefabricados DELTA (a 6 y 24 horas y a 28 días) como en el laboratorio central de FCCSA (a 28 días). Estos valores representan la media de la rotura de dos probetas.

Los resultados del ensayo Barcelona [34] reflejan una clara evolución de la resistencia con el tiempo, como era de esperar usualmente. Hay que destacar que las resistencias medidas para las probetas de la dosificación 1 fueron superiores a correspondientes la dosificación 3 en todas las edades consideradas, lo cual puede ser fruto de la mayor cantidad de agua de esta última, que repercute en una mayor relación agua/aglomerante y, consecuentemente, resistencias más bajas a compresión y a tracción, ya que el valor que está representado es el que corresponde a la primera fisura, muy próxima a la carga de pico. Esta tendencia no se mantiene en los resultados de los ensayos realizados en el laboratorio central de FCCSA, lo cual no tiene una explicación clara, si bien se puede deber al equipo de carga empleado (analógico en planta y digital en el laboratorio central).

En base a estos resultados se puede evaluar de manera simplificada si las dovelas producidas con HAC responden a la resistencia mínima para el desmoldeo a las 24 horas. En el caso de las dovelas producidas para el Túnel de la Cela (Madrid), esta resistencia a compresión mínima fue 21 MPa, lo que equivale a una resistencia a tracción de aproximadamente 1,6 MPa (7,62%). Tanto las dovelas producidas con la dosificación 1 como las producidas con la dosificación 3 presentan una resistencia a tracción superior a la resistencia mínima y pueden ser desmoldadas incluso antes de las 24 horas. Las resistencias obtenidas en el ensayo Barcelona [34] son inferiores a las obtenidas según el ensayo brasileño [32], en ambas dosificaciones, si bien estas diferencias son más significativas en la dosificación 3.

Los resultados del ensayo a flexotracción [30] a los 28 días para las dosificaciones 1 y 3 se presentan en la tabla 5. Dichos valores corresponden en cada caso a la media de dos pruebas. Como era de esperar, la dosificación 3 presenta una resistencia máxima a flexotracción superior a la obtenida para la dosificación 1, fruto de la aportación de las fibras. El valor máximo para la dosificación 1 se acerca a la tensión de aparición de la 1ª fisura en la dosificación 3. Ello es coherente ya que ambos parámetros son función de la resistencia de la matriz de hormigón, prácticamente igual para las dos dosificaciones.

Cabe señalar que en un hormigón sin fibras, el ensayo termina poco después de la aparición de las primeras fisuras, las cuales producen la rotura de las probetas a

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

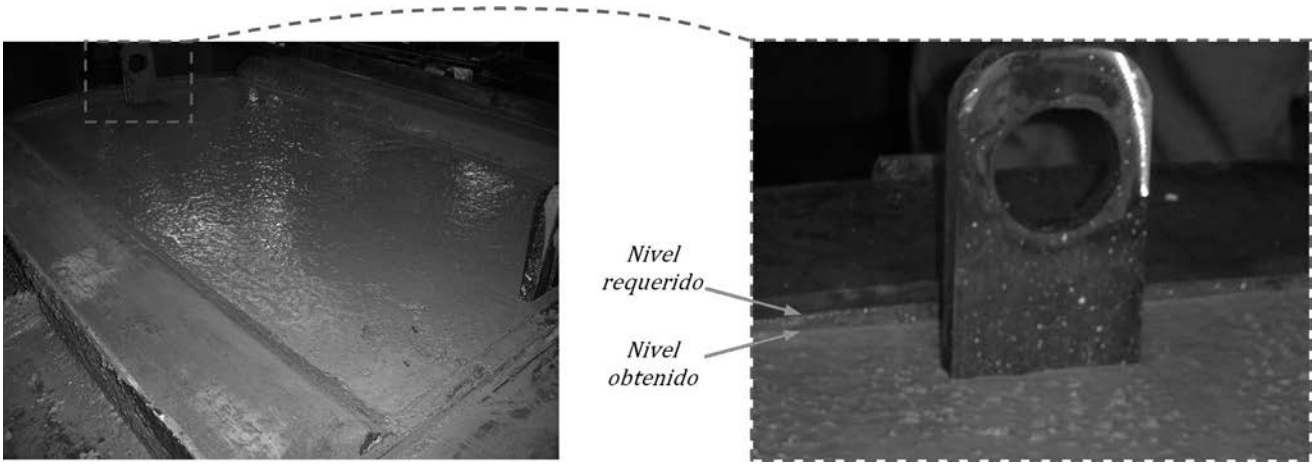


Figura 13. Vista de las tolerancias en la geometría del molde y dovela con HAC

deformaciones inferiores a 0,1 mm. En base a ello, se constata que la adición de fibras permite a la pieza absorber una cantidad de energía significativamente superior a la de un hormigón equivalente sin fibras. Las tenacidades calculadas en función de la energía absorbida por las vigas de la dosificación 1 y de la 3 fueron 91,2 y 141 Julios, respectivamente.

5. EVALUACIÓN DEL HORMIGONADO CON MOLDE EN POSICIÓN HORIZONTAL

5.1. Análisis de la experiencia

Tal como se ha puesto de manifiesto con anterioridad, el hormigonado con el molde en posición horizontal es el más frecuentemente empleado en la fabricación de dovelas, dado que permite un mejor acabado de las caras de la pieza que componen las juntas entre anillos del túnel. Para conformar la pieza en la zona que no tiene contacto con el molde en la apertura superior del mismo, es necesario realizar el enrasado del hormigón. Con ello, se garantiza la aproximación al formato circunferencial del trasdós de la dovela. En función de sus características autocompactantes, el HAC muchas veces no presenta consistencia suficiente para permitir este enrasado. Por consiguiente, no se puede dar la forma circunferencial a la zona de la dovela ubicada en la apertura superior del molde. La figura 13 muestra la conformación de dicha zona para la dovela producida con la dosificación 1.

En ella se aprecia claramente que se genera una diferencia entre el nivel requerido para la forma perfecta del anillo y el nivel obtenido en la aplicación del HAC. Esta diferencia de nivel fue observada de manera similar en las dovelas hormigonadas con las dosificaciones 1 y 2, que quedaron por debajo de los 25 mm en todos los casos. En las dovelas producidas con la dosificación 3, la consistencia más baja combinada a la presencia de fibras dio lugar a la formación de una estructura en malla internamente a la masa de hormigón que presentó cierta capacidad de conservar la forma conferida durante el enrasado del trasdós. Con ello, las imperfecciones generadas en la



Figura 14. Enrasado de una de las dovelas producidas con la dosificación 3



Figura 15. Discontinuidad en la curvatura, por la zona sin contraencofrado

forma del anillo fueron ligeramente menores en esa última dosificación. La figura 14 muestra el enrasado de una de las dovelas producidas con incorporación de fibras.

Por otro lado, cabe señalar que la mayoría de las recomendaciones sobre las tolerancias de fabricación establecen únicamente tolerancias para el radio de curvatura de la cara interior del anillo [35, 36, 37]. Ello es indicio de que las imperfecciones generadas en el extradós

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Figura 16. Adaptador de vertido acoplable que redujo la abertura del molde

de las dovelas por el uso del HAC tienen una importancia secundaria. Sin embargo, aunque tales imperfecciones son pequeñas en las pruebas realizadas, pueden incidir en la manipulación de las dovelas, ya que si la extracción de las mismas se hace mediante vacío, el cambio de curvatura que supone la zona plana de la abertura (Ver figura 15) podría suponer ciertos riesgos de caída de la dovela en la manipulación, por lo que debe abordarse este tema.

5.2. Propuesta de mejora

Así pues, tras la primera tanda de ensayos se realizó una adaptación mediante un adaptador de vertido acoplable que redujo la abertura del molde en aproximadamente 75% de su valor inicial, tal y como puede apreciarse en la figura 16. Ello supuso una reducción de 94% de las imperfecciones máximas generadas en la forma del extradós de la dovela, que pasaran a ser inferiores a 1,5 mm en todos los casos.

Como puede apreciarse en la figura 16, el adaptador tiene una forma de tolva que facilita el flujo de caída, conveniente en este caso ante una apertura lateral del cubilote. En caso de una aplicación industrial masiva, las superficies abiertas que se observan en los laterales de la tolva deberían estar cerradas para evitar la acumulación de hormigón en las mismas.

Teniendo eso en cuenta, se considera que la adaptación propuesta en la abertura del molde, además de ser de muy fácil ejecución y totalmente compatible con el sistema de puesta en obra actual, es suficiente para posibilitar el hormigonado de la dovela en posición horizontal. En todo caso, las pequeñas imperfecciones resultantes del hormigonado no deben representar ningún inconveniente al desempeño de la dovela o al proceso constructivo de los túneles.

5.3. Acabado superficial

Pocas horas tras la realización del hormigonado, fue posible analizar el acabado superficial de las dovelas



Figura 17. Acabado superficial del extradós



Figura 18. Acabado superficial de la cara lateral de la dovela de la dosificación 1

producidas. En una inspección rápida, se constató una calidad de acabado superficial bastante por encima de lo que se obtiene a menudo con un hormigón convencional. En la figura 17 se muestra el acabado superficial del extradós de la dovela correspondiente a la dosificación 1. En ella, se aprecia el excelente aspecto de la superficie además de la ausencia de irregularidades generadas por deficiencias de relleno del molde. El

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

acabado superficial es aún mejor en las caras laterales de la pieza, tal y como muestra la figura 18. Ambas constataciones se repitieron para todas las dovelas producidas.

El buen aspecto superficial proporcionado por el uso del HAC es una aportación clara que permite eliminar la fase de corrección de las imperfecciones superficiales, además de reducir el consumo de grasa fruto del paso de las dovelas por los cepillos de la tuneladora. Asimismo, se comprobó que la eliminación de la etapa de vibrado del molde no comprometió el acabado superficial de la dovela.

6. CONCLUSIONES

Las conclusiones principales derivadas del presente trabajo son:

- Es posible fabricar dovelas prefabricadas de hormigón autocompactante (HAC) en posición horizontal, con las importantes ventajas que ello reporta, especialmente, en cuanto a confort acústico de la planta, sin que por ello se vea repercutido negativamente en las otras prestaciones requeridas a estos elementos, pudiendo contribuir positivamente en eliminar la etapa de corrección de las imperfecciones fruto de las deficiencias de hormigonado de la dovela.

- A estos HAC se les puede añadir fibras con responsabilidad estructural, sin que ello repercuta negativamente en estado fresco, pudiendo ser muy útil en la aplicación estructural de las mismas.

- El hormigonado de la dovela empleando HAC con el molde en posición horizontal da lugar a una reducción del espesor en la sección central del orden de los 10 a 15 mm en función de la abertura de la boca de llenado. Para reducir estos valores se pueden realizar pequeñas modificaciones en los moldes como, por ejemplo, la reducción de su apertura superior. En la presente campaña experimental se ha observado que la reducción del 75% de dicha abertura permite reducir las tolerancias a valores inferiores a 1,5 mm, lo que en un análisis preliminar se considera que no comprometen el desempeño de las dovelas, con lo que son perfectamente aceptables.

Agradecimientos

En primer lugar hay que agradecer a FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. la confianza depositada a lo largo de los años, en la realización de diferentes proyectos de investigación y, en especial, en el proyecto en el que se integra el presenta trabajo (Proyecto HATCONS). Todo ello ha sido fruto del empuje decidido de Enrique Bofill y Francisco Capilla, a los que se les quiere agradecer la oportunidad de estudiar estos temas.

Por otro lado, cualquier investigación experimental en planta de prefabricados no es posible sin la colaboración de diferentes técnicos de la misma que la hagan posible, por ello se quiere agradecer la colaboración de los técnicos de la planta de PREFABRICADOS DELTA en Humanes (Madrid), en la persona de Enrique García, así como a la propia empresa.

REFERENCIAS

[1] GOMES P.C.C., GETTU R. y AGULLÓ L. "El hormigón autocompactable. Propiedades y métodos de caracterización". *Hormigón y Acero*. 2001, nº 221-222, p. 27-37.

[2] CRESPO D.R. y LUCO L.F. "Hormigón autocompactable: Visión General". *Hormigón y Acero*. 2003, nº 228-229, p. 133-137.

[3] ÁLVAREZ A.P. "El hormigón autocompactable: tecnología sostenible para el sector de construcción". *Hormigón y Acero*. 2003, nº 228-229, p. 143-148.

[4] NISHIZAKI T., KAMADA F., CHIKAMATSU R. y KAWASHIMA H. "Application of high-strength self-compacting concrete to prestressed concrete outer tank for LNG storage". *Proceedings of First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete.* Stockholm, Sweden: RILEM Publications S.A.R.L., 1999. p. 629-638.

[5] OKAMURA H. "Self-compacting high-performance concrete". *Concrete International*. 1994, vol. 19, 7, p. 50-54.

[6] TAKEUCHI H., HIGUCHI M. y NANNI A. "Application for flowable concrete in a tunnel lining". *Concrete International*. 1994, vol. 16, 4, p. 26-29.

[7] NATIO C. y HOOVER M. "Applicability of self consolidating concrete for use in precast bridge beam construction". *Proceedings of the Fourth International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete.* Addison, USA: Hanley Wood Publication, 2005. p. 1037–1044.

[8] MAS P.B. "Obras y realizaciones con hormigón autocompactable (HAC)". *Hormigón y Acero*. 2003, nº 228-229, p. 149-159.

[9] CADONI E., TERUZZI T., MUTTONI A., SUTER R. y BRÜHWILER E. "FRC in Switzerland: research, applications and perspectives". *International Workshop on Advanced Fiber Reinforced Concrete*. Bergamo, Italia: 2004.

[10] LIAO W., CHAO S. y NAAMAN A.E. "Self-consolidating high performance fiber reinforced concrete (SCHPFRC) – preliminary investigation". *High Performance Fiber Reinforced Cement* Composites - International Workshop. Mainz, Germany: 2007.

[11] GRAUERS M. "Rational production and improved working environment through using self compacting concrete". Brite EuRam BE96-3801. 2000.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

[12] OUCH M., NAKAMURA S., OSTERBERG T. y HALLBERG S. "Application of Self-Compacting Concrete in Japan, Europe and the United States". ISHPC. *Manual published by United States Department of Transportation, Federal Highway Administration, Infrastructure*. 2003. p. 1-20.

[13] BOTTE J., BURDIN J. y ZERMATTEN M. "SCC Tunnel applications: Cleuson Dixence project and Loetschberg Basis Tunnel Switzerland". *Proceedings of First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*. Stockholm, Sweden: RILEM Publications S.A.R.L., 1999. p. 681-693.

[14] WETZIG V. "SCC for tunnel lining". *Proceedings of First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*. Stockholm, Sweden: RILEM Publications S.A.R.L., 1999. p. 669-680.

[15] TANAKA M. y MORI K. "Application of self-compacting concrete to steel segments of multi-micro shield tunneling method". *Proceedings of 2nd International Symposium on self-compacting concrete*. Tokyo, Japan: COMS Engineering Corp., 2001. p. 651-660.

[16] PINTADO X. y BARRAGÁN B.E. "Homogeneity of self-compacting concretes used in tunnel strengthening – A case study". *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2009, vol. 24, 6, p. 647-653.

[17] LAMBRECHTS, A. "Self compacting steel fibre concrete, and its use in segmental linings". *Avances en tecnología del hormigón en construcción subterránea*, Jornada Técnica 2007-JT-01, 23 de mayo de 2007, Barcelona: Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, UPC, 2007. p. 53-68 [acceso 29 de enero de 2010]. Disponible en: http://www.bmbupc.org/

[18] GIMENO C.L. *Ingeo túneles*. Madrid, España: Entorno Grafico, Serie Ingeniería de Túneles, volumen 1, ISBN 84-921708-5-9, 1999. 459 p.

[19] SANTOS A.C.P. DOS. *Hormigones autocompactantes: la influencia de la puesta en obra en la dosificación y propiedades estructurales*. *Tesis doctoral*. Barcelona, España: ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Directores de Tesis: Antonio Aguado y Luis Agulló, 2010.

[20] SANTOS A.C.P. DOS, AGUADO A., AGULLÓ L. y GARCÍA T. "Criterios de diseño para el hormigón autocompactable". *IX Congreso Nacional de Materiales*. Vigo, España: vol. II, 2006. p. 909-912.

[21] SANTOS A.C.P. DOS, AGUADO A., AGULLÓ L. y MASÓ D. "Influencia del esqueleto granular en la dosificación de HAC". *1er Congreso Español sobre Hormigón Autocompactante*. Valencia, España: UPV-UPC-UPM, 2008. p. 297-306.

[22] AGUILAR C. y BARRERA H. "Hormigón autocompactante: de la investigación a la práctica". *Revista BIT*. 2003, vol. 10, 31, p. 27-30.

[23] CAVALARO S.H.P. *Evaluación de aspectos tecnológicos en túneles construidos con tuneladora y dovelas prefabricadas de hormigón*. *Tesis doctoral*. Barcelona, España: ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Director de Tesis: Antonio Aguado, 2009.

[24] KLEIN N. *Diseño conceptual del hormigón*. *Tesis doctoral*. Barcelona, España: ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Director: Antonio Aguado, 2010.

[25] GARCÍA-CUEVAS J. D. "Utilización de los aditivos en el hormigón autocompactable". Hormigón y Acero. 2003, número 228-229, p. 139-142.

[26] AGUADO A. y DE LA FUENTE A. "Verificación Mecánica de la Nueva Dovela diseñada para la Conducción FONTSANTA – TRINITAT". *Informe interno - Convenio UPC - UTE FCCSA y COPCISA, Proyecto DOVFIB*. Barcelona, España: CTT-7544, 2009. 28 p.

[27] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción de Hormigón Estructural EHE 08*. Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, Fascículo Primero del Suplemento del BOE núm. 203, 2008. 620 p.

[28] FERRER F.N., GARCÍA, M.E. "Empleo del hormigón autocompactable en la prefabricación". *Hormigón y Acero*. 2003, nº 228-229, p. 161-166.

[29] AENOR. *Hormigón autocompactante. Caracterización de la fluidez. Ensayo del escurrimiento. UNE 83361*. Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación, 2007. 6 p.

[30] AENOR. *Determinación del índice de la resistencia a flexotracción*. *UNE 83509*. Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación, 2004. 8 p.

[31] AENOR. *Hormigón autocompactante. Caracterización de la fluidez en presencia de barras. Ensayo del escurrimiento con el anillo japonés*. *UNE 83362*. Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación, 2007. 8 p.

[32] AENOR. *Ensayos de hormigón. Rotura por tracción indirecta. Ensayo Brasileño*. *UNE 83306*. Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación, 1985. 4 p.

[33] EFNARC. *The European Guidelines for Self-compacting Concrete. SCC 028*. The European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems, 2005. 63 p.

[34] AENOR. *Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Ensayo Barcelona. UNE 83515*. Madrid, España: Asociación Española de Normalización y Certificación, 2008. 7 p.

[35] ROQUETA G., JOFRE L., ROMEU J., TORRENTS J.M. y JUAN-GARCÍA P. "Métodos de análisis no destructivo del hormigón reforzado con fibras". *Jornada de presentación del proyecto HATCONS*. Barcelona, España: ETSICCP-UPC, 2009.

[36] BRUX G. "Einschaliger tunnelausbau mit stahlbetontübbingen". *TIEFBAU*. 1998, TGB 42, H. 10, p. 708-716.

[37] CLARKE-HACKSTON N., MESSING M., LOH D. y LOTT R. "Modern high precision high speed measurement of segments and moulds". *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2006, vol. 21, 3-4, p. 258.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Cálculo de secciones de vigas y soportes de hormigones de alta resistencia

Cross-section design and verification in high-strength concrete columns and beams

Francisco Morán Cabré[1] **y José Pedro Gutérrrez Jiménez**[1]

Recibido | *Received:* 03-11-2009
Aceptado | *Accepted:* 07-01-2010

Resumen

Se presentan tablas y fórmulas aproximadas para el cálculo (dimensionamiento y comprobación) de secciones rectangulares de vigas y soportes de Hormigones de Alta Resistencia (HAR), válidas para resistencias características de hasta 100 N/mm^2. Estas tablas y fórmulas son adimensionales y están basadas en los nuevos Diagramas parábola rectángulo para HAR definidos en la última versión de la Instrucción española EHE-08.

Palabras clave: hormigón armado, estructuras de hormigón, hormigones de alta resistencia, cálculo de secciones de hormigón.

*Abstract**

This paper presents numerical, dimensionless tables and approximate formulae for the design and checking of RC rectangular cross-sections of beams and columns made of High Strength Concrete (HSC). These tables and formulae are valid for HSC up to 100 N/mm^2, and are based on the new parabola-rectangle stress-strain diagrams for HSC of the last issue of the Spanish RC Code EHE-08.

Keywords: *reinforced concrete, RC Structures, High Strength Concrete, Design of RC cross-sections.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 108 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja", CSIC (Madrid, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* moran@ietcc.csis.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

1. OBJETO DEL TRABAJO. ANTECEDENTES. METODOLOGÍA UTILIZADA

En este trabajo se presentan fórmulas aproximadas y tablas adimensionales para el dimensionamiento (armado) de secciones de vigas y soportes de Hormigones de Alta Resistencia (HAR) cuyas resistencias características f_{ck} estén en el rango $50 \le f_{ck} \le 100$ N/mm^2, de acuerdo con las especificaciones de la última versión de la Instrucción española de Hormigón EHE-08 [1], que son prácticamente concordantes con las del Eurocódigo de Hormigón EC-2 [2].

La Instrucción española recientemente aprobada [1] ofrece un tratamiento de los hormigones de resistencias características comprendidas entre 50 y 100 N/mm^2 (HA-50 a HA-100), hasta ahora considerados de alta resistencia (HAR), análogo al de los hormigones normales en muchos aspectos, entre ellos el del cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales. En su artículo 39.5 apartado a) dicha Instrucción define el Diagrama parábola rectángulo (P-R). Dicho diagrama está formado por una parábola de grado n y un segmento rectilíneo (figura 1).

La metodología de la Instrucción española para cálculo de secciones bajo solicitaciones normales es muy similar a la del Eurocódigo de Hormigón, variando únicamente alguna de las ecuaciones de manera poco significativa.

Si bien hasta el momento los proyectistas disponen de herramientas de *software* así como de Tablas, Diagramas de Interacción y Fórmulas Aproximadas para hormigones de resistencias de hasta 50 N/mm^2, no sucede lo mismo para HAR. Este trabajo viene a llenar este hueco.

La metodología utilizada consiste en modificar previamente las herramientas de *software* existentes para hormigones de hasta 50 N/mm^2, adaptándolos a las nuevas ecuaciones para HAR. Posteriormente se analizan las diferencias que se producen al dimensionar secciones, tanto en flexión simple como en flexocompresión, entre las herramientas antiguas y las nuevas, tratando de deducir tablas, fórmulas y métodos aproximados que permitan realizar el dimensionamiento de secciones de HAR con el mínimo esfuerzo.

2. GENERALIDADES. DIAGRAMAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN Y PIVOTES PARA LOS HAR

En el diagrama P-R, el vértice de la parábola se encuentra en la abscisa ε_{c0} (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa ε_{cu} (deformación de rotura del hormigón a flexión). Tanto los valores de estas deformaciones, que controlan el diagrama de pivotes, como el exponente de la parábola n, son función de la resistencia del hormigón para hormigones de resistencia superior a 50 N/mm^2.

La ordenada máxima del diagrama corresponde a una compresión igual a $\alpha_{cc} \acute{a} f_{cd}$ siendo α_{cc} un factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión debido a cargas de larga duración, factor para el que se adopta, en general, el valor $\alpha_{cc} = 1$. Desaparece, por tanto, el coeficiente de cansancio 0,85 que afectaba a la tensión máxima del hormigón f_{cd} en el vértice de la parábola y en la zona rectangular del diagrama en las ediciones anteriores de la Instrucción [3].

La nueva ecuación del diagrama es:

$$\sigma_c = f_{cd}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}\right)^n\right] \quad \text{para } 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c0} \text{ (zona parabólica)}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{para } \varepsilon_{c0} \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu} \text{ (zona rectangular)} \qquad (1)$$

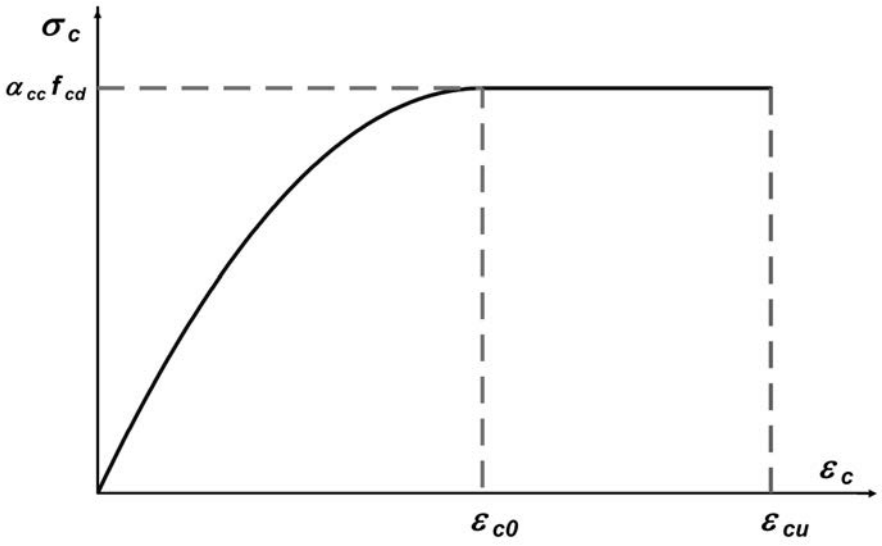


Figura 1. Diagrama parábola-rectángulo

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

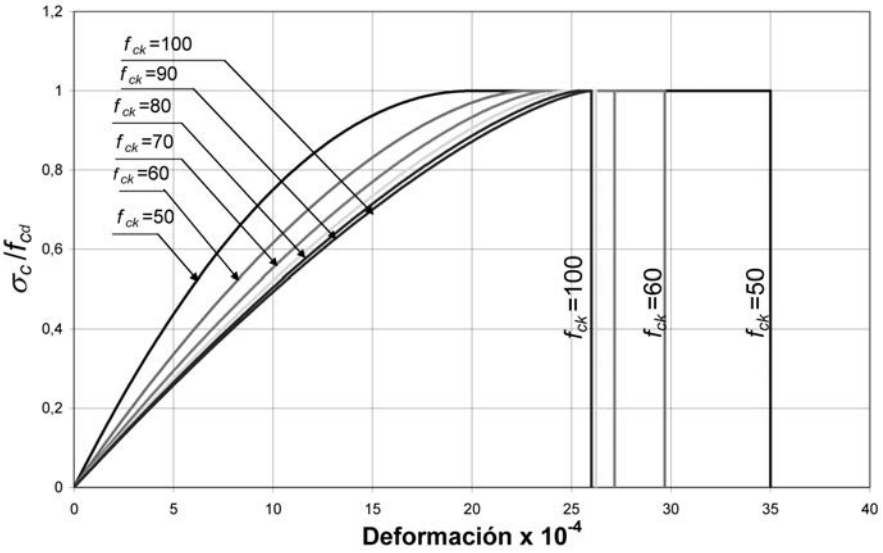


Figura 2. Diagrama tensión-deformación para HAR según EHE-08

Los valores de la deformación a rotura en compresión simple, ε_{c0}, son los siguientes:

$\varepsilon_{c0} = 0{,}002$ para $f_{ck} \le 50$ N/mm²

$\varepsilon_{c0} = 0{,}002 + 0{,}000085\,(f_{ck} - 50)^{0{,}50}$ para $f_{ck} > 50$ N/mm²

Los valores de la deformación última, ε_{cu}, vienen dados por:

$\varepsilon_{cu} = 0{,}0035$ para $f_{ck} \le 50$ N/mm²

$\varepsilon_{cu} = 0{,}0026 + 0{,}0144\ \beta^4$ para $f_{ck} > 50$ N/mm²

siendo: $\beta = 1 - f_{ck}/100$.

y el valor n que define el grado de la parábola:

$n = 2$ para $f_{ck} \le 50$ N/mm²

$n = 1{,}4 + 9{,}6\ \beta^4$ para $f_{ck} > 50$ N/mm²

Al desaparecer el coeficiente de cansancio, para hormigones de resistencias hasta 50 N/mm² el bloque comprimido tiene una capacidad más alta. El efecto de esta elevación de la capacidad del hormigón es que las secciones con la misma armadura resisten esfuerzos significativamente superiores sobre todo bajo estados de compresión simple o compuesta. En estos casos, correlativamente, al armar secciones sometidas a unos esfuerzos determinados, las armaduras necesarias disminuyen notablemente [4].

Por el contrario, en los HAR (figura 2), conforme crece la resistencia f_{ck} el bloque de compresiones del hormigón tiene, en términos adimensionales, cada vez menor área y menor momento con respecto a la fibra neutra. Disminuye su capacidad, por lo que cabe esperar que secciones de igual cuantía resistan esfuerzos adimensionales cada vez menores y que, correlativamente, sea preciso armarlas con una cuantía mecánica de armadura ω progresivamente creciente para resistir los mismos esfuerzos reducidos.

La ecuación del diagrama propuesta en la EHE-08 está tomada del Eurocódigo de Hormigón (EC-2) [2], si bien en el EC-2 está limitada a hormigones de 90 N/mm², siendo las expresiones para ε_{c0}, ε_{cu} y n algo distintas.

En la tabla 1 se presentan los valores de los parámetros característicos del Diagrama parábola-rectángulo, en términos adimensionales, para los distintos HAR. Estos parámetros son la deformación de compresión simple, la deformación última, el grado de la parábola, la tensión media del bloque comprimido y su distancia relativa a los extremos del bloque (la fibra neutra y la fibra más comprimida), ver figura 3.

En la última fila de la tabla 1 se presentan, a efectos comparativos, los valores correspondientes para el Diagrama parábola rectángulo con coeficiente de cansancio $\alpha_{cc} = 0{,}85$, válido hasta ahora según las ediciones anteriores de la Instrucción española.

En cualquier caso, las herramientas preparadas para resolver los problemas habituales de dimensionamiento y comprobación de secciones de hormigón armado (programas de ordenador, tablas, ábacos, diagramas y fórmulas aproximadas) de acuerdo con versiones anteriores de la Instrucción de hormigón dejan de tener validez y es preciso preparar nuevas herramientas para resolver esos problemas.

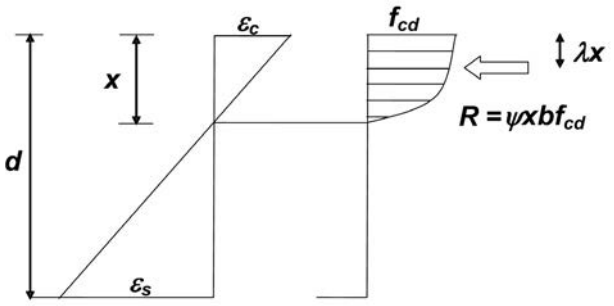


Figura 3. Resultante del bloque de compresiones

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Tabla 1. Parámetros característicos del Diagrama parábola-rectángulo para HAR

Resistencia f_{ck} N/mm²	Deformación compresión ε_{c0}	Deformación última ε_{cu}	Grado parábola n	Tensión media ψ	Distancia a fibra neutra $1-\lambda$	Distancia a fibra compr. λ
≤ 50	20,00	35,00	2,000	0,8095	0,5840	0,4160
60	22,69	29,69	1,646	0,7111	0,6179	0,3821
70	23,80	27,17	1,478	0,6464	0,6357	0,3643
80	24,66	26,23	1,415	0,6108	0,6432	0,3568
90	25,38	26,01	1,401	0,5969	0,6480	0,3520
100	26,00	26,00	1,400	0,5832	0,6471	0,3529
≤ 50	20,00	35,00	2,000	0,6881	0,5840	0,4160

En este orden de cosas, en la referencia [5] se presentan colecciones de tablas, ábacos, diagramas y fórmulas aproximadas, con y sin dimensiones, análogas a las de ediciones anteriores pero válidas para hormigones con resistencias $f_{ck} \le 50$ N/mm², y en este trabajo se presentan fórmulas y tablas adimensionales válidas para HAR con resistencias $50 \le f_{ck} \le 100$ N/mm².

Para preparar estas herramientas el primer paso ha sido el de adaptar los módulos para cálculo de secciones de hormigón, descritos la referencia [6] a las nuevas prescripciones de la Instrucción española vigente, tanto para hormigones con resistencias $f_{ck} \le 50$ N/mm², como para HAR con resistencias $50 \le f_{ck} \le 100$ N/mm². A partir de estos nuevos módulos se han establecido las tablas y fórmulas que se presentan a continuación.

Las herramientas que se presentan son adimensionales. Este tipo de herramientas hasta ahora tenían validez para cualquier resistencia del hormigón, puesto que el Diagrama parábola rectángulo era el mismo para todos los hormigones de resistencias $f_{ck} \le 50$ N/mm². Pero las nuevas herramientas no pueden ser válidas para todos los HAR. Como para las resistencias $50 \le f_{ck} \le 100$ N/mm² los diagramas tensión-deformación son distintos para cada valor de la resistencia característica f_{ck}, las herramientas adimensionales que se preparen para ellos resultarán diferentes para cada uno de dichos hormigones.

3. CÁLCULO DE SECCIONES EN FLEXIÓN SIMPLE - TABLAS UNIVERSALES

En las sucesivas ediciones del libro Hormigón Armado [6] se presenta, como herramienta adimensional para el cálculo de secciones en flexión simple, la Tabla Universal original de Jiménez Montoya. En la última edición [5] dicha tabla, válida para hormigones de resistencias $f_{ck} \le 50$ N/mm², es la que figura en la tabla 2. Esta tabla sirve para dimensionar y comprobar secciones rectangulares sometidas a flexión simple (dominios 2 y 3). En el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión, la tabla proporciona directamente los valores de la cuantía mecánica ω, en función del momento reducido de cálculo μ_d (dimensionamiento), o del momento último μ_u en función de la cuantía ω (comprobación). Estas magnitudes adimensionales valen:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}, \qquad \omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \tag{2}$$

en donde M_d es el momento de cálculo; b y d el ancho y el canto útil de la sección; f_{cd} , f_{yd} las resistencias de cálculo del hormigón y del acero, y A el área de la armadura. La primera columna de la tabla indica la profundidad relativa del bloque de compresiones:

$$\xi = \frac{x}{d} \tag{3}$$

A partir de la profundidad relativa $\xi_{lim} = 0{,}45$ no es recomendable el dimensionamiento de la sección sólo con armadura de tracción, por conducir a secciones poco dúctiles. Por eso aparecen sombreados los valores correspondientes. Los valores del momento reducido y de la cuantía mecánica correspondientes a esta profundidad límite son:

$$\xi_{im} = 0{,}45; \quad \mu_{lim} = 0{,}2961; \quad \omega_{lim} = 0{,}3643.$$

Para valores del momento reducido mayores del límite, $\mu_d > \mu_{lim}$, el dimensionamiento se hace colocando la armadura correspondiente al momento límite y añadiendo una armadura en compresión y un suplemento de armadura en tracción capaces de resistir la diferencia de momentos $\mu_d - \mu_{lim}$:

Armadura en compresión: $\omega' = (\mu_d - \mu_{lim}) / (1 - \delta)$ (4)

Armadura en tracción: $\omega = \omega_{lim} + \omega$ (5)

siendo: $\delta = d' / d$, el recubrimiento relativo de la armadura comprimida;

d', el recubrimiento de la armadura comprimida.

De la misma forma que se ha preparado la Tabla universal para los hormigones $f_{ck} \le 50$ N/mm² resulta posible preparar tablas adimensionales análogas para los distintos HAR. Estas tablas se presentan en la Tabla 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Tabla 2. **Tabla universal para flexión simple para $f_{ck} \leq 50$ N/mm²**

ξ	μ	ω	
0,0816	0,0300	0,0308	
0,0953	0,0400	0,0414	
0,1078	0,0500	0,0520	D
0,1194	0,0600	0,0627	O
0,1306	0,0700	0,0735	M
0,1413	0,0800	0,0844	I
0,1518	0,0900	0,0953	N
0,1623	0,1000	0,1064	I
0,1729	0,1100	0,1177	O
0,1836	0,1200	0,1291	
0,1944	0,1300	0,1407	
0,2054	0,1400	0,1524	2
0,2165	0,1500	0,1643	
0,2277	0,1600	0,1762	
0,2391	0,1700	0,1884	
0,2507	0,1800	0,2008	
0,2592	0,1872	0,2098	

ξ	μ	ω	
0,2636	0,1900	0,2134	
0,2796	0,2000	0,2263	
0,2958	0,2100	0,2395	
0,3123	0,2200	0,2529	
0,3292	0,2300	0,2665	D
0,3464	0,2400	0,2804	O
0,3639	0,2500	0,2946	M
0,3818	0,2600	0,3091	I
0,4001	0,2700	0,3239	N
0,4189	0,2800	0,3391	I
0,4381	0,2900	0,3546	O
0,4500	0,2961	0,3643	
0,4577	0,3000	0,3706	3
0,4780	0,3100	0,3869	
0,4988	0,3200	0,4038	
0,5202	0,3300	0,4211	

Tabla 3. **Tablas universales de flexión simple para HAR. Valores de ω**

Valores de μ		Valores de f_{ck} (N/mm²)						
		≤ 50	60	70	80	90	100	≤ 50 con cansancio
0,03		0,0309	0,0310	0,0310	0,0311	0,0311	0,0311	0,0310
0,04		0,0414	0,0415	0,0416	0,0417	0,0417	0,0417	0,0415
0,05		0,0520	0,0522	0,0523	0,0524	0,0524	0,0524	0,0522
0,06		0,0627	0,0629	0,0631	0,0632	0,0632	0,0632	0,0630
0,07		0,0735	0,0738	0,0739	0,0740	0,0741	0,0741	0,0739
0,08		0,0844	0,0847	0,0849	0,0850	0,0851	0,0851	0,0849
0,09		0,0953	0,0957	0,0959	0,0960	0,0961	0,0962	0,0961
0,10		0,1065	0,1068	0,1070	0,1072	0,1072	0,1073	0,1074
0,11		0,1177	0,1181	0,1183	0,1184	0,1185	0,1186	0,1189
0,12		0,1291	0,1295	0,1297	0,1299	0,1301	0,1303	0,1306
0,13		0,1406	0,1410	0,1413	0,1417	0,1420	0,1423	0,1425
0,14		0,1523	0,1527	0,1533	0,1538	0,1542	0,1544	0,1546
0,15		0,1642	0,1645	0,1655	0,1661	0,1665	0,1669	0,1669
0,16		0,1762	0,1768	0,1779	0,1786	0,1791	0,1795	0,1795
0,17		0,1884	0,1892	0,1905	0,1914	0,1920	0,1924	0,1924
0,18		0,2008	0,2019	0,2034	0,2044	0,2051	0,2056	0,2055
0,19		0,2134	0,2148	0,2165	0,2177	0,2185	0,2190	0,2190
0,20		0,2264	0,2279	0,2298	0,2312	0,2321	0,2328	0,2327
0,21		0,2395	0,2412	0,2435	0,2451	0,2461	0,2469	0,2468
0,22		0,2529	0,2549	0,2574	0,2593	0,2605	0,2613	0,2613
0,23		0,2665	0,2688	0,2717	0,2738			0,2761
0,24		0,2805	0,2830	0,2863				0,2913
0,25		0,2947	0,2975					0,3070
0,26		0,3092	0,3124					
0,27		0,3240						
0,28		0,3392						
0,29		0,3547						
Valores límite	μ ▶	0,2961	0,2650	0,2432	0,2307	0,2261	0,2207	0,2517
	ω ▶	0,3643	0,3200	0,2909	0,2749	0,2686	0,2624	0,3097

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

En la última columna de esta tabla se presentan, a efectos comparativos, los valores correspondientes para el Diagrama parábola rectángulo con coeficiente de cansancio $\alpha_{cc} = 0{,}85$, válido hasta 2008 según las ediciones anteriores de la Instrucción española. En las últimas filas se presentan los valores límites del momento reducido y de la cuantía mecánica. Las fórmulas para dimensionamiento de secciones en flexión simple con los distintos HAR son las mismas que se han expuesto anteriormente.

4. CÁLCULO DE SECCIONES A FLEXIÓN. PROCEDIMIENTOS APROXIMADOS

Las Tablas universales del apartado anterior pueden considerarse un método exacto para el cálculo de secciones a flexión.

En la figura 4 se presenta una comparación de las cuantías mecánicas ω resultantes en función de los momentos reducidos μ para los distintos valores de las resistencias del hormigón f_{ck}, así como las que resultan de la aplicación del antiguo Diagrama P-R con cansancio. Puede observarse que las curvas son muy aproximadas entre ellas.

El examen de la figura 4 sugiere, como alternativa al uso de las Tablas universales (Tabla 3), los dos métodos aproximados que se proponen seguidamente.

4.1. Uso de la Tabla universal establecida con un Diagrama P-R con cansancio

Del examen de la Tabla 3 y de la figura 4 se deduce lo siguiente:

- La última columna, establecida usando un Diagrama P-R con cansancio (coeficiente 0,85), coincide con una gran aproximación (tres y hasta cuatro cifras significativas) con la correspondiente a un hormigón de alta resistencia HA-100 sin cansancio.
- Su uso para los restantes hormigones (normales y de alta resistencia con $f_{ck} < 100$ N/mm^2) queda del lado de la seguridad. Los errores referidos a las cuantías ω resultantes, son normalmente menores del 1 por 100, salvo en una zona restringida de la tabla, en la que se producen errores que superan raramente el 3 por 100 sin alcanzar el 4 por 100, según se ve en la Tabla 4.

Por tanto, un primer método aproximado consiste en usar, para todos los hormigones de resistencias $f_{ck} \leq 100$ N/mm^2, la Tabla universal establecida para los antiguos hormigones de resistencias $f_{ck} \leq 50$ N/mm^2 aplicando el Diagrama P-R con coeficiente de cansancio $\alpha_{cc} = 0{,}85$ de la EHE-98.

Para uniformar el dimensionamiento de los hormigones normales y los HAR cualquiera que sea su resistencia, conviene adoptar unos valores únicos para las momentos y las cuantías límites, en lugar de usar los correspondientes a cada valor de resistencia del hormigón f_{ck} que se dan en las últimas filas de la Tabla 3. Para ello se recomienda colocar armadura comprimida a partir de los siguientes valores:

$$\mu_{lim} = 0{,}2300; \quad \omega_{lim} = 0{,}2761$$

que corresponden a la última fila de la Tabla 4. Estos valores proporcionan, para casi todos los valores de f_{ck}, secciones con ductilidad suficiente $x/d \leq 0{,}45$, a costa de un encarecimiento insignificante.

Una consecuencia de lo anterior es que para el cálculo (dimensionamiento y comprobación) de secciones de HAR en flexión simple resultan válidas todas las herramientas

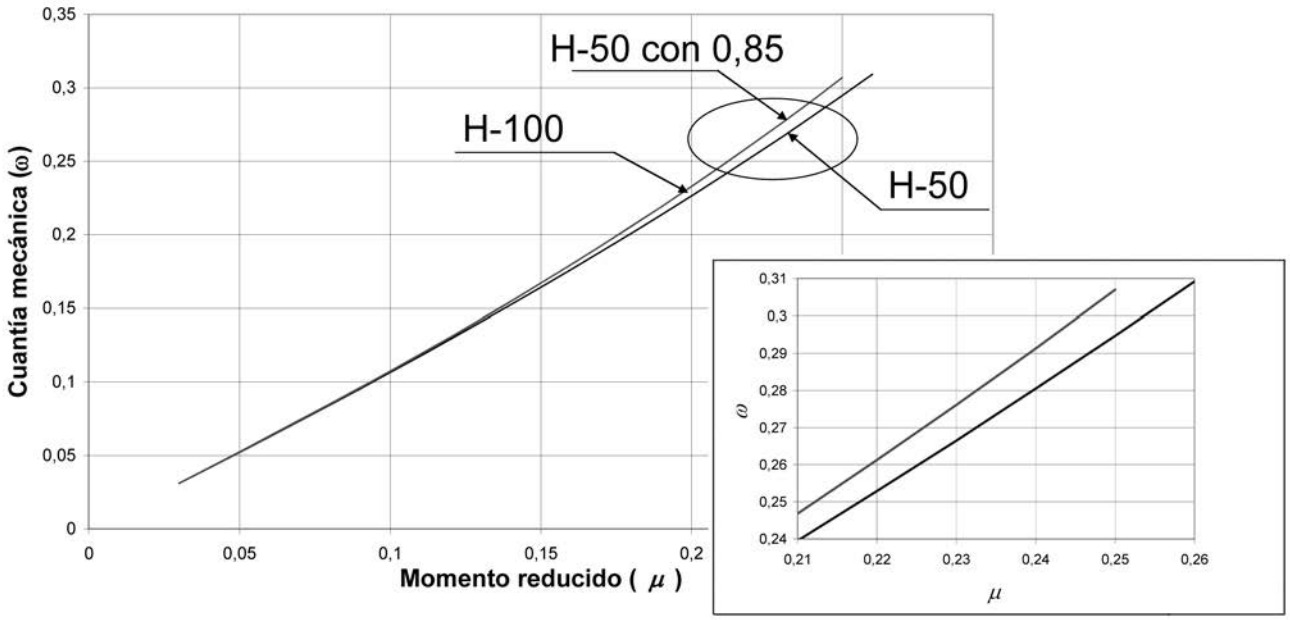


Figura 4. Diagrama universal de flexión simple para HAR

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Tabla 4. Errores en % de cuantías usando para todos los hormigones las cuantías ω de la columna de la derecha

Valores de μ	Valores de f_{ck} (N/mm²)						ω ≤ 50 con cansancio
	≤ 50	60	70	80	90	100	
0,03	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0,0310
0,04	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0,0415
0,05	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0,0522
0,06	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0,0630
0,07	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0,0739
0,08	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0,0849
0,09	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0,0961
0,10	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0,1074
0,11	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0,1189
0,12	1–2	0–1	0–1	0–1	0–1	0–1	0,1306
0,13	1–2	1–2	0–1	0–1	0–1	0–1	0,1425
0,14	1–2	1–2	0–1	0–1	0–1	0–1	0,1546
0,15	1–2	1–2	0–1	0–1	0–1	0–1	0,1669
0,16	1–2	1–2	0–1	0–1	0–1	0–1	0,1795
0,17	2–3	1–2	0–1	0–1	0–1	0–1	0,1924
0,18	2–3	1–2	0–1	0–1	0–1	0–1	0,2055
0,19	2–3	1–2	1–2	0–1	0–1	0–1	0,2190
0,20	2–3	2–3	1–2	0–1	0–1	0–1	0,2327
0,21	2–3	2–3	1–2	0–1	0–1	0–1	0,2468
0,22	3–4	2–3	1–2	0–1	0–1	0–1	0,2613
0,23	3–4	2–3	1–2	0–1	0–1	0–1	0,2761

(tablas, fórmulas aproximadas, ábacos, diagramas, etc.) con y sin dimensiones establecidas con el Diagrama P-R con coeficiente de cansancio $\alpha_{cc} = 0{,}85$ de la EHE-98, pues quedan ligeramente del lado de la seguridad.

4.2. Uso de una fórmula aproximada equivalente a la Tabla universal anterior

En lugar de la Tabla universal anterior (Tabla 4) puede también usarse la fórmula aproximada adimensional siguiente:

$$\omega = \mu \frac{1 - 1{,}245\mu}{0{,}983 - 1{,}687\mu} \qquad (6)$$

con las mismas notaciones empleadas anteriormente, que presenta, en relación con los valores exactos de la Tabla universal, y para momentos $\mu \leq 0{,}325$, errores medios del 0,04 por 100 del lado de la seguridad, con una desviación típica del 0,07 por 100 [7].

5. CÁLCULO DE SECCIONES A FLEXOCOMPRESIÓN. FÓRMULAS APROXIMADAS

Para el cálculo (dimensionamiento y comprobación) de secciones de soportes con armadura simétrica, una herramienta adecuada es la fórmula aproximada adimensional original de Jiménez Montoya:

$$\omega = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \mu}{1 - \alpha_3 \cdot \delta} \qquad (7)$$

con las siguientes notaciones (figura 5):

$$\mu = \frac{M_d}{U_c \cdot h}, \qquad \nu = \frac{N_d}{U_c}, \qquad \omega = \frac{U_s}{U_c}, \qquad \delta = \frac{d'}{h} \qquad (8)$$

que relaciona la cuantía mecánica con los esfuerzos reducidos y el recubrimiento relativo. Los esfuerzos reducidos y la cuantía están referidos a las capacidades mecánicas del hormigón y del acero:

$$U_c = f_{cd}\, áb\, áh \qquad (9)$$

$$U_s = A_{tot}\, áf_{yd} \qquad (10)$$

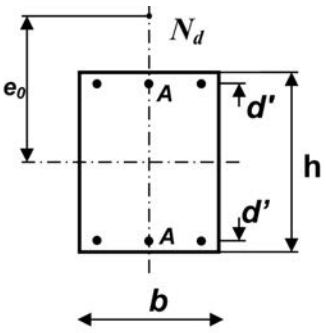
siendo: M_d el momento flector actuante de cálculo, referido al centro de la sección;

N_d el esfuerzo axil actuante de cálculo concomitante;

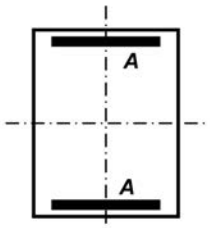
A_{tot} el área total de armaduras de la sección.

Los coeficientes α_1, α_2, α_3 de la fórmula son función del axil reducido ν y se obtienen mediante ajustes de míni-

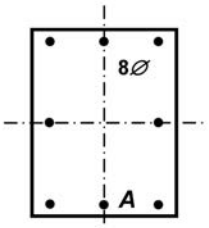
Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



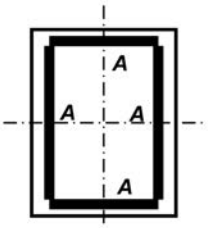
Notaciones para armaduras simétricas



CA = 12
Armaduras iguales
en dos caras opuestas



CA = 33
Ocho barras iguales



CA = 99
Armaduras iguales
en las cuatro caras

Figura 5. Sección en flexocompresión. Códigos de armado

mos cuadrados para las distintas distribuciones de armadura en la sección, que se caracterizan por sus códigos de armado CA. La primera cifra de CA indica el número de barras en las caras frontales de la sección (que resisten el momento flector con el mayor brazo), y la segunda cifra el número de barras en las caras laterales de la misma (figura 5).

Esta fórmula presenta errores medios del orden del 0,5 por 100 con desviaciones típicas del orden del 1,5 por 100 [7].

En la tabla 5 figuran los coeficientes α_1, α_2, α_3 para esta fórmula, para tres distribuciones de armadura definidas por sus códigos de armado CA, deducidos para hormigones de resistencias f_{ck} hasta 50 N/mm² con el coeficiente de cansancio 0,85 (Instrucción EHE-98).

A continuación se presenta la tabla 6 con los mismos coeficientes, pero ahora deducidos para hormigones de resistencias f_{ck} entre 50 y 100 N/mm² y sin coeficiente de cansancio (Instrucción EHE-08), aplicando los nuevos Diagramas P-R.

Tabla 5. Coeficientes para cálculo de secciones de soportes. Hormigón con cansancio (EHE-98)

Axil ν	$f_{ck} \leq 50$ N/mm²		
	α_1 α_2 α_3	α_1 α_2 α_3	α_1 α_2 α_3
0,10	-0,09 2,01 2,00	-0,14 2,42 1,96	-0,14 2,55 1,95
0,20	-0,15 1,99 2,06	-0,22 2,61 1,97	-0,22 2,67 2,03
0,30	-0,19 2,00 2,00	-0,26 2,65 1,99	-0,27 2,71 2,20
0,40	-0,20 1,96 2,19	-0,27 2,66 2,02	-0,28 2,76 2,18
0,50	-0,18 2,05 2,17	-0,22 2,53 2,29	-0,23 2,63 2,38
0,60	-0,15 2,15 2,03	-0,19 2,62 2,17	-0,19 2,67 2,32
0,70	-0,11 2,26 1,89	-0,15 2,73 2,06	-0,16 2,78 2,17
0,80	-0,05 2,30 1,76	-0,09 2,74 1,94	-0,09 2,80 2,01
0,90	0,03 2,31 1,62	-0,01 2,75 1,82	-0,01 2,81 1,86
1,00	0,12 2,31 1,49	0,07 2,74 1,71	0,07 2,81 1,71
1,10	0,21 2,32 1,38	0,16 2,73 1,60	0,16 2,80 1,58
1,20	0,30 2,32 1,27	0,25 2,72 1,51	0,25 2,80 1,47
1,30	0,39 2,33 1,18	0,34 2,71 1,42	0,35 2,79 1,36
1,40	0,48 2,33 1,10	0,43 2,70 1,33	0,44 2,78 1,27
1,50	0,58 2,33 1,03	0,53 2,69 1,25	0,54 2,77 1,19
CA	12	33	99

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Tabla 6. Coeficientes para cálculo de secciones de soportes de HAR. Hormigón sin cansancio (EHE-08)

Axil	$f_{ck} \leq 50$ N/mm²									$f_{ck} = 60$ N/mm²								
ν	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3
0,10	-0,09	2,02	1,99	-0,15	2,43	1,96	-0,15	2,56	1,96	0,09	2,01	2,03	-0,15	2,42	2,25	-0,16	2,58	2,22
0,20	-0,16	1,98	2,10	-0,23	2,55	1,93	-0,23	2,64	2,05	-0,15	1,98	2,14	-0,21	2,52	2,20	-0,23	2,66	2,32
0,30	-0,21	2,00	2,03	-0,28	2,63	1,97	-0,29	2,72	2,17	-0,20	1,98	2,12	-0,27	2,61	2,15	-0,29	2,76	2,39
0,40	-0,24	2,00	2,00	-0,31	2,67	2,00	-0,33	2,76	2,24	-0,21	1,94	2,40	-0,28	2,57	2,44	-0,30	2,77	2,58
0,50	-0,23	1,99	2,21	-0,30	2,59	2,22	-0,32	2,76	2,33	-0,21	2,06	2,26	-0,28	2,66	2,39	-0,30	2,83	2,59
0,60	-0,21	2,07	2,15	-0,27	2,60	2,30	-0,29	2,74	2,42	-0,19	2,16	2,12	-0,26	2,78	2,26	-0,28	2,95	2,47
0,70	-0,19	2,17	2,09	-0,25	2,71	2,23	-0,27	2,84	2,34	-0,17	2,26	2,06	-0,24	2,89	2,18	-0,26	3,06	2,38
0,80	-0,14	2,22	1,99	-0,19	2,76	2,11	-0,21	2,89	2,19	-0,12	2,31	1,95	-0,18	2,94	2,05	-0,21	3,12	2,22
0,90	-0,08	2,26	1,87	-0,13	2,79	1,98	-0,15	2,92	2,04	-0,06	2,35	1,82	-0,12	2,97	1,90	-0,14	3,15	2,05
1,00	-0,01	2,29	1,73	-0,06	2,81	1,83	-0,07	2,94	1,88	0,01	2,38	1,68	-0,04	2,99	1,75	-0,06	3,16	1,87
1,10	0,07	2,31	1,59	0,02	2,82	1,68	0,01	2,94	1,70	0,09	2,41	1,54	0,05	2,99	1,59	0,03	3,16	1,68
1,20	0,16	2,33	1,45	0,11	2,81	1,52	0,10	2,93	1,53	0,18	2,42	1,40	0,14	2,98	1,44	0,12	3,14	1,51
1,30	0,25	2,33	1,31	0,21	2,79	1,37	0,20	2,91	1,35	0,27	2,43	1,27	0,24	2,96	1,29	0,22	3,11	1,34
1,40	0,34	2,34	1,17	0,31	2,76	1,22	0,31	2,88	1,19	0,36	2,43	1,14	0,34	2,94	1,16	0,33	3,07	1,20
1,50	0,44	2,34	1,05	0,42	2,72	1,08	0,42	2,83	1,05	0,46	2,44	1,02	0,44	2,92	1,03	0,44	3,03	1,06
Axil	$f_{ck} = 70$ N/mm²									$f_{ck} = 80$ N/mm²								
ν	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3
0,10	-0,09	2,01	2,06	-0,15	2,46	2,37	-0,16	2,61	2,40	-0,09	2,01	2,07	-0,15	2,47	2,41	-0,17	2,63	2,49
0,20	-0,15	1,98	2,19	-0,21	2,53	2,33	-0,23	2,69	2,53	-0,15	1,96	2,38	-0,21	2,53	2,50	-0,23	2,71	2,69
0,30	-0,19	1,89	2,68	-0,25	2,51	2,69	-0,27	2,72	2,82	-0,18	1,87	2,93	-0,24	2,49	2,93	-0,27	2,74	3,00
0,40	-0,19	1,93	2,79	-0,25	2,53	2,85	-0,28	2,77	2,94	-0,18	1,95	2,92	-0,24	2,57	2,96	-0,27	2,83	3,02
0,50	-0,18	2,04	2,66	-0,25	2,68	2,73	-0,28	2,92	2,83	-0,17	2,05	2,80	-0,24	2,70	2,84	-0,27	2,97	2,92
0,60	-0,18	2,18	2,54	-0,26	2,85	2,61	-0,28	3,10	2,73	-0,17	2,18	2,68	-0,24	2,87	2,73	-0,27	3,14	2,81
0,70	-0,15	2,27	2,33	-0,22	2,95	2,41	-0,24	3,19	2,54	-0,13	2,67	2,48	-0,20	2,96	2,53	-0,23	3,23	2,62
0,80	-0,10	2,35	2,12	-0,16	3,02	2,18	-0,19	3,25	2,32	-0,08	2,35	2,27	-0,15	3,04	2,29	-0,17	3,30	2,39
0,90	-0,03	2,40	1,89	-0,09	3,07	1,95	-0,12	3,29	2,09	-0,02	2,41	2,03	-0,08	3,10	2,06	-0,10	3,35	2,17
1,00	0,04	2,44	1,69	-0,01	3,10	1,73	-0,04	3,30	1,88	0,05	2,47	1,80	0,00	3,14	1,82	-0,02	3,38	1,94
1,10	0,12	2,47	1,51	0,08	3,11	1,54	0,05	3,30	1,68	0,13	2,50	1,58	0,09	3,16	1,58	0,06	3,38	1,72
1,20	0,20	2,49	1,37	0,17	3,10	1,39	0,15	3,29	1,51	0,21	2,53	1,39	0,18	3,17	1,40	0,16	3,38	1,52
1,30	0,29	2,50	1,24	0,26	3,09	1,26	0,24	3,27	1,35	0,30	2,55	1,23	0,28	3,17	1,25	0,26	3,36	1,36
1,40	0,38	2,52	1,22	0,36	3,09	1,14	0,34	3,25	1,21	0,39	2,57	1,11	0,37	3,18	1,13	0,35	3,36	1,23
1,50	0,47	2,54	1,01	0,45	3,10	1,03	0,44	3,24	1,09	0,48	2,59	1,01	0,46	3,20	1,03	0,44	3,38	1,12
Axil	$f_{ck} = 90$ N/mm²									$f_{ck} = 100$ N/mm²								
ν	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3
0,10	-0,09	2,01	2,07	-0,15	2,48	2,42	-0,17	2,64	2,51	-0,09	2,01	2,07	-0,15	2,48	2,42	0,17	2,65	2,52
0,20	-0,15	1,95	2,46	-0,21	2,52	2,57	-0,23	2,71	2,75	-0,15	1,95	2,49	-0,21	2,52	2,59	-0,23	2,71	2,77
0,30	-0,18	1,86	3,00	-0,24	2,49	3,00	-0,26	2,75	3,05	-0,18	1,86	3,02	-0,24	2,49	3,02	-0,26	2,75	3,06
0,40	-0,18	1,96	2,94	-0,24	2,59	2,97	-0,26	2,85	3,03	-0,17	1,96	2,93	-0,23	2,59	2,97	-0,26	2,86	3,03
0,50	-0,16	2,06	2,82	-0,23	2,72	2,86	-0,26	2,99	2,93	-0,18	2,10	2,85	-0,25	2,78	2,90	-0,28	3,05	2,97
0,60	-0,16	2,19	2,70	-0,23	2,88	2,74	-0,26	3,16	2,82	-0,15	2,19	2,69	-0,22	2,88	2,73	-0,25	3,16	2,81
0,70	-0,12	2,27	2,50	-0,18	2,97	2,54	-0,22	3,25	2,62	-0,11	2,28	2,49	-0,18	2,98	2,52	-0,21	3,25	2,61
0,80	-0,07	2,35	2,29	-0,13	3,05	2,31	-0,16	3,32	2,41	-0,07	2,36	2,27	-0,12	3,06	2,30	-0,15	3,33	2,39
0,90	-0,01	2,42	2,05	-0,06	3,11	2,07	-0,09	3,37	2,17	0,00	2,43	2,04	-0,06	3,12	2,06	-0,08	3,38	2,16
1,00	0,06	2,48	1,82	0,01	3,16	1,83	-0,01	3,40	1,94	0,06	2,49	1,81	0,02	3,17	1,82	-0,01	3,41	1,93
1,10	0,14	2,52	1,60	0,10	3,18	1,61	0,07	3,41	1,73	0,14	2,53	1,59	0,10	3,20	1,60	0,08	3,43	1,72
1,20	0,22	2,55	1,41	0,19	3,20	1,42	0,17	3,42	1,53	0,23	2,56	1,39	0,19	3,22	1,41	0,17	3,44	1,53
1,30	0,31	2,57	1,23	0,28	3,21	1,25	0,26	3,41	1,37	0,31	2,59	1,23	0,29	3,23	1,26	0,26	3,44	1,37
1,40	0,40	2,60	1,11	0,37	3,22	1,13	0,35	3,42	1,24	0,40	2,61	1,11	0,38	3,25	1,14	0,36	3,45	1,24
1,50	0,49	2,62	1,01	0,46	3,25	1,04	0,44	3,45	1,13	0,49	2,64	1,01	0,46	3,28	1,04	0,45	3,48	1,13
CA	12			33			99			12			33			99		

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

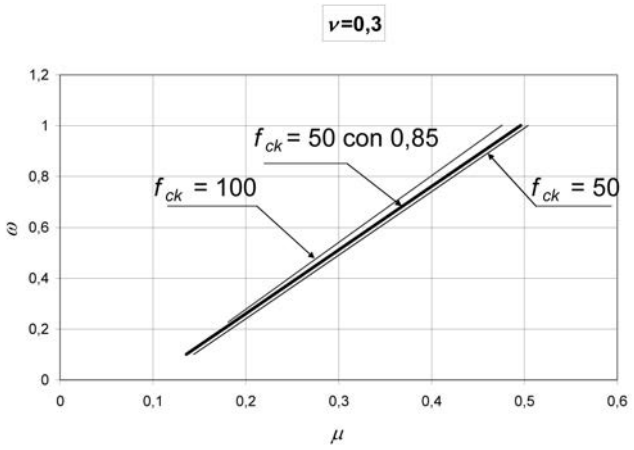


Figura 6. Cuantías mecánicas para distintas f_{ck} con ν = 0,3

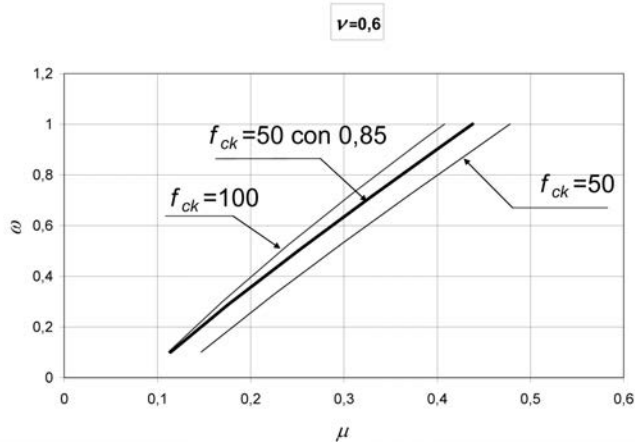


Figura 7. Cuantías mecánicas para distintas f_{ck} con ν = 0,6

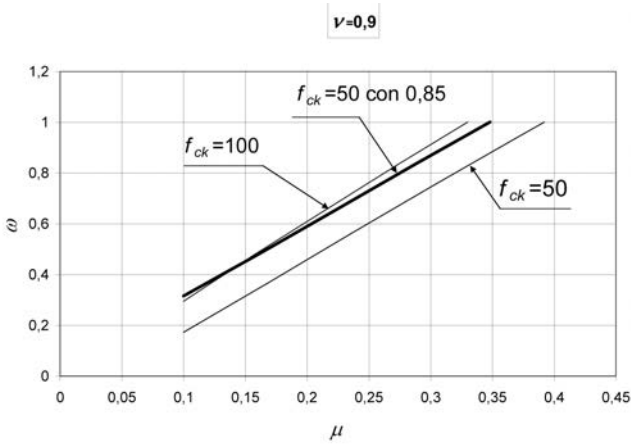


Figura 8. Cuantías mecánicas para distintas f_{ck} con ν = 0,9

En las figuras 6, 7 y 8 se presenta una comparación de las cuantías mecánicas ω resultantes en función de los momentos reducidos μ para los distintos valores de las resistencias del hormigón f_{ck}, así como las que resultan de la aplicación del antiguo Diagrama P-R con cansancio. Esta comparación se establece para tres valores particulares de los esfuerzos axiles reducidos ν, el primero bajo, el segundo medio y el tercero alto.

Puede observarse que las curvas son casi rectas y bastante aproximadas entre ellas.

6. CÁLCULO DE SECCIONES A FLEXOCOMPRESIÓN – MÉTODO APROXIMADO

Del examen de la Tablas 5 y 6 y de las figuras 6, 7 y 8 se deduce lo siguiente:

- La curva establecida para hormigones normales $f_{ck} \le 50$ N/mm² aplicando el Diagrama P-R con coeficiente de cansancio $\alpha_{cc} = 0{,}85$ de la EHE-98, se sitúa entre las curvas para HAR obtenidas aplicando el Diagrama P-R sin coeficiente de cansancio de la EHE-08.
- La forma de las distintas curvas es muy parecida y las diferencias entre ellas, expresadas en las cuantías resultantes ω, son relativamente pequeñas.

Por consiguiente, resulta posible proponer un método de dimensionamiento, adecuado para anteproyectos, que consiste en corregir las cuantías mecánicas resultantes para hormigones normales $f_{ck} \le 50$ N/mm² aplicando el Diagrama P-R con coeficiente de cansancio $\alpha_{cc} = 0{,}85$ de la EHE-98 (Tabla 5).

Dicha corrección se consigue aplicando la siguiente fórmula aproximada:

$$\omega = \alpha \cdot \omega_o \quad \text{con} \quad \alpha = 1 + \frac{f_{ck} - 50}{550} \le 1 \qquad (11)$$

siendo:

ω_o = cuantía mecánica resultante aplicando la Tabla 5 ($f_{ck} \le 50$ N/mm², EHE-98).

ω = cuantía mecánica corregida ($f_{ck} \le 100$ N/mm², EHE-08).

Parece deducirse que para el cálculo (dimensionamiento y comprobación) de secciones de soportes de HAR en flexocompresión resultan válidas todas las herramientas (tablas, fórmulas aproximadas, ábacos, diagramas, etc.) con y sin dimensiones establecidas con el Diagrama P-R con coeficiente de cansancio $\alpha_{cc} = 0{,}85$ de la EHE-98, sin más que multiplicar las cuantías, capacidades mecánicas o áreas de las armaduras resultantes por el coeficiente α anterior. Sin embargo, los estudios realizados hasta el momento se han limitado a secciones con dos códigos de armado CA = 12 y CA = 99 (armaduras en dos caras opuestas y en las cuatro caras), recubrimiento relativo del 10 por 100 y seis valores particulares de los axiles reducidos[1]. Por tanto, no estamos en condiciones de asegurar la validez general de esta propuesta, por lo que recomendamos su uso sólo para tanteos de anteproyectos.

[1] Además del estudio expuesto, para el código CA = 12 y los esfuerzos axiles ν = 0,3 – 0,6 – 0,9 , se ha realizado otro por procedimientos independientes para el Código CA = 99 y los axiles ν = 0,2 – 0,8 – 1,4 , que no se expone para no alargar excesivamente el artículo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

7. CONCLUSIONES

a) El cálculo (dimensionamiento y comprobación) de secciones de vigas y soportes de hormigones de alta resistencia (HAR) resulta posible a partir de los nuevos Diagramas P-R establecidos para estos hormigones en la EHE-08 y, en principio, debe hacerse de forma diferente para cada resistencia f_{ck}, puesto que los Diagramas son distintos.

b) Para secciones en flexión simple (vigas, losas, placas y muros) es posible usar tablas adimensionales que proporcionan los valores exactos de la cuantía mecánica ω en función del momento reducido μ. Estas tablas, en principio, deben establecerse para cada valor de la resistencia característica f_{ck}.

   Alternativamente, puede usarse una tabla única establecida para el antiguo Diagrama P-R de la EHE-98, con un coeficiente de cansancio $\alpha_{cc} = 0{,}85$, quedando del lado de la seguridad y con errores muy pequeños.

c) Para secciones en flexocompresión (soportes) es posible usar fórmulas aproximadas sencillas que proporcionan la cuantía mecánica ω en función del momento reducido μ y del recubrimiento reducido δ, con coeficientes que deben deducirse en función del axil reducido ν para cada tipo de distribución de armado y para cada valor de la resistencia característica f_{ck}.

d) Alternativamente, puede usarse un método aproximado que corrige la cuantía mecánica ω_o obtenida para el antiguo Diagrama P-R de la EHE-98 con un coeficiente de cansancio $\alpha_{cc} = 0{,}85$.

e) Como conclusión general, para calcular secciones de HAR pueden aprovecharse las herramientas (tablas, fórmulas aproximadas, ábacos y diagramas), obtenidas para el antiguo Diagrama P-R de la EHE-98 con un coeficiente de cansancio $\alpha_{cc} = 0{,}85$. Para vigas en flexión simple, estas herramientas quedan del lado de la seguridad. Para soportes en flexocompresión, sin embargo, no siempre es así, y se propone multiplicar las áreas, capacidades o cuantías mecánicas de las armaduras por el coeficiente corrector $\alpha = 1 + (f_{ck} - 50) / 550 \not< 1$, aunque los estudios realizados en este trabajo no garantizan la validez general de esta corrección, y recomendamos usarlo sólo en anteproyectos.

BIBLIOGRAFÍA

[1] MINISTERIO DE FOMENTO. *EHE-08, Instrucción de Hormigón Estructural.* Madrid, 2008.

[2] COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN, CEN. *EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Bruselas, 2004.

[3] MINISTERIO DE FOMENTO. *EHE, Instrucción de Hormigón Estructural.* Madrid, 1998.

[4] MORÁN F., GUTIÉRREZ J.P. "La disminución progresiva de armaduras de soportes en la normativa española reciente", *IV Congreso de ACHE*, Valencia, noviembre, 2008.

[5] GARCÍA MESEGUER A., MORÁN F., ARROYO J.C. *Hormigón Armado*, 15ª edición. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, 2009.

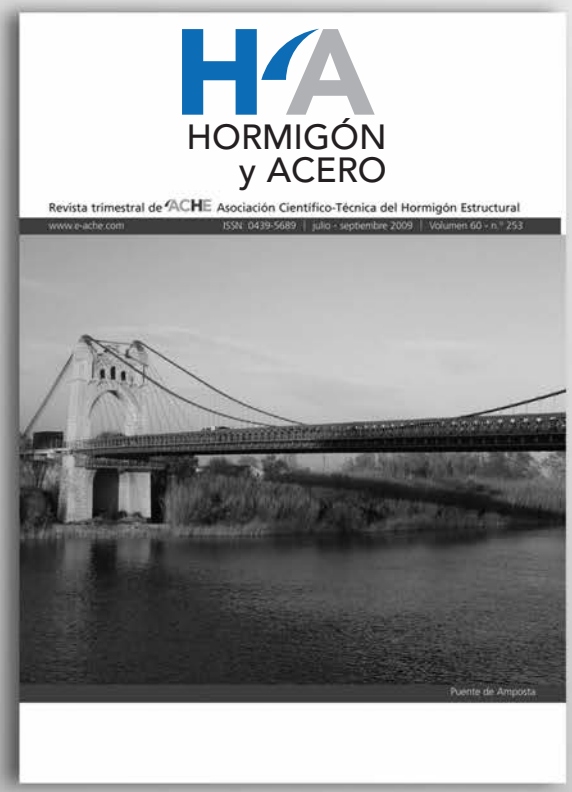
[6] JIMÉNEZ MONTOYA P., GARCÍA MESEGUER A., MORÁN F. *Hormigón Armado.* 13ª edición. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, 1991.

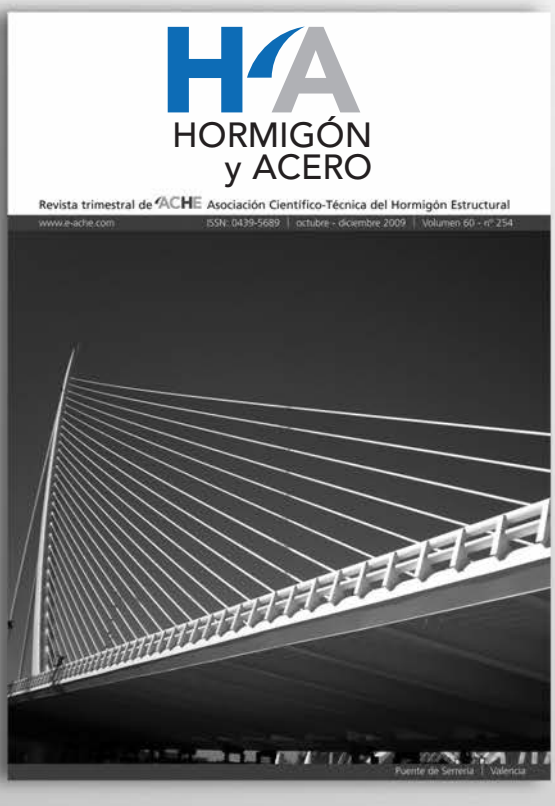
[7] JIMÉNEZ MONTOYA P., MORÁN F. "Nuevas fórmulas aproximadas para el dimensionamiento de secciones de hormigón armado". *Hormigón y Acero*. 1987, nº 164, p. 89-100.

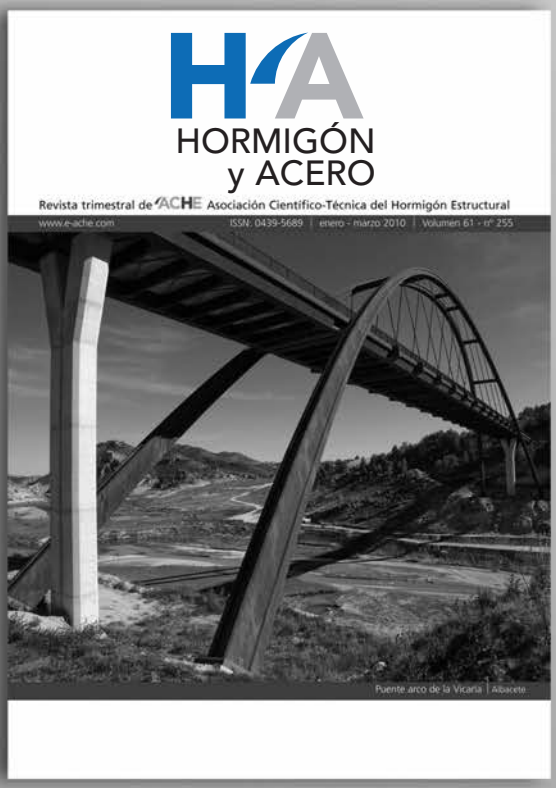
Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

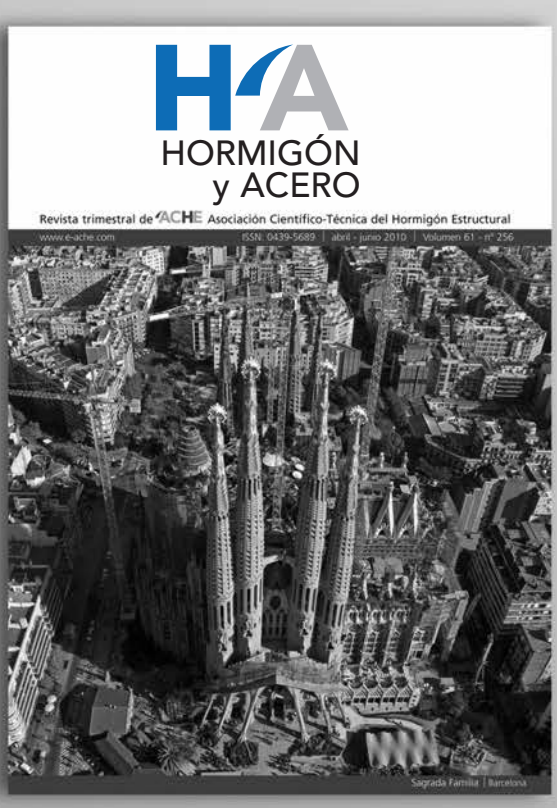
HA

últimos números publicados









ACHE

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

El análisis lineal con redistribución limitada y los criterios de ductilidad de las secciones en la EHE-08

Linear analysis with limited moment redistribution and cross-section ductility criteria in EHE-08

Francisco de Borja Varona Moya[1], Luis García Andión[2] y José Antonio López Juárez[3]

Recibido | *Received:* 09-11-2009
Aceptado | *Accepted:* 18-01-2010

Resumen

Uno de los cambios más significativos introducidos en la revisión de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 es la redefinición de los criterios de ductilidad para poder aplicar un análisis estructural lineal con redistribución limitada, sin que sea necesaria una comprobación explícita de la capacidad de rotación en las secciones críticas. Para su adecuada contextualización, el presente trabajo compara estos criterios con lo recogido por otras normativas internacionales de referencia. Centrándose en el caso de secciones rectangulares de hormigón armado, se dan recomendaciones sobre cantos mínimos en función del porcentaje de redistribución deseado, se presentan ecuaciones de diseño compactas para el dimensionamiento y se incluye una versión actualizada del ábaco general de flexión pura para análisis estructurales. Asimismo, se resuelve un supuesto práctico de diseño de viga plana para poner de manifiesto una serie de observaciones y recomendaciones.

Palabras clave: análisis estructural; ductilidad; redistribución limitada de momentos; ábacos de diseño; vigas planas

*Abstract**

One of the most significant changes that have been introduced in the new Spanish standard EHE-08 is the re-definition of the ductility criteria for performing a linear structural analysis followed by limited moment redistribution, without an explicit check on the rotational capacity of the critical cross-sections. The present text contrasts these new criteria with the provisions given by internationally referenced codes of practice. The work focuses on rectangular reinforced concrete cross-sections, presenting recommendations on the minimum depth depending on the level of redistribution, closed form expressions for the design and an actualization of the non-dimensional diagram for bending moment versus reinforcement capacity. Finally, a practical example is solved, in which some recommendations on the design of slim floor beams are given, as well.

Keywords: *structural analysis; ductility; limited moment redistribution; design diagrams; slim floor beams.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 109 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero Industrial. Dpto. de Ing. de la Construcción, Obras Públicas e Infraestructura Urbana, Universidad de Alicante (Alicante, España).
(2) Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dpto. de Ing. de la Construcción, Obras Públicas e Infraestructura Urbana, Universidad de Alicante (Alicante, España).
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dpto. de Ing. de la Construcción, Obras Públicas e Infraestructura Urbana, Universidad de Alicante (Alicante, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* borja.varona@ua.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

La nueva redacción de la Instrucción de Hormigón Estructural, en vigor como EHE-08 [1] desde el mes de diciembre de 2008, ha supuesto una notable mejora respecto de la anterior en numerosos aspectos: el paulatino proceso de armonización con los Eurocódigos, la puesta al día con respecto al estado del arte actual, la inclusión de anejos dedicados a los hormigones especiales, al aseguramiento de la durabilidad, la sensibilización frente a la sostenibilidad y el medio ambiente y las implicaciones debidas al marcado CE de los productos. Este artículo se centra en la modificación de las condiciones que se exigen a las secciones de hormigón armado para que los momentos de cálculo en Estados Límite Últimos (ELU) puedan obtenerse por el procedimiento de análisis lineal con redistribución limitada.

Con el fin de obtener ecuaciones compactas, en este trabajo va a hacerse uso del diagrama rectangular, definido en el apartado 39.5 de la Instrucción. Para secciones rectangulares de hormigón de resistencia característica no superior a 50 MPa, sometidas a flexión pura o simple, el empleo de dicho diagrama conduce a las siguientes ecuaciones adimensionales de equilibrio en dominios 2 y 3:

$$\begin{aligned} \omega &= 0,8\cdot\xi+\frac{\omega'}{\kappa} \\ \mu_d &= 0,8\cdot\xi\cdot(1-0,4\cdot\xi)+\frac{\omega'}{\kappa}\cdot(1-\delta') \end{aligned} \qquad (1)$$

Los parámetros adimensionales empleados en la Ecuación (1) son los siguientes:

$$\xi=\frac{x}{d} \qquad \omega=\frac{U_{s1}}{U_0} \qquad \omega'=\frac{U_{s2}}{U_0}$$
$$\mu_d=\frac{M_d}{U_0\cdot d} \qquad \delta'=\frac{d'}{d} \qquad (2)$$

con:

$$U_0=f_{cd}\cdot b\cdot d \qquad (3)$$

y donde:

- x es la profundidad de la fibra neutra medida desde la cara más comprimida
- b es el ancho de la sección rectangular, d es el canto útil y d' es el recubrimiento mecánico de la armadura de compresión
- U_{s1} y U_{s2} son las capacidades mecánicas de las armaduras de tracción y de compresión, respectivamente
- M_d es el momento flector que agota la sección
- f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón armado, calculada a partir de la resistencia característica f_{ck} minorada por el coeficiente parcial de seguridad γ_c y multiplicada por el factor de cansancio α_{cc} para el que la EHE-08 recomienda el valor 1, lo que contrasta con el valor 0,85 empleado en versiones anteriores de la Instrucción
- el parámetro κ se calcula como:

$$\kappa=\frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{s2}}\geq 1 \qquad (4)$$

- el parámetro ε_{yd} es la deformación unitaria correspondiente al límite elástico de cálculo del acero de las armaduras
- y el parámetro ε_{s2} es la deformación de la armadura principal más comprimida

Si se desprecia la contribución de la armadura comprimida A_{s2}, las ecuaciones son las siguientes:

$$\begin{aligned} \omega &= 0,8\cdot\xi \\ \mu_d &= 0,8\cdot\xi\cdot(1-0,4\cdot\xi) \end{aligned} \qquad (5)$$

Para problemas de dimensionamiento, en los que se conozca el valor del momento flector de cálculo, se despeja la profundidad adimensional ξ de la fibra neutra en la ecuación de equilibrio de momentos de la Ecuación (5) y se sustituye su valor en la otra ecuación de equilibrio de fuerzas, obteniéndose:

$$\omega=1-\sqrt{1-2\cdot\mu_d} \qquad (6)$$

La conocida Ecuación (6) es válida para momentos flectores de cálculo inferiores al *momento límite*, correspondiente a la frontera entre los dominios 3 y 4.

2. LA REDISTRIBUCIÓN LIMITADA DE MOMENTOS EN LA EHE-08

La EHE-98 permitía llevar a cabo el análisis estructural con un cálculo lineal y redistribuir, a continuación, hasta un 15% de los momentos flectores de negativos hacia las zonas centrales de los vanos, incrementando así los momentos positivos, operación que también podía hacerse a la contra. Este procedimiento de análisis estructural, ilustrado en la Figura 1, necesitaba de un determinado grado de ductilidad de las secciones críticas, concretado mediante la limitación de la profundidad x de la fibra neutra en rotura a un 45% del canto útil. En términos de la deformación de la armadura principal de tracción A_{s1}, esto suponía que se cumpliera $\varepsilon_{s1}\leq -4{,}28‰$, es decir, que su deformación fuera del orden del doble que el límite elástico de cálculo para un acero B500S ó SD.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

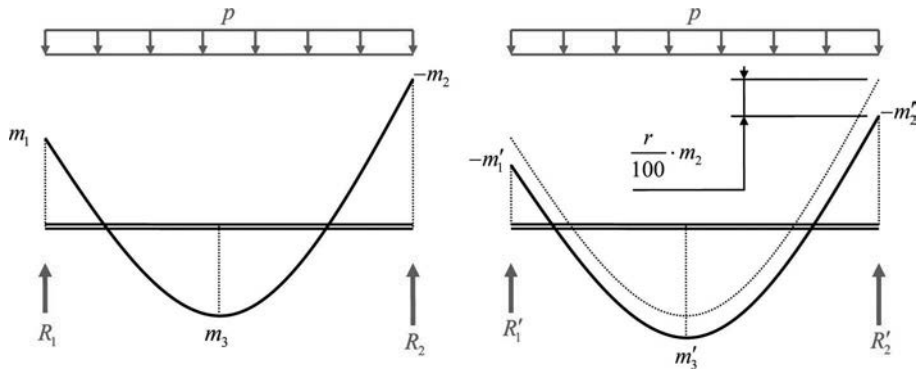


Figura 1. Redistribución de un porcentaje r de los momentos flectores de negativos

Los comentarios de la Comisión Permanente del Hormigón al artículo 21º de la nueva EHE-08 admiten un porcentaje de redistribución $r = 20\%$ con aceros de ductilidad normal y $r = 30\%$ con aceros de ductilidad alta. La principal novedad, sin embargo, es que el grado de redistribución es función de la ductilidad de las secciones críticas, lo que implica el control de la profundidad de la fibra neutra en rotura. Esta modificación, que constituye una notable mejora, define el factor de redistribución r como:

$$r = 56 - 125 \cdot \frac{x}{d} = 56 - 125 \cdot \xi \qquad (7)$$

De la aplicación de la Ecuación (7), pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- el caso de diseño sin redistribución ($r = 0$) corresponde a $\xi \leq 0{,}448 \approx 0{,}45$
- para poder redistribuir hasta $r = 15\%$ se exige $\xi \leq 0{,}328$, es decir $\varepsilon_{s1} \leq -7{,}17‰$; esto supone un 67% más de deformación que lo que exigía la EHE-98 a igualdad de factor de redistribución
- para poder redistribuir hasta $r = 20\%$ se exige $\xi \leq 0{,}288$, es decir $\varepsilon_{s1} \leq -8{,}65‰$
- si se emplean aceros de alta ductilidad y se quiere redistribuir hasta $r = 30\%$ ($\xi \leq 0{,}208$) se exige $\varepsilon_{s1} = -10‰$ y $\varepsilon_c \leq 2{,}63‰$ siendo ε_c la deformación de la fibra de hormigón más comprimida; la rotura se produciría en dominio 2

Obsérvese que $r = 0$ equivale a que los momentos de diseño (ELU) puedan obtenerse directamente del análisis lineal sin redistribución. Si esto es así, deberá cumplirse que la profundidad x de la fibra neutra en el agotamiento de cualquier sección se mantenga por debajo de 0,45*ál*, es decir $\xi \leq 0{,}45$. Esta condición de ductilidad es la misma que recoge el Código Modelo [3] para poder aplicar el análisis estructural lineal sin redistribución en las comprobaciones de ELU en secciones de hormigón armado con resistencia $f_{ck} \leq 35$ MPa y armadas con aceros de alta ductilidad. En lo que respecta a la tipología estructural, la Instrucción continua limitando la aplicación del procedimiento de análisis con redistribución limitada a vigas y placas unidireccionales y dinteles de entramados sensiblemente intraslacionales, quedando excluidos en este último caso los soportes, cuyos momentos se determinarán sin redistribución.

La modificación de los criterios de ductilidad exigidos por la Instrucción española para las secciones críticas puede entenderse como fruto de la voluntad de armonización con el Código Modelo y con el Eurocódigo 2 [4]. En el caso de esta última norma la redistribución limitada está condicionada a que se cumpla la siguiente inecuación:

$$\begin{aligned} &\delta \geq 0{,}44 + 1{,}25 \cdot \frac{x}{d} = 0{,}44 + 1{,}25 \cdot \xi \\ &\delta \geq 0{,}8 \quad \text{con armaduras de clase A} \\ &\delta \geq 0{,}7 \quad \text{con armaduras de clases B y C} \end{aligned} \qquad (8)$$

donde δ es el cociente entre los valores del momento flector tras la redistribución y el momento flector obtenido en el análisis lineal. La Ecuación (8) es aplicable a secciones construidas con hormigones convencionales ($f_{ck} \leq 50$ MPa). Las clases de armaduras se definen en el Anejo C del Eurocódigo 2. Como los aceros B400S y B500S entran dentro de la clase A, mientras que los de alta ductilidad entran dentro de la clase C, y dado que $\delta = (100 - r)/100$ se comprueba que ambas Ecuaciones (7) y (8) conducen a los mismos resultados.

De hecho, el caso de análisis lineal sin redistribución corresponde a $\delta = 1$ y, al igual que la EHE-08, conduce a que se cumpla $\xi \leq 0{,}448 \approx 0{,}45$. Para el caso de hormigones de alta resistencia, el Eurocódigo 2 recoge una ecuación análoga a la Ecuación (8) pero con distintas constantes, una de las cuales depende además de la deformación última del hormigón (ε_{cu}). El Eurocódigo 2 condiciona el empleo del análisis lineal con redistribución limitada a vigas y losas sometidas predominantemente a flexión y que presenten relaciones de entre 0,5 y 2 entre las longitudes de vanos adyacentes. En el caso de entramados, la redistribución es aplicable a los momentos de los dinteles pero no a los de los soportes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

El Código Modelo también limita el procedimiento de redistribución a las vigas de directriz recta situadas en un plano horizontal, excluyendo a los soportes; sin embargo, va más allá que el Eurocódigo al establecer límites de redistribución diferentes, según se trate de estructuras traslacionales o intraslacionales:

- $\delta \geq 0{,}75$ ($r \leq 25\%$) en los casos de vigas continuas y pórticos intraslacionales
- $\delta \geq 0{,}90$ ($r \leq 10\%$) en los pórticos traslacionales

Por otro lado, la norma norteamericana ACI 318-08 [5] también limita el porcentaje de redistribución r al 20% y su valor es proporcional a la deformación unitaria de la armadura de tracción A_{s1}, que no deberá ser inferior al 7,5‰:

$$r = 1000 \cdot |\varepsilon_{s1}| \qquad \text{con } 0{,}0075 \leq |\varepsilon_{s1}| \leq 0{,}020 \tag{9}$$

Si se rescribe la Ecuación (9) en función de la profundidad adimensional de la fibra neutra, se obtiene:

$$r = 1000 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (d - x) = 1000 \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{1}{\xi} - 1 \right) \tag{10}$$

Donde ε_{cu} es la máxima deformación de compresión del hormigón en la sección que, de acuerdo con la ACI 318-08, toma el valor 0,003. Por lo tanto, el porcentaje de redistribución en la ACI 318-08 será:

$$r = \frac{3}{\xi} - 3 \tag{11}$$

Al contrario que los reglamentos europeos, la norma norteamericana no hace una mención explícita del tipo de estructura a la hora de definir la aplicabilidad del análisis con redistribución limitada.

Volviendo al criterio de la Instrucción EHE-08, el control de la profundidad de la fibra neutra en el agotamiento equivale a definir un *momento frontera* según el grado de distribución aplicado en el análisis. El momento frontera adimensional μ_f se calcula mediante:

$$\mu_f = 0{,}8 \cdot \xi_f \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi_f) \tag{12}$$

siendo ξ_f la profundidad adimensional frontera para ese grado de redistribución (p. ej. $\xi_f = 0{,}288$ para $r = 20\%$). Si el flector de cálculo supera μ_f, las ecuaciones adimensionales de dimensionamiento tendrán la forma siguiente:

- sin redistribución ($r = 0$), si $\mu_d > \mu_f = 0{,}295$:

$$\begin{cases} \omega = 0{,}360 + \omega' \\ \omega' = \dfrac{\mu_d - 0{,}295}{1 - \delta'} \end{cases} \tag{13}$$

- con $r = 10\%$, si $\mu_d > \mu_f = 0{,}251$:

$$\begin{cases} \omega = 0{,}294 + \omega' \\ \omega' = \dfrac{\mu_d - 0{,}251}{1 - \delta'} \end{cases} \tag{14}$$

- con $r = 20\%$, si $\mu_d > \mu_f = 0{,}204$:

$$\begin{cases} \omega = 0{,}230 + \omega' \\ \omega' = \dfrac{\mu_d - 0{,}204}{1 - \delta'} \end{cases} \tag{15}$$

- con $r = 30\%$, si $\mu_d > \mu_f = 0{,}153$:

$$\begin{cases} \omega = 0{,}166 + \omega' \\ \omega' = \dfrac{\mu_d - 0{,}153}{1 - \delta'} \end{cases} \tag{16}$$

La Ecuación (14) correspondiente a $r = 10\%$ se incluye por ser éste el grado de redistribución máximo admitido para estructuras traslacionales en el Código Modelo, admitiéndose el empleo de las Ecuaciones (15) y (16) sólo para estructuras sensiblemente intraslacionales tal y como dice la EHE-08. La Tabla 1 da, en función de r, el canto útil mínimo para dimensionar en flexión pura, entendiéndolo como aquel que evita la necesidad de dimensionar armaduras longitudinales de compresión. Curiosamente, la expresión del canto mínimo cuando se elige $r = 10\%$ es la misma que la que recomendaban, en el ámbito de la EHE-98, algunos autores (Jiménez Montoya, García Meseguer y Morán Cabré [6]) para el dimensionamiento de secciones analizadas sin redistribución. La equivalencia es puramente fortuita y se debe a que, aunque la recomendación se basaba en el Eurocódigo 2 ($x \leq 0{,}45d$ para $r = 0$), la nueva EHE-08 introduce el factor de cansancio α_{cc} en la definición de la resistencia de cálculo f_{cd}, al contrario de como se planteaba en el texto derogado.

En cualquier caso, las Ecuaciones (13)-(16) permiten apreciar claramente que el diseño del armado de una sección y, más concretamente, la diferencia ($\omega - \omega'$) entre las capacidades mecánicas de las armaduras principales, condiciona el grado de redistribución que puede aplicarse. Los comentarios de la Comisión Permanente al artículo 21º de la EHE-08 recogen unas ecuaciones para la diferencia ($\omega - \omega'$), en función de la profundidad x, que son ligeramente más conservadoras que las propuestas en este punto. Por otro lado, las Ecuaciones (13)-(16) asumen que la armadura A_{s2} se deforma lo suficiente para aprovechar su capacidad mecánica. En los casos de secciones de hormigón de resistencia $f_{ck} \leq 50$ MPa y que se agotan en dominio 3, la deformación ε_{s2} de la armadura de compresión es:

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d'}{x} = 0{,}0035 \cdot \frac{\xi - \delta'}{\xi} \tag{17}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Tabla 1. Valores mínimos del canto útil según el grado de redistribución

Diseño con $r = 0$	Diseño con $r = 10\%$	Diseño con $r = 20\%$	Diseño con $r = 30\%$
$d \geq 1{,}84 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{f_{cd} \cdot b}}$	$d \geq 2{,}00 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{f_{cd} \cdot b}}$	$d \geq 2{,}21 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{f_{cd} \cdot b}}$	$d \geq 2{,}45 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{f_{cd} \cdot b}}$

Tabla 2. Diseño sin redistribución / $\xi = 0{,}45$ cuando $\mu_d > 0{,}295$

Ecuaciones	Tipo de acero	Valores de κ			
		$\delta' = 0{,}05$	$\delta' = 0{,}10$	$\delta' = 0{,}15$	$\delta' = 0{,}20$
$\omega = 0{,}360 + \frac{\omega'}{\kappa} \quad \omega' = \frac{\mu_d - 0{,}295}{1 - \delta'} \cdot \kappa$ $\kappa = \frac{129 \cdot \varepsilon_{yd}}{0{,}45 - \delta'} \geq 1$	B400S	1	1	1	1
	B500S	1	1	1	1,12

Tabla 3. Diseño con redistribución de hasta el 10% / $\xi = 0{,}368$ cuando $\mu_d > 0{,}251$

Ecuaciones	Tipo de acero	Valores de κ			
		$\delta' = 0{,}05$	$\delta' = 0{,}10$	$\delta' = 0{,}15$	$\delta' = 0{,}20$
$\omega = 0{,}294 + \frac{\omega'}{\kappa} \quad \omega' = \frac{\mu_d - 0{,}251}{1 - \delta'} \cdot \kappa$ $\kappa = \frac{105 \cdot \varepsilon_{yd}}{0{,}368 - \delta'} \geq 1$	B400S	1	1	1	1,09
	B500S	1	1	1,05	1,36

Tabla 4. Diseño con redistribución de hasta el 20% / $\xi = 0{,}288$ cuando $\mu_d > 0{,}204$

Ecuaciones	Tipo de acero	Valores de κ			
		$\delta' = 0{,}05$	$\delta' = 0{,}10$	$\delta' = 0{,}15$	$\delta' = 0{,}20$
$\omega = 0{,}230 + \frac{\omega'}{\kappa} \quad \omega' = \frac{\mu_d - 0{,}204}{1 - \delta'} \cdot \kappa$ $\kappa = \frac{82{,}3 \cdot \varepsilon_{yd}}{0{,}288 - \delta'} \geq 1$	B400S	1	1	1,04	1,63
	B500S	1	1	1,29	2,03

Tabla 5. Diseño con redistribución de hasta el 30% / $\xi = 0{,}208$ cuando $\mu_d > 0{,}153$

Ecuaciones	Tipo de acero	Valores de κ			
		$\delta' = 0{,}05$	$\delta' = 0{,}10$	$\delta' = 0{,}15$	$\delta' = 0{,}20$
$\omega = 0{,}166 + \frac{\omega'}{\kappa} \quad \omega' = \frac{\mu_d - 0{,}153}{1 - \delta'} \cdot \kappa$ $\kappa = \frac{79{,}1 \cdot \varepsilon_{yd}}{0{,}208 - \delta'} \geq 1$	B400SD	1	1,27	2,37	No recomendable
	B500SD	1,09	1,59	2,96	

y el parámetro adimensional κ que aparece en la Ecuación (1) puede calcularse como:

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{s2}} = \frac{285{,}7 \cdot \xi \cdot \varepsilon_{yd}}{\xi - \delta'} \geq 1 \qquad (18)$$

Esta formulación permite detectar convenientemente aquellas situaciones en las que no sería correcto asumir que la armadura principal A_{s2} alcanza íntegramente su capacidad mecánica. En concreto, si el recubrimiento mecánico de la armadura de compresión es suficientemente grande con respecto al canto útil y si la profundidad de la fibra neutra en rotura está limitada a un valor bajo, puede que A_{s2} no llegue a plastificar en rotura y entonces $\kappa > 1$. La ductilidad de la sección no dependerá entonces de la diferencia de capacidades $(\omega - \omega')$ sino de $(\omega - \omega' / \kappa)$, hecho que se tiene en cuenta en las ecuaciones que se reformulan en las Tablas 2-5, las cuales son representadas gráficamente a través de ábacos adimensionales en las Figuras 2-5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

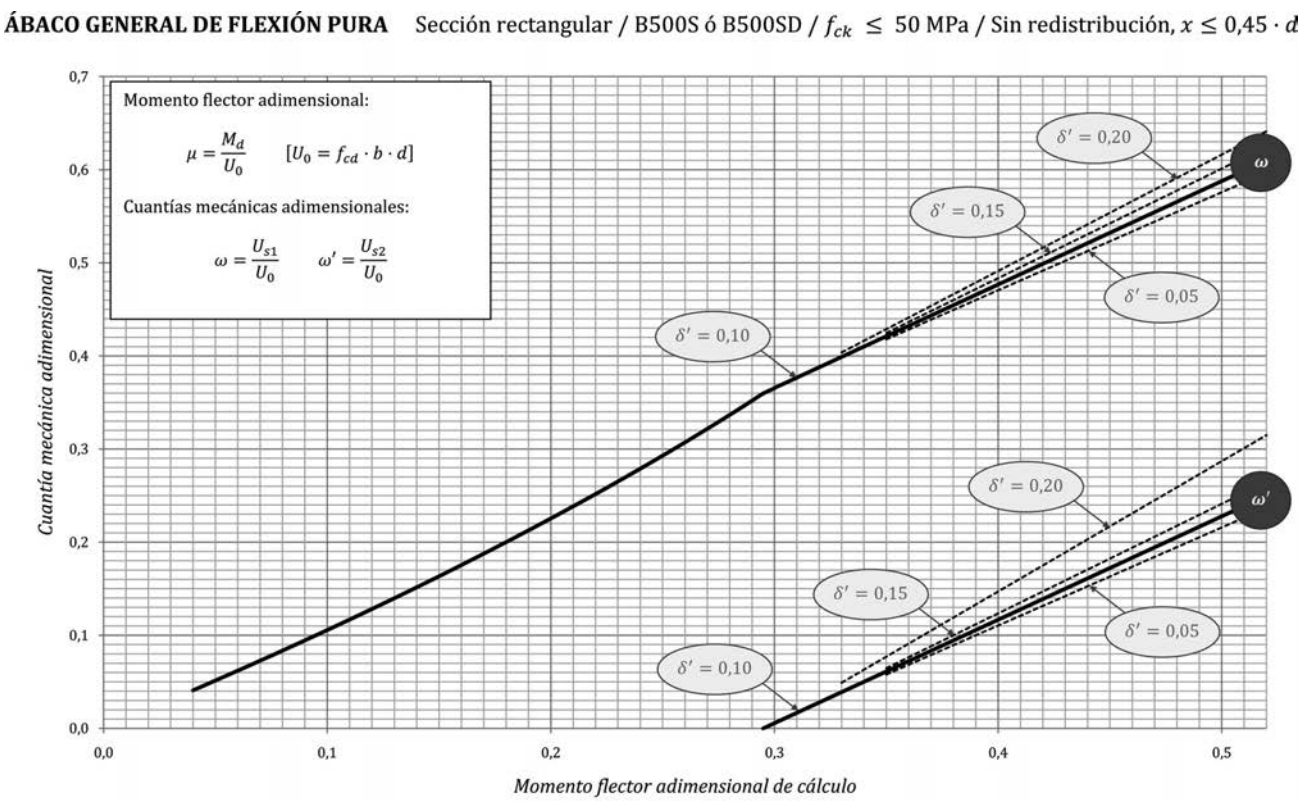


Figura 2. Ábaco general de flexión pura válido para análisis lineal sin redistribución

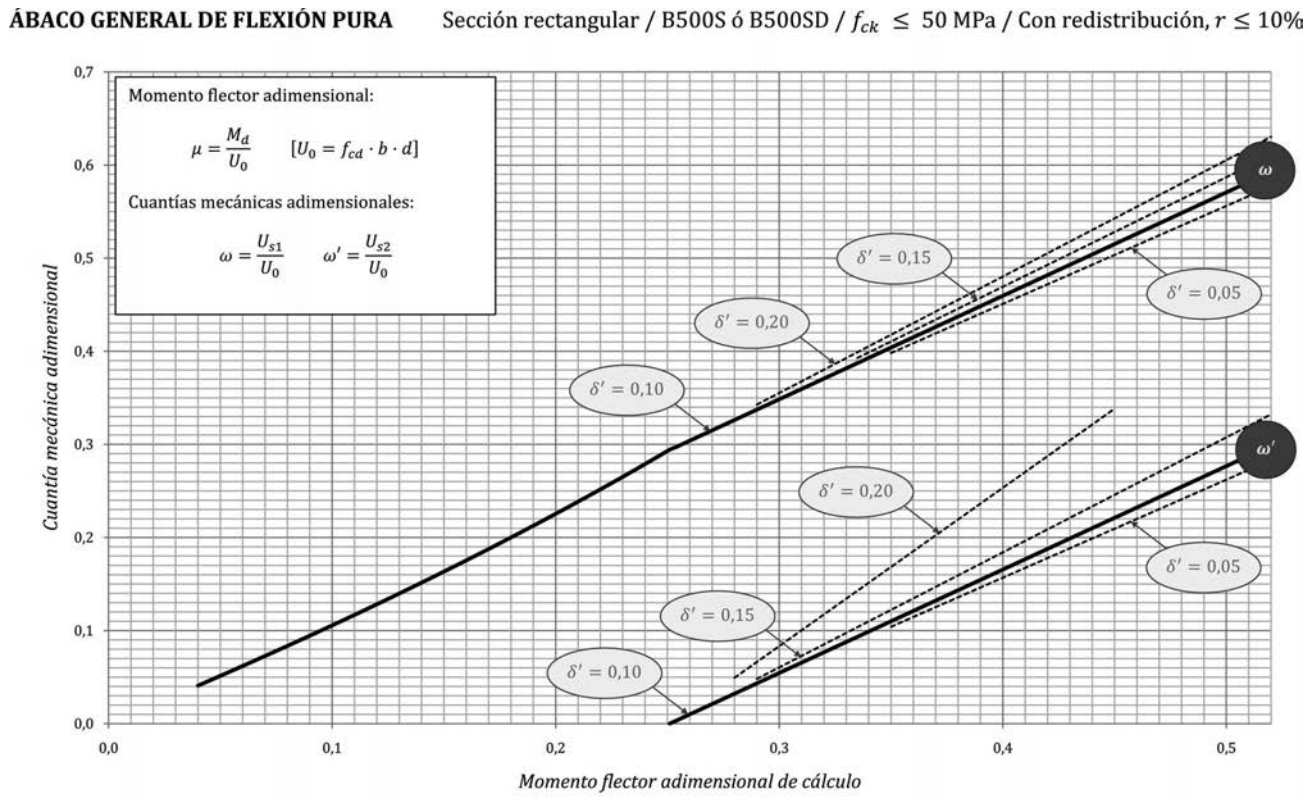


Figura 3. Ábaco general de flexión pura válido para análisis con redistribución r = 10%

La observación "No recomendable" que se recoge en la Tabla 5 para los casos en los que el recubrimiento mecánico de la armadura principal de compresión es $d' = 0{,}20d$ se debe al problema de la posible falta de plastificación en dicha armadura: tal y como indica dicha tabla, si el momento de cálculo se obtiene de un análisis con r = 30%, la profundidad adimensional ξ de la fibra neutra en rotura se limita a poco más de 0,20 ; por lo tanto, el acero de la armadura principal A_{s2} tendría una deformación unitaria práctica-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

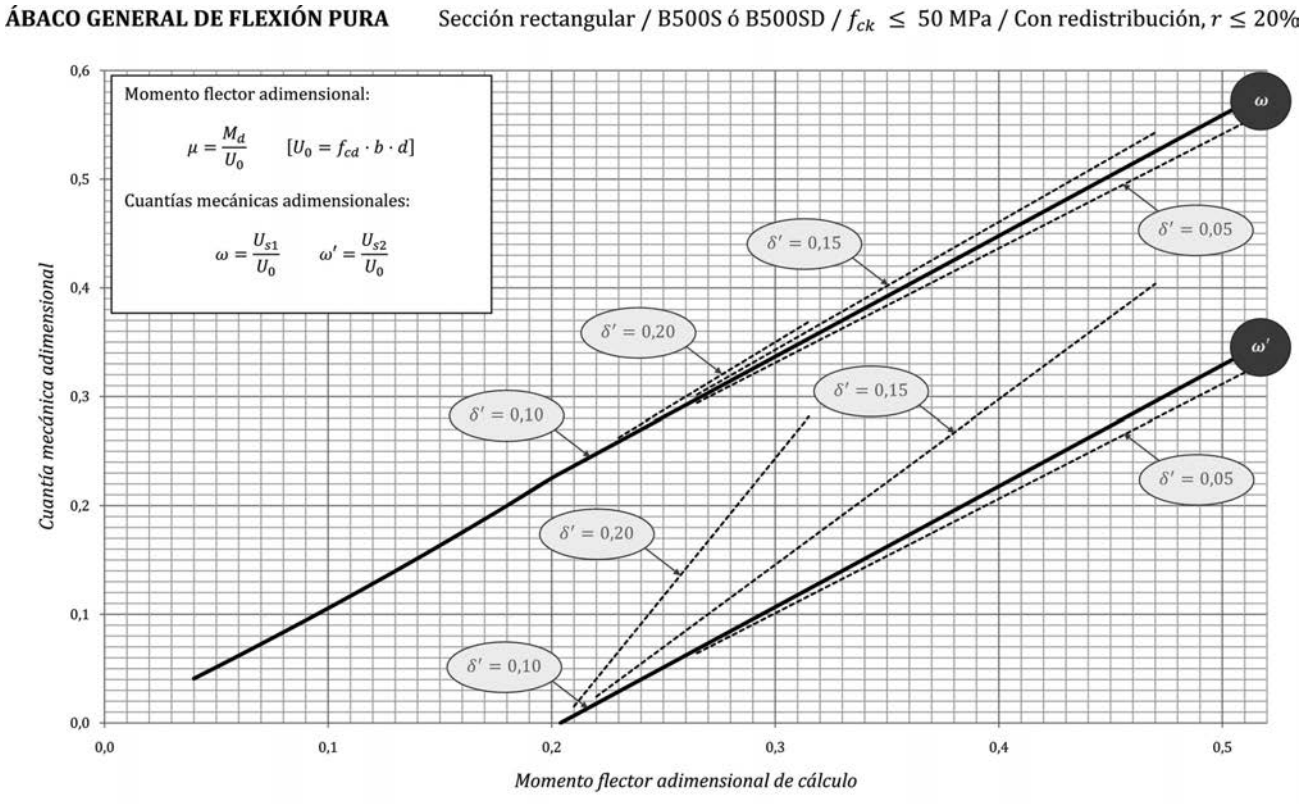


Figura 4. Ábaco general de flexión pura válido para análisis con redistribución r = 20%

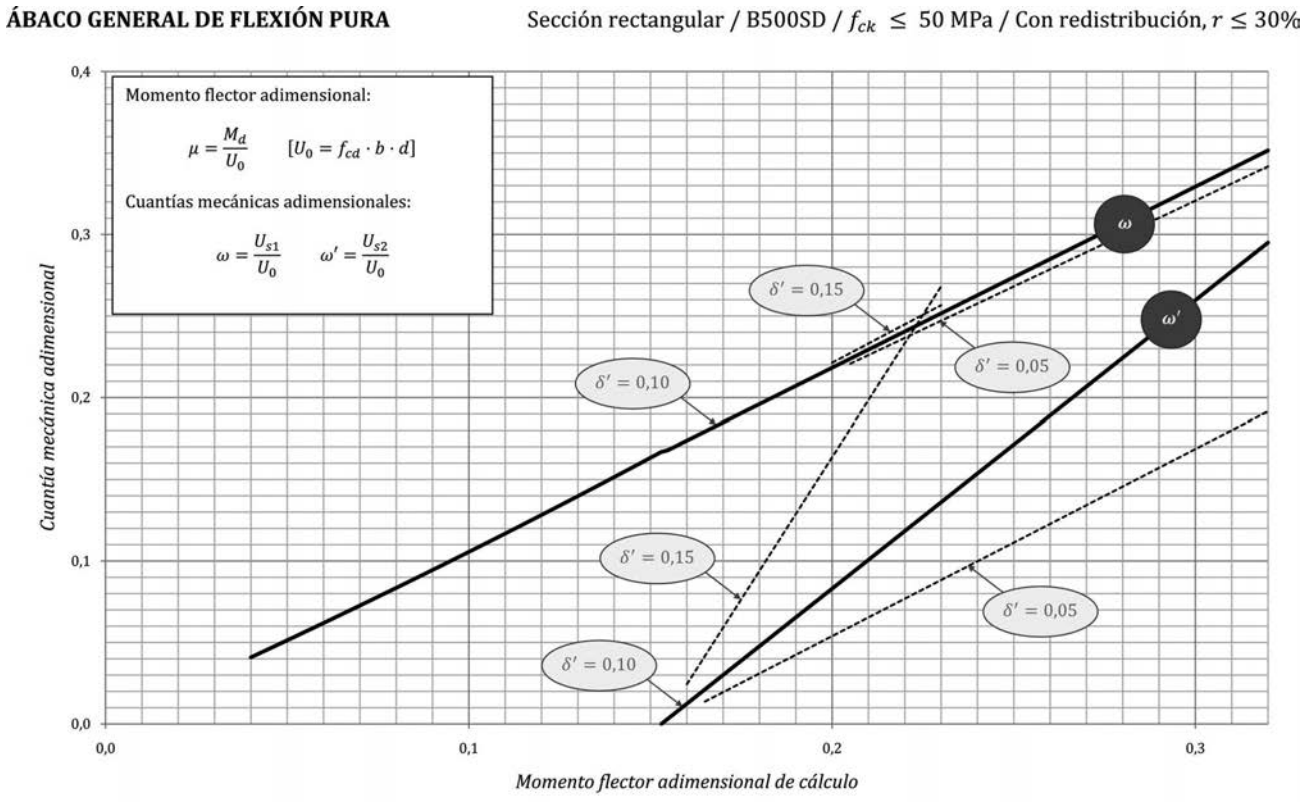


Figura 5. Ábaco general de flexión pura válido para análisis con redistribución r = 30%

mente nula y no sería efectivo para el control de la ductilidad de las secciones críticas cuando el momento flector adimensional μ_d superase el valor 0,153. De hecho, los ábacos adimensionales permiten apreciar que, a medida que se incrementa el porcentaje r de redistribución de momentos, cobra mayor importancia el recubrimiento mecánico d' de la armadura de compresión (a través del parámetro δ'). Piénsese en una viga plana de edificación de canto 30 cm con recubrimiento mecánico de 4 cm ($\delta' \approx 0{,}15$);

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

obsérvese en la Figura 5 que si se aplicase un análisis con redistribución $r = 30\%$ podría llegar a necesitarse un armado simétrico ($U_{s1} = U_{s2}$) en flexión pura para un momento flector adimensional $\mu_d \approx 0{,}225$. Y para momentos superiores habría de disponerse una armadura de mayor capacidad mecánica en la cara comprimida.

Con el objetivo de incidir en la problemática que pudieran presentar las vigas planas, así como para ilustrar la aplicación de las ecuaciones presentadas, se recoge a continuación un supuesto práctico de diseño.

3. SUPUESTO PRÁCTICO

Se desea dimensionar el armado longitudinal de una viga plana para un forjado de edificación de canto 20+4 cm y ancho de 80 cm, construida *in situ* con HA-30 y armaduras B-500S. Para el cálculo de momentos se idealiza como viga continua de tres vanos iguales de 5,5 m. La carga permanente, que incluye el peso propio de la viga y del forjado, los acabados y la tabiquería, se estima en 34,8 kN/m y la sobrecarga de uso es 12 kN/m. No se considera alternancia de cargas.

La exposición corresponde a clase general I, por tratarse de un elemento protegido de la intemperie. Si se emplea cemento Pórtland, el recubrimiento mínimo para una vida útil de 50 años es 15 mm; por otro lado, si el nivel de control de la ejecución es normal, el recubrimiento nominal será 25 mm. De forma simplificada, se van a suponer iguales los recubrimientos mecánicos de las armaduras superior e inferior. Estimando que la armadura transversal esté formada por cercos de Ø6 mm y que se empleen redondos longitudinales Ø16 mm, el recubrimiento mecánico será 39 mm. Por lo tanto, tomando $d' \approx 40$ mm, el canto útil será $d = 200$ mm y se obtendrá el valor de $\delta' = 0{,}20$.

La Tabla 6 recoge los resultados del dimensionamiento de la viga en los supuestos de análisis sin redistribución de momentos y de análisis con redistribución limitada, con $r = 10\%$ y con $r = 20\%$. Dado

Tabla 6. Dimensionamiento del armado longitudinal de viga plana de 3 vanos iguales

		Flexión positiva en vano extremo	Flexión negativa sobre apoyo intermedio	Flexión positiva en vano intermedio
ANÁLISIS SIN REDISTRIB.	Armado superior	(M) 4Ø10 (1,64‰ de A_c)	(C) 14Ø16 → s ≈ 39 mm ($\omega = 0{,}383 > \omega_{cál} = 0{,}375$)	(M) 4Ø10 (1,64‰ de A_c)
	Armado inferior	(C) 11Ø16 ($\omega = 0{,}301 > \omega_{cál} = 0{,}287$)	(C) $\omega'_{cál} = 0{,}017$ (M) $\omega' = 0{,}072$ ($^1/_4$ de la de positivos del vano extr.) →(4Ø12 son insuficientes)	(C) 4Ø16 ($\omega = 0{,}109 > \omega_{cál} = 0{,}080$)
	Croquis			
ANÁLISIS CON REDISTRIB. $r = 10\%$	Armado superior	(C) 4Ø12 ($\omega' = 0{,}062 > \omega'_{cál} = 0{,}012$)	(C) 12Ø16 → $s \approx 49$ mm ($\omega = 0{,}328 > \omega_{cál} = 0{,}326$)	(M) 4Ø10 (1,64‰ de A_c)
	Armado inferior	(C) 12Ø16 ($\omega = 0{,}328 > \omega_{cál} = 0{,}303$)	(C) $\omega'_{cál} = 0{,}044$ (M) $\omega' = 0{,}076$ ($^1/_4$ de la de positivos del vano extr.) → 4Ø16 (4Ø12 son insuficientes)	(C) 5Ø16 ($\omega = 0{,}137 > \omega_{cál} = 0{,}114$)
	Croquis			
ANÁLISIS CON REDISTRIB. $r = 20\%$	Armado superior	(C) 7Ø16 ($\omega' = 0{,}191 > \omega'_{cál} = 0{,}170$)	(C) 11Ø16 → s ≈ 56 mm ($\omega = 0{,}301 > \omega_{cál} = 0{,}282$)	(M) 4Ø10 (1,64‰ de A_c)
	Armado inferior	(C) 12Ø16 ($\omega = 0{,}328 > \omega_{cál} = 0{,}314$)	(C) $\omega'_{cál} = 0{,}106$ (M) $\omega' = 0{,}079$ ($^1/_4$ de la de positivos del vano extr.) → 4Ø16 ($\omega' = 0{,}109$)	(C) 6Ø16 ($\omega = 0{,}164 > \omega_{cál} = 0{,}149$)
	Croquis			

(C) Armadura necesaria por cálculo
(M) Armadura necesaria por montaje o para cumplir disposiciones constructivas

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

el valor de δ' no se ha considerado la posibilidad de obtener los momentos aplicando un porcentaje $r = 30\%$, ya que, para las cargas aplicadas, las secciones críticas de esta viga necesitarían armadura de compresión para el control de la profundidad x.

Se han seguido los siguientes criterios para definir el armado de las secciones:

- Sólo se disponen redondos aislados y no se agrupan.
- Se ha considerado la posibilidad de emplear redondos de Ø10 mm, pero si existen armaduras longitudinales en compresión que sean tenidas en cuenta en los cálculos, éstas deberán ser de, al menos, 12 mm de diámetro (art. 42º de la EHE-08).
- La separación entre armaduras longitudinales no deberá ser superior a 30 cm (art. 42º), lo que obliga en este caso a disponer, al menos, 4 redondos en cada armadura principal.
- Se debe prolongar hasta los apoyos intermedios al menos la cuarta parte de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo (art. 69º).

La separación s consignada en la Tabla 6 se refiere a la distancia libre horizontal entre dos armaduras longitudinales consecutivas. Obsérvese que en la sección de mayor flexión negativa según el análisis lineal sin redistribución, dicha separación s cumple con los valores mínimos consignados en la Instrucción EHE-08 (art. 69º) siempre que se empleen áridos con un tamaño máximo D inferior a 30 mm. No obstante, de acuerdo con la recomendación de la "Guía de Aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural: Edificación" [7], no es aconsejable que la distancia libre entre dos barras consecutivas sea inferior a 5 cm, para facilitar así la compactación por vibrado. Dado que además se trata de la armadura superior, esta observación cobra mayor importancia; sí que es cierto que podrían agruparse los redondos de dos en dos, pero ello obligaría a incrementar las longitudes de anclaje en el despiece de la armadura superior. Como también puede observarse, al cumplir la regla de continuar hasta el apoyo intermedio al menos la cuarta parte de la armadura inferior para resistir el máximo momento de positivos del vano adyacente, se dispone sobre dicho apoyo de una armadura inferior de compresión cuya contribución, de ser tenida en cuenta, podría servir para el control de la profundidad x de la fibra neutra.

El dimensionamiento de acuerdo con un análisis con redistribución $r = 10\%$, permite reducir la armadura superior sobre el apoyo intermedio, facilitando así la puesta en obra (la distancia libre se reduce prácticamente a 5 cm); además, la armadura inferior no se incrementa respecto del caso anterior. Como contrapartida está el hecho de que en las secciones de mayor flexión positiva de los vanos extremos se hace necesario tener en cuenta la armadura superior en los cálculos, con lo que ya no se pueden emplear redondos de Ø10 mm. No obstante, el empleo de un diámetro nominal tan fino en la armadura superior podría ser discutible, dado que los operarios pueden pisar sobre la ferralla armada una vez montada en los encofrados durante la ejecución.

Finalmente, el análisis con redistribución $r = 20\%$ conduce a que las secciones de mayor flexión positiva a lo largo de la viga necesiten una armadura de compresión muy superior a los ejemplos anteriores y, por lo tanto, se trata de un diseño menos económico.

4. CONCLUSIONES

La inclusión en la EHE-08 de una formulación que permite modificar el porcentaje de redistribución de momentos en función del control de la profundidad x de la fibra neutra es una aportación importante que sitúa a la Instrucción española al mismo nivel de otras normas internacionales, en lo que respecta a este procedimiento de análisis estructural. Para momentos flectores suficientemente grandes, el control de la profundidad x puede depender de un adecuado dimensionamiento de la armadura principal de compresión A_{s2}. En muchos casos ello no supone incrementar el consumo de acero, ya que las reglas de armado de la Instrucción española obligan, en determinadas circunstancias, a disponer una armadura principal no despreciable en la cara de compresión. Por ejemplo, se ha visto que en el caso de las vigas continuas y dinteles de entramados, debe prolongarse la armadura inferior hacia los apoyos intermedios con una capacidad de, por lo menos, la cuarta parte de la necesaria para resistir los momentos positivos de los vanos adyacentes. Además, la armadura de compresión (sea en flexión positiva o negativa) es también necesaria en las secciones críticas susceptibles de albergar una rótula plástica de las vigas de estructuras de hormigón sometidas a acciones sísmicas, calculadas con ductilidad alta o muy alta. Como es sabido, la redistribución limitada de momentos permite compensar o equilibrar las leyes de momentos flectores y aligerar el armado superior de las vigas y forjados en las secciones que absorben elevados momentos de flexión negativa, lo que facilita la puesta en obra y conduce, en determinadas circunstancias, a diseños de armado con mejor aprovechamiento.

Por otro lado, las ecuaciones de dimensionamiento que se han presentado han puesto de manifiesto que, cuando la relación entre el recubrimiento de la armadura principal de compresión d' y el canto útil d de la sección sea elevada, puede que el acero de la armadura A_{s2} no llegue a plastificar en rotura y, por lo tanto, deberá dimensionarse de acuerdo con las ecua-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

ciones que se presentan en las Tablas 2-5. En el caso de vigas planas, esta circunstancia cobra especial relevancia y puede hacer desaconsejable el plantear su diseño con momentos de cálculo obtenidos de un análisis lineal con un alto porcentaje de redistribución.

REFERENCIAS

[1] MINISTERIO DE FOMENTO. *EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural.* Madrid, 2008. 722 p.

[2] MINISTERIO DE FOMENTO. *EHE-98. Instrucción de Hormigón Estructural.* Madrid, 1998. 476 p.

[3] COMITÉ EUROPEO DEL HORMIGÓN. *Código modelo CEB-FIP 1990.* Madrid: GEHO-CEB, 1995. 575 p.

[4] COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN, CEN. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.* Bruselas, 2004. 225 p.

[5] ACI COMMITTEE 318. *ACI 318-08. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.* Farmington Hills, MI, 2008. 473 p.

[6] JIMÉNEZ MONTOYA P., GARCÍA MESEGUER A. y MORÁN CABRÉ F. *Hormigón Armado.* 14ª ed. Barcelona: Gustavo Gili, 2001. 844 p.

[7] MINISTERIO DE FOMENTO. *Guía de Aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural: Edificación.* Madrid, 2002. 621 p.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Estudio del comportamiento mecánico y frente a corrosión de armaduras pasivas de acero revestidas con resina epoxi

Study of mechanical behaviour and durability of reinforcing bars fusion-bonded to an epoxy coating

Manuel Fernández-Cánovas[1], Jaime C. Gálvez[2] y Patxi Goicolea Marin[3]

Recibido | *Received:* 12-03-2010
Aceptado | *Accepted:* 30-04-2010

Resumen

La Instrucción EHE-08 prevé una vida útil para las estructuras de hormigón armado habituales de 50 ó 100 años. En ambientes en los que el hormigón esté expuesto a la acción de cloruros el recubrimiento de la armadura necesario resulta excesivo, por lo que se recomienda el empleo de medidas especiales de protección de la armadura frente a corrosión. Una medida eficaz es el revestimiento de la armadura con resina epoxi. Esta solución plantea dos dudas: 1) la eficacia real de la protección frente a la corrosión, y 2) la posible alteración de la adherencia acero-hormigón. Este artículo presenta los resultados de los ensayos de corrosión acelerada y arrancamiento de barras ("pull-out") de estas barras y los compara con los obtenidos con barras iguales no revestidas. Se han ensayado barras de diámetros 8, 16 y 25 mm. Además, en los ensayos de corrosión acelerada, se ha estudiado la influencia de los defectos en la capa de resina epoxi, producidos por golpes en la superficie, así como la eficacia de la posible reparación en obra. Los resultados obtenidos muestran la gran eficacia de este tipo de protección frente a los ensayos de corrosión acelerada y la prácticamente nula influencia que tiene la capa de resina epoxi en los resultados de los ensayos de arrancamiento.

Palabras clave: corrosión, adherencia, durabilidad, epoxi, armadura, cloruro.

*Abstract**

Spanish Concrete Instruction EHE-08 prescribes 50 and 100 years for the working life of the reinforced concrete structures. Chloride attack requires excessive thickness of the concrete cover and it is recommended alternative ways to protect the bars. To coat the bars with a fusion-bonded epoxy is a promising alternative. Two doubts are associated to this solution: 1) effectiveness of the epoxy coat against accelerated corrosion tests, and 2) alteration of the bond between reinforced bar and concrete in the pull-out test. This work presents the experimental results of accelerated corrosion and pull-out tests of reinforced bars coated fusion-bonded epoxy. The tests were performed with bars of 8, 16 and 25 mm diameter. Moreover, the influence of localized damage on the epoxy coated in the corrosion accelerated test was studied, and even the effectiveness of the in situ reparation. The results show a great effectiveness of the epoxy coat against the accelerated corrosion tests and practically null influence in the pull out results.

Keywords: *corrosion, bond, durability, epoxy, reinforcement bar, chloride attack.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 110 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

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

Persona de contacto / *Corresponding author:* jaime.galvez@upm.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

La Instrucción EHE-08 [1] establece una vida útil de proyecto de 50 ó 100 años para las estructuras de hormigón armado habituales. En ambientes con cloruros (clases generales de exposición III y IV) en los que el proceso predominante de deterioro es por corrosión de la armadura, se deberían emplear recubrimientos de la armadura cuyo espesor es técnicamente inviable. En estos casos se deben adoptar medidas especiales de protección frente a la corrosión de la armadura. Además, la adopción de estas medidas permite disponer de un recubrimiento mínimo reducido para las clases generales de exposición III y IV. Entre los métodos de protección especial de la armadura cabe destacar [2, 3]:

- En el hormigón: aplicación de revestimientos superficiales y uso de inhibidores de corrosión (en masa o migratorios).

- En la armadura: uso de acero inoxidable, galvanizado de las barras, recubrimiento con resina epoxi, protección catódica.

El presente trabajo se centra en estudiar la eficacia de la protección de la armadura mediante el recubrimiento con resina epoxi. Este procedimiento de protección se empezó a usar hace más de 30 años en los Estados Unidos y Canadá [3], con la finalidad de frenar los efectos de la corrosión en tableros de puentes situados en ambientes agresivos y especialmente frente a las sales fundentes. Hace aproximadamente 20 años se promovió en Alemania el uso de recubrimientos de PVC para las barras de armar, en lugar de resinas epoxi [3]. El intento fracasó debido a la baja resistencia de estos revestimientos frente a los medios alcalinos y a su escasa adherencia al hormigón [3].

La eficacia de la protección de la resina epoxi frente a la corrosión se ha visto cuestionada por el deterioro que han sufrido algunas estructuras construidas en ambiente marino y en zonas con elevado uso de sales fundentes en los años 70 [4-6]. Sin embargo, el análisis de las barras corroídas ha mostrado deficiencias en la aplicación y adherencia de la capa de resina epoxi. Hoy día estas dificultades parecen completamente superadas [3, 7-9] y este tipo de protección se emplea, con resultados satisfactorios, cuando la agresividad del medio ambiente así lo aconseja. La Figura 1 muestra el empleo de este tipo de protección en el puente de los Dos Hermanos en la Bahía del Condado, en San Juan de Puerto Rico, actualmente en construcción.

Un aspecto importante a tratar es el posible detrimento de la adherencia acero-hormigón por la presencia de una capa intermedia, la resina epoxi, de propiedades mecánicas inferiores a las del acero y hormigón y mucho más deformable. ACI 318 [10] especifica una longitud de anclaje 1,20 veces superior a la correspondiente a la barra sin recubrimiento. Sin embargo, estudios recientes muestran que espesores de la capa de resina epoxi de 200-300 micras no penalizan la adherencia [11, 12], y que sí lo hacen recubrimientos de espesor superior a 500 micras. Se acepta [13] que un recubrimiento de 200 micras alcanza un óptimo entre durabilidad y exigencias mecánicas, en particular de adherencia acero-hormigón. Algunos investigadores [3] proponen la adición de arena de sílice a la resina epoxi para incrementar, mediante rugosidad superficial, la adherencia con el hormigón.



Figura 1. Barras corrugadas recubiertas de resina epoxi en el puente de los Dos Hermanos, San Juan de Puerto Rico

El procedimiento de aplicación del recubrimiento de resina epoxi, las características mecánicas y químicas de la resina y el espesor mínimo están normalizados [14, 15].

En España apenas hay experiencia en el uso de la protección con resina epoxi de las barras de armadura del hormigón y, a pesar de los estudios arriba citados, aún hay dudas acerca de la eficacia de esta protección. De hecho la Instrucción EHE-08 [1] no la cita de forma explícita al enumerar las medidas especiales de protección de las armaduras frente a la corrosión (art. 37.2.4.1), mientras que por ejemplo ACI-318 [10] la contempla en el cálculo desde hace muchos años.

El recubrimiento de resina epoxi aísla y protege la barra del ambiente agresivo. La eficacia de la protección está relacionada con el espesor de la capa de resina. Un espesor inferior a 250 micras no garantiza una impermeabilidad completa frente al oxígeno y la humedad, aunque reduce de forma considerable su difusión si el espesor es mayor de 130 micras. La resina epoxi es muy impermeable a los iones de cloruro. Sin embargo, la resina epoxi es porosa por lo que se debe elegir un espesor de recubrimiento adecuado y cuidar su aplicación para evitar grietas y despegues [3].

El recubrimiento de resina epoxi muestra buena resistencia en los medios alcalinos y si está bien aplicada tiene una buena durabilidad. Los estudios realizados por la US Federal Highway Administration de Estados

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Unidos [16, 17] han mostrado la eficacia de la protección de la armadura con resina epoxi en puentes con veinte años de antigüedad en zonas sometidas a un fuerte ataque por cloruros. No se ha documentado la eficacia de la protección en estructuras de edad superior, salvo los casos antes citados en los que había defectos de aplicación o construcción, probablemente por falta de experiencia previa.

Este artículo presenta los resultados de los ensayos de corrosión acelerada y arrancamiento de barras ("pull out") de estas barras y los compara con los obtenidos con barras iguales no revestidas. Se han ensayado barras de diámetros 8, 16 y 25 mm. Además, en los ensayos de corrosión acelerada, se ha estudiado la influencia de los defectos en la capa de resina epoxi, producidos por golpes en la superficie, así como la eficacia de la posible reparación en obra.

2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

2.1. Material empleado

Se han ensayado barras corrugadas de acero B 500 SD, suministradas por un solo fabricante, con tres diámetros nominales: 8, 16 y 25 mm, cortadas a una longitud de 120 cm. El revestimiento de las barras empleadas en este estudio ha sido realizado por la compañía *3M* con el producto fabricado por la misma Scotchkote® 413. Se trata de una resina sólida de color verde suministrada en polvo que debe ser aplicada por un aplicador autorizado.

La aplicación del producto Scotchkote® 413 se realiza por pulverización con carga electrostática. En el proceso de revestimiento se procede previamente a una limpieza del acero mediante granallado, para posteriormente calentar las barras a una temperatura aproximada de 230ºC y aplicar mediante lluvia las partículas de polvo de resina epoxi cargado electrostáticamente sobre la superficie del acero. Las partículas del polvo se funden sobre la superficie para formar una película regular y uniforme. Una vez formada la misma, se procede a enfriar las barras de acero con agua. El resultado del citado proceso es un revestimiento uniforme libre de poros y grietas. La Figura 2 muestra una imagen de las barras de acero corrugado durante el proceso de aplicación de la resina epoxi.

Además de las barras revestidas de resina epoxi se han ensayado otras procedentes del mismo lote sin recubrimiento de resina epoxi.

2.2. Ensayos de caracterización de las barras

Estos ensayos tienen por finalidad determinar las propiedades mecánicas y geométricas de las barras ensayadas, tanto desnudas como revestidas de resina epoxi. Los ensayos realizados han sido de caracterización geométrica, de tracción, de doblado, y de medida del espesor del revestimiento de las barras.



Figura 2. Proceso de recubrimiento de las armaduras mediante aplicación de un spray cargado electrostáticamente

Ensayos de caracterización geométrica

Tuvieron como objeto medir las características geométricas de las corrugas de las barras de acero: su altura, inclinación y separación o paso.

La altura máxima de corruga transversal se ha determinado como la diferencia entre el diámetro de la barra en el punto más alto de la corruga y el diámetro en la base de la misma. Los resultados del ensayo para cada barra son la media ponderada de 3 determinaciones.

La determinación de la inclinación de las corrugas, así como el paso entre ellas, se ha realizado con un proyector de perfiles marca *Mitotuyo,* dotado con dos micrómetros con una resolución de 0,005 mm. Se han ensayado secciones de una longitud de 50 mm para los tres diámetros de barra: 8, 16 y 25 mm. La determinación se ha realizado en las barras revestidas con epoxi y en las barras sin revestir.

El paso se ha determinado como la distancia entre dos puntos homólogos de dos corrugas consecutivas de igual inclinación.

La separación entre corrugas ha sido determinada como la distancia mínima entre dos corrugas consecutivas.

Como ángulo de inclinación de las corrugas se ha tomado la media de las medidas entre tres corrugas consecutivas de igual inclinación.

Ensayos de tracción

Los ensayos de tracción se han realizado siguiendo la norma UNE-EN ISO 15630-1. Se han llevado a cabo en una máquina servo-controlada de 2.000 KN de capacidad, de clase I. La medida de la deformación se ha reali-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

zado con un extensómetro sobre una base de medida de 100 ó 200 mm, según el diámetro de la barra. Los datos de los ensayos se han registrado automáticamente con un programa informático.

Para cada uno de los diámetros de las barras se han ensayado cuatro barras: dos sin protección y otras dos con revestimiento epoxi.

Ensayos de doblado

Los ensayos de doblado se han realizado para analizar el comportamiento frente a fisuración del acero y del revestimiento epoxi, al aplicar a las barras un doblado de 180 grados. Los ensayos se han efectuado siguiendo la norma UNE-EN ISO 15630-1 y la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 [1].

El ensayo se ha realizado en una máquina de doblado-desdoblado, realizando un doblado de 180º, lo que es equivalente a una prueba de doblado-desdoblado.

El diámetro de los mandriles ha sido de 3*d* para diámetros de barra menores de 16 mm y de 6*d* para las barras de diámetro superior a 16 mm, siendo *d* el diámetro de la barra. Los diámetros de mandriles resultantes para las barras de 8, 16 y 25 mm fueron respectivamente de 24, 48 y 150 mm. Se ensayaron cuatro barras de cada diámetro: dos sin protección y otras dos con revestimiento epoxi.

Medida del espesor del revestimiento epoxi de las barras

Las medidas del espesor del revestimiento epoxi se realizaron sobre las secciones transversales cortadas de tres barras elegidas al azar, una para cada diámetro. Se utilizó un proyector de perfiles de la marca *Nikon*, modelo V12-B, con una precisión de 0,001mm.

Los cortes se realizaron con una sierra mecánica refrigerada y se midió el espesor del recubrimiento en 4 puntos equidistantes de la sección.

2.3. Ensayos de corrosión acelerada

Los ensayos de corrosión acelerada han tenido como objetivo estudiar el comportamiento de las barras revestidas de epoxi en un ambiente fuertemente corrosivo. La aceleración del proceso corrosivo se realizó por dos vías consecutivas: la primera añadiendo cloruro de calcio al hormigón durante el amasado del mismo a fin de incrementar el número de iones cloruro presentes, y la segunda mediante la aplicación de una diferencia de potencial de corriente continua que polarice de forma positiva a las barras de acero.

Para poder realizar comparaciones de la protección que ofrece frente a la corrosión el revestimiento de epoxi a las barras de acero con relación a las no revestidas, se fabricaron placas de hormigón en las que se embebieron barras desnudas, barras revestidas de epoxi, barras revestidas de epoxi a las que se habían practicado daños superficiales sobre la capa de protección y posteriormente se habían reparado con una pintura epoxi y barras con iguales daños superficiales pero sin reparar. Todas las barras estuvieron durante el ensayo sometidas a la misma diferencia de potencial, situadas equidistantemente, con lo que se aseguraban las mismas condiciones agresivas en ellas para su posterior comparación. Se fabricaron dos tipos de placas para cada diámetro de barra. Uno para seis barras y otro para cuatro barras.

Los moldes utilizados para confeccionar las placas de hormigón se construyeron con madera de pino, teniendo una longitud de 60 cm, una altura de 12,5 cm y una anchura variable de acuerdo con el número, diámetro y separación de las barras a ensayar. Tanto la cara anterior como la posterior de los moldes disponían de orificios de diámetro ligeramente superior al de las barras a fin de posicionarlas dentro de los mismos.

En los moldes de seis barras y para el mismo diámetro, se colocaron equidistantes dos barras desnudas, dos barras revestidas de epoxi y dos barras revestidas de epoxi a las que se les habían practicado daños superficiales en la capa de protección y posteriormente se habían reparado manualmente con resina epoxi Scotchkote® 413. En los moldes de cuatro barras y para cada diámetro, se colocaron equidistantes dos barras no revestidas de epoxi y dos barras revestidas de epoxi a las que se les habían practicado daños superficiales en la capa de protección y que no se repararon. En una de las dos barras revestidas de 8 mm de diámetro, se realizó intencionadamente un corte lineal de la capa de resina de unos 15 cm de longitud por medio de un puntero, no procediendo a su reparación a fin de observar el comportamiento del mismo después del ensayo.

La posición de las zonas dañadas en las barras se registró y fotografió para la posterior localización y evaluación de la corrosión después del ensayo.

Todas las barras tenían una longitud total de 80 cm, quedando embebidos en el hormigón 60 cm. Los 10 cm de cada barra que sobresalían por cada lado del molde fueron utilizados para las conexiones eléctricas.

El hormigón diseñado para las placas tenía una resistencia media de 25 N/mm^2 a los 28 días, determinada en probetas cilíndricas de 15x30 cm, y una consistencia líquida conseguida mediante un aditivo superplastificante. Al hormigón se le añadió cloruro cálcico a fin de obtener un 4% de iones cloruro que facilitasen el proceso de la corrosión. La dosificación por metro cúbico de hormigón se detalla en la Tabla 1.

El hormigón fue amasado en una amasadora planetaria de eje vertical de 100 l de capacidad.

Después de aplicar a los moldes dos manos de desencofrante se procedió al hormigonado y compactación del hormigón enrasándose la superficie superior con una

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Tabla 1. Dosificación del hormigón de las placas de ensayo de corrosión (por m³ de hormigón)

Componente	Contenido
Cemento CEM II/A-V 42.5R	350 kg
Arido fino (0-4 mm)	890 kg
Arido grueso (4-20 mm)	1.000 kg
Agua	150 kg
$CaCl_2$	2,81 kg
Superplastificante (Viscocrete 3425)	4,20 kg

regla metálica. Posteriormente se cubrieron con una tela de arpillera húmeda para curar al hormigón. El desmoldeo se realizó a las 24 horas manteniendo la protección de la arpillera húmeda hasta la edad de 28 días. A partir de esta edad se comenzó a aplicar la corriente eléctrica.

Cada placa fue conectada a una fuente de alimentación que suministraba una corriente continua, conectando el polo positivo a las barras de acero, y el polo negativo a una placa de plomo de las mismas dimensiones de la placa de hormigón, situada sobre una bayeta que se humedecía diariamente y que cubría totalmente la superficie del hormigón. Cada dos días se hicieron medidas tanto de intensidad como de diferencia de potencial de la corriente suministrada. Con esto se conseguía controlar que las fuentes de alimentación suministrasen una misma densidad de corriente de aproximadamente 70 $\mu A/cm^2$ para los distintos diámetros de las barras.

El ensayo tuvo una duración de 110 días, al cabo de los cuales las placas fueron destruidas a fin de extraer las barras para examinar su estado de corrosión.

2.4. Ensayos de adherencia (pull-out)

Los ensayos realizados fueron de arrancamiento (pull-out) siguiendo las recomendaciones RC 6 "Bond for Reinforcement Steel 2. Pull-out test" de RILEM.

Las barras de acero a ensayar se hormigonaron en bloques de hormigón de 25x25x25 cm^3 para las barras de 25 mm de diámetro, y de 20x20x20 cm^3 para las barras de 16 mm y 8 mm de diámetro. La longitud adherente fue en todos los casos de 5 veces el diámetro de cada barra, quedando parte de la barra fuera del bloque de hormigón. La tracción ejercida en el ensayo se efectuó desde el lado no adherido de la barra de acero, y los desplazamientos se midieron en el extremo adherido de la misma. La Tabla 2 detalla la dosificación del hormigón empleado en la confección de los bloques de anclaje.

Tabla 2. Dosificación del hormigón de los bloques de anclaje en el ensayo de arrancamiento (por m³ de hormigón)

Componente	Contenido
Cemento CEM II/A-V 42.5R	350 kg
Arido fino (0-4 mm)	890 kg
Arido grueso (4-20 mm)	1.000 kg
Agua	140 kg
Superplastificante (Viscocrete 3425)	4,55 kg

Para la determinación de la resistencia a compresión del hormigón a 7 y 28 días se confeccionaron probetas cilíndricas de 15x30 cm que se ensayaron hasta rotura en una prensa Ibertest de 1.500 kN de capacidad.

Los ensayos de arrancamiento (pull-out) fueron realizados en una máquina servo-controlada de 2.000 KN de capacidad, de clase I. El desplazamiento relativo de la barra con respecto al bloque fue medido con un captador inductivo de desplazamiento de 40 mm de carrera. La velocidad de desplazamiento del pistón de la máquina era de 0,1 mm/s.

3. RESULTADOS

3.1 Resultados de los ensayos de caracterización de las barras

Ensayos de caracterización geométrica

Los resultados obtenidos se recogen en la Tabla 3.

Tabla 3. Características geométricas de las barras corrugadas

Diametro barra (mm)	Designación barra	Inclinación de corrugas (grados)	Paso (P) entre corrugas de igual inclinación (mm)	Distancia (p) entre corrugas de distinta inclinación (mm)	Altura máxima (a_m) media de corrugas (mm)
25	S.R.E.*	40 y 60	34,2	17,1	2,02
	C.R.E.**				2,65
16	S.R.E.*		21,0	10,5	1,20
	C.R.E.**				1,41
8	S.R.E.*		13,5	6,7	0,45
	C.R.E.**		6,7		0,46

* Sin revestimiento epoxi. ** Con revestimiento epoxi

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Tabla 4. Resultados de los ensayos de tracción de las barras corrugadas

Diámetro (mm)	Designación	Sección (mm^2)	Resistencia a tracción R_m (N/mm^2)	Alargamiento de rotura A (%)
25	S.R.E.1*	490,87	672,7	20,0
	S.R.E.2*		690,1	20,4
	C.R.E.1**		679,6	20,0
	C.R.E.2**		674,3	20,0
16	S.R.E.1*	201,06	677,4	21,0
	S.R.E.2*		680,6	21,0
	C.R.E.1**		685,6	20,4
	C.R.E.2**		676,7	21,0
8	S.R.E.1*	50,26	861,0	20,0
	S.R.E.2*		839,5	20,0
	C.R.E.1**		836,0	20,0
	C.R.E.2**		866,0	20,0

* Sin revestimiento epoxi. ** Con revestimiento epoxi

Ensayos de tracción

Los resultados obtenidos se recogen en la Tabla 4.

La Figura 3 muestra una barra de diámetro 25 mm revestida con resina epoxi durante el ensayo. La Figura 4 muestra las barras con y sin resina epoxi tras el ensayo.



Figura 3. Detalle del extensómetro empleado en el ensayo de tracción de una barra de diámetro 25 mm revestida con resina epoxi

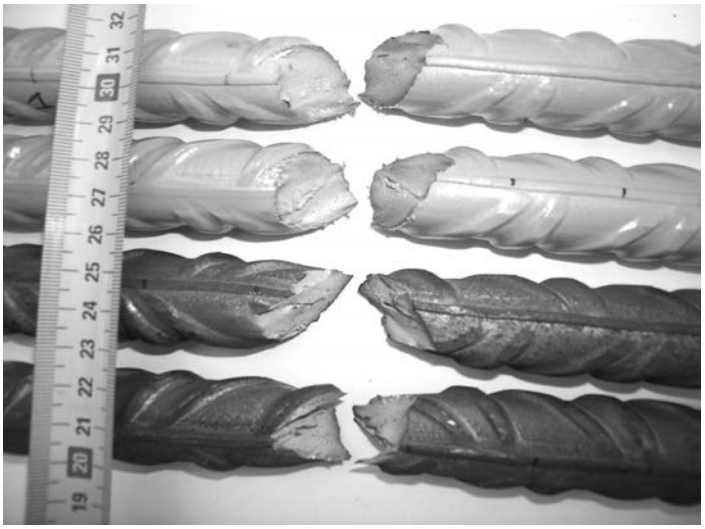


Figura 4. Barras tras el ensayo de tracción

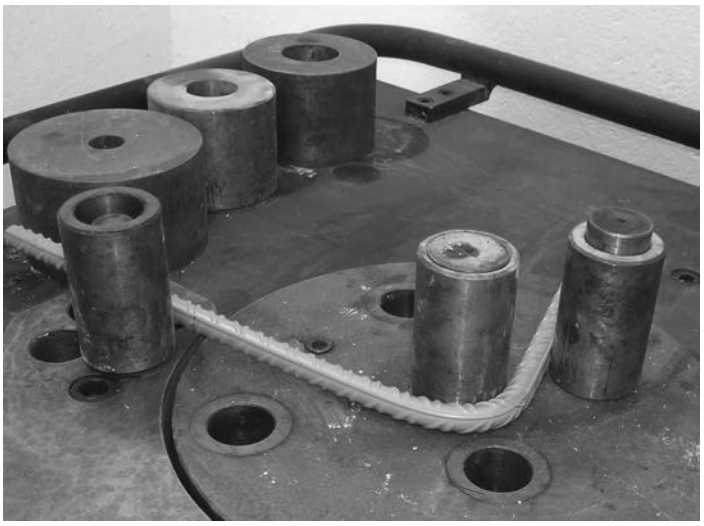


Figura 5. Barra revestida con resina epoxi durante el ensayo de doblado

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Ensayos de doblado

Los resultados obtenidos del ensayo de doblado a 180º muestran que la película de resina epoxi de recubrimiento no ha sufrido ninguna alteración, rotura o fisuración, permaneciendo adherida al acero y en perfecto estado. La Figura 5 muestra una barra durante el ensayo de doblado. La Figura 6 muestra barras de los tres diámetros, tras el ensayo de doblado a 180º, en las que no se aprecian daños en el revestimiento de la resina epoxi

Medidas del espesor del revestimiento de las barras

Los puntos en los que se ha medido la altura del espesor de la capa de revestimiento han sido cuatro separados perimétricamente a 90 grados tal como aparecen indicados en la Figura 7.

La Tabla 5 recoge los resultados de los espesores del recubrimiento medidos en las barras recubiertas de resina epoxi.

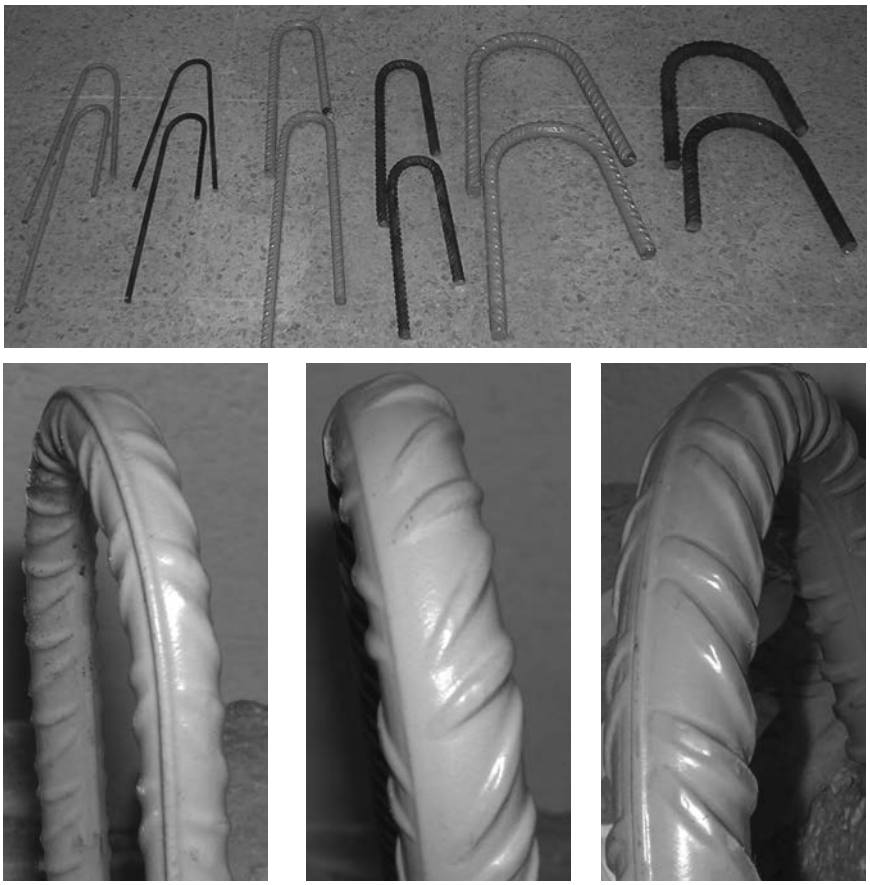


Figura 6. Barras de los tres diámetros tras el ensayo de doblado a 180°. No se aprecian daños en el revestimiento de resina epoxi

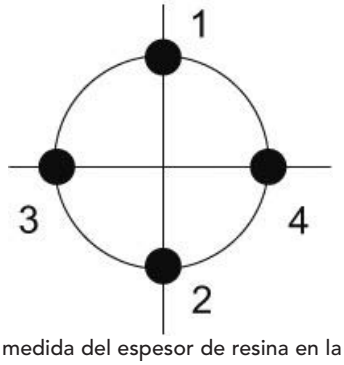


Figura 7. Esquema de los puntos de medida del espesor de resina en la sección transversal de la barra

Tabla 5. Resultados de la medida del espesor de la capa de revestimiento en las distintas barras

Diámetro (mm)	Punto	Espesor (mm)	Espesor medio (mm)
8	1	0,243	0,252
	2	0,321	
	3	0,165	
	4	0,280	
16	1	0,234	0,286
	2	0,247	
	3	0,374	
	4	0,287	
25	1	0,332	0,280
	2	0,233	
	3	0,262	
	4	0,291	

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

La Figura 8 muestra la medida del espesor del recubrimiento de resina epoxi con un proyector de perfiles. La Figura 9 muestra las porciones de barra cortadas con disco refrigerado para la medida del espesor de la capa de resina epoxi.

3.2. Resultados de los ensayos de corrosión acelerada

Los resultados obtenidos de los ensayos de resistencia a compresión del hormigón utilizado en las placas, realizados sobre las probetas cilíndricas de 15x30 cm se recogen en la Tabla 6.

La corriente continua suministrada a cada barra ensayada es diferente de acuerdo con su diámetro a fin de obtener la misma densidad de corriente en todas ellas. La corriente se ha transmitido durante 110 días, lo que equivale, aproximadamente, a $9{,}5x10^6$ segundos. Los valores de las corrientes aplicadas al conjunto de las barras han sido los indicados en la Tabla 7.

Tabla 6. Resistencia a compresión del hormigón de las placas de ensayo de corrosión

Resistencia a compresión (N/mm^2)	Edad (días)	
	7	28
Individual	23,1 22,9	27,6 28,5
Media	23,0	28,1

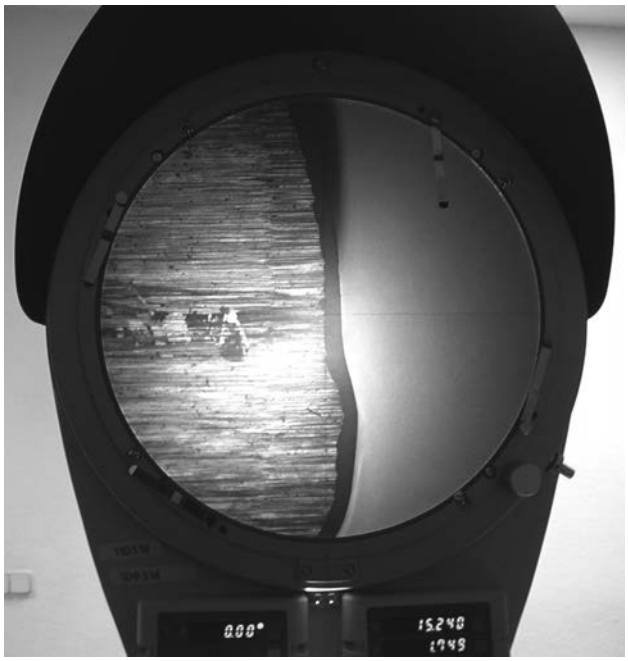


Figura 8. Medida del espesor de revestimiento de resina epoxi con un proyector de perfiles

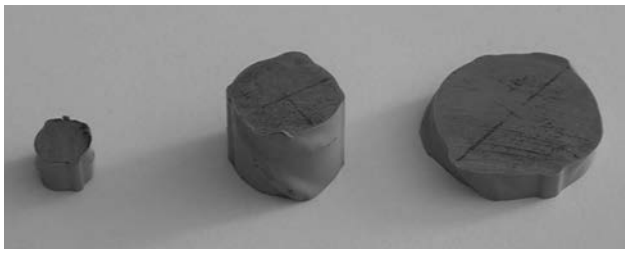


Figura 9. Porciones de barra cortadas con disco refrigerado para la medida del espesor de la capa de resina epoxi

Tabla 7. Valores de la densidad y cantidad de corriente eléctrica aplicadas a las barras

Diámetro barra, d (mm)	Superficie, S (mm^2)	Intensidad, I (amp)	Densidad de corriente, I/S (amp/cm^2)	Tiempo, t (s)	Cantidad de corriente, q (culombios)
25	47.120	0,030	$6{,}37*10^{-5}$	$9{,}504*10^6$	$228*10^3$
16	30.160	0,020	$6{,}63*10^{-5}$	$9{,}504*10^6$	$190*10^3$
8	15.080	0,010	$6{,}63*10^{-5}$	$9{,}504*10^6$	$95*10^3$

Tras los ensayos, las barras no revestidas de epoxi presentaron signos de corrosión generalizada avanzada y de corrosión por picadura, mientras que las barras revestidas con epoxi se encontraron en el mismo estado que antes de realizar el ensayo, estando totalmente limpias de corrosión. Las barras en las que se produjeron daños localizados y fueron posteriormente reparados tampoco presentaron signo alguno de corrosión y estaban totalmente limpias. Solamente las barras con daños no reparados presentaban en las zonas dañadas ligeras manchas de corrosión.

La Figura 10 muestra una visión general de las placas del ensayo de corrosión acelerada. La Figura 11 muestra un detalle de la grieta generada en la losa por la corrosión de la armadura.

La Figura 12 muestra el tipo de daño introducido en la capa de resina epoxi. En la Figura 13 pueden observarse todas las barras de un mismo diámetro después del ensayo. En esta Figura se observa el fuerte deterioro por corrosión de la armadura y el perfecto estado de las barras recubierta de resina epoxi, incluidas las dañadas y reparadas.

Posteriormente al ensayo, se procedió a cortar los extremos de las barras que no estaban embebidos en el hormigón a fin de tener sólo la parte de la barra corroída.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



Figura 10. Vista general del ensayo de corrosión acelerada

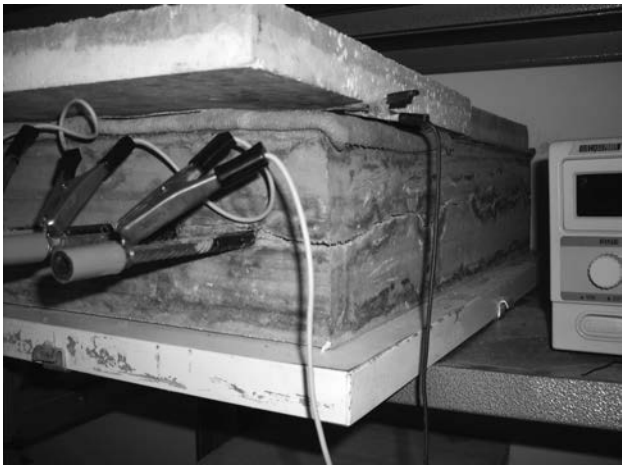


Figura 11. Grieta en la losa durante el ensayo de corrosión acelerada

Se eliminó la capa de herrumbre con un cepillo de alambre para poder determinar la pérdida en peso y la correspondiente pérdida de sección de cada barra. Estos valores se representan en la Tabla 8.

En las barras revestidas con epoxi, dañadas puntualmente y posteriormente reparadas, no se presentaba

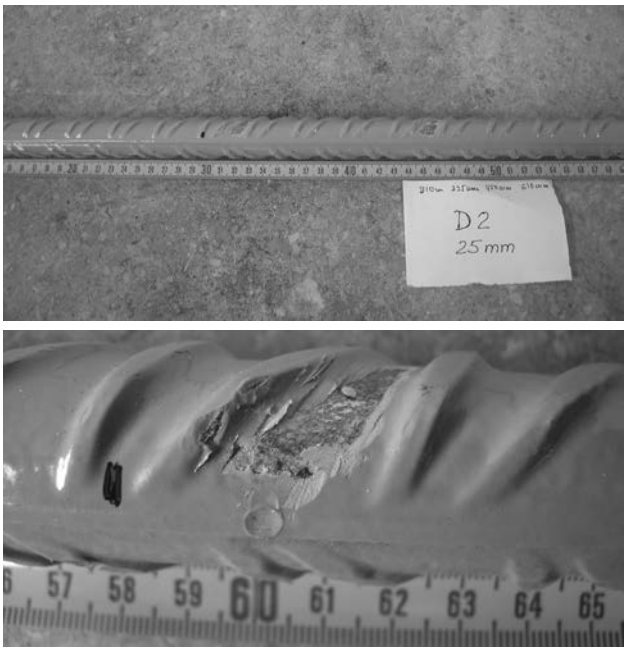


Figura 12. Daño introducido en la barra

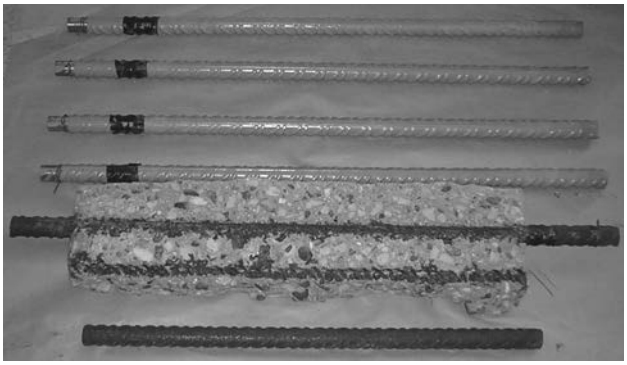


Figura 13. Estado de las seis barras tras el ensayo de corrosión acelerada en la losa con barras de diámetro 25 mm

ninguna pérdida de sección ni de peso al no haberse producido corrosión alguna.

En las barras revestidas y con daños puntuales que no habían sido reparados aparecieron en estos puntos manchas de óxido superficial y sin picadura del acero y que no afectaban significativamente a la sección del acero, manteniéndose el revestimiento totalmente adherido. La barra de 8 mm de diámetro, en la que se le había producido un corte longitudinal del revestimiento de aproximadamente 150 mm de longitud, apareció una zona con corrosión generalizada de 4 mm de ancho y longitud similar a la del daño producido y sin corrosión por picadura (Figura 14). En esta zona se cortó un

Tabla 8. Pérdida de sección en las barras no revestidas con resina epoxi provocada por la corrosión

Diámetro barra, d (mm)	Peso al iniciar el ensayo, p_1 (g)	Peso al finalizar el ensayo, p_2 (g)	Pérdida de peso, p_1-p_2 (g)	Pérdida de peso o sección, $(p_1-p_2)/p_1$ (%)
25	2.299	2.249	69	3,0
16	929	881	46	5,3
8	237	214	23	9,7

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

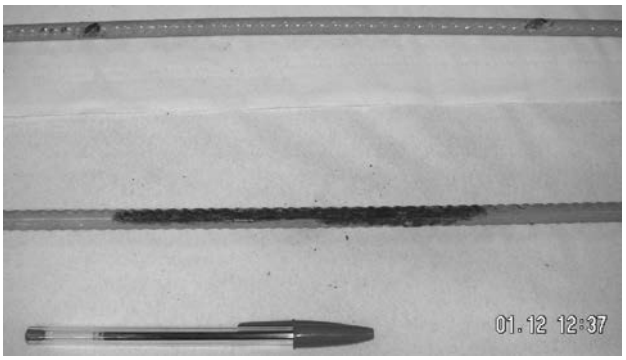


Figura 14. Corrosión en una barra recubierta con resina epoxi en la que se introdujo un corte longitudinal en la resina de aproximadamente 150 mm

Tabla 9. Resistencia a compresión del hormigón de los bloques de anclaje en los ensayos de arrancamiento (pull-out)

Resistencia a compresión (N/mm²)	Edad (días)	
	7	28
Individual	26,9 21,9	38,9 37,8
Media	24,4	38,4

trozo de barra de 1 cm de longitud y se midió la pérdida de sección que fue de 1,08 %.

3.3. Resultados de los ensayos de adherencia

Los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión del hormigón utilizado para los bloques son los indicados en la Tabla 9.

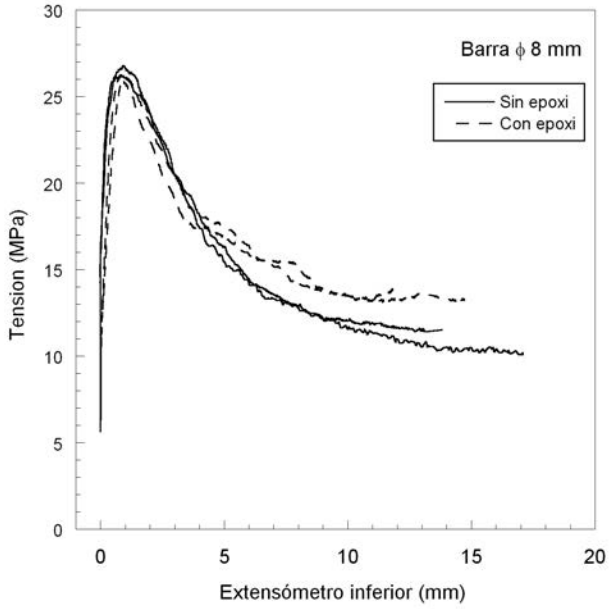


Figura 15. Curvas experimentales tensión de adherencia-deslizamiento en las probetas con barras de 8 mm de diámetro

Las Figuras 15, 16 y 17 muestran las curvas experimentales de tensión de adherencia-deslizamiento en las probetas con barras de 8, 16 y 25 mm de diámetro respectivamente. El deslizamiento representado corresponde al medido en el extremo libre de la barra. En el caso de las barras con diámetros de 16 y 25 mm se ensayaron dos series. En el caso de las probetas con diámetro 25 mm, en la segunda serie de ensayos (Figura 17 b) el fallo se produjo por rotura del bloque de anclaje de la barra, lo que sugiere que el cubo de hormigón de 25x25x25 cm^3 resulta de dimensiones insuficientes para garantizar el fallo por arrancamiento de la barra.

La Tabla 10 muestra los valores de las tensiones de adherencia máximos alcanzados para cada una de las

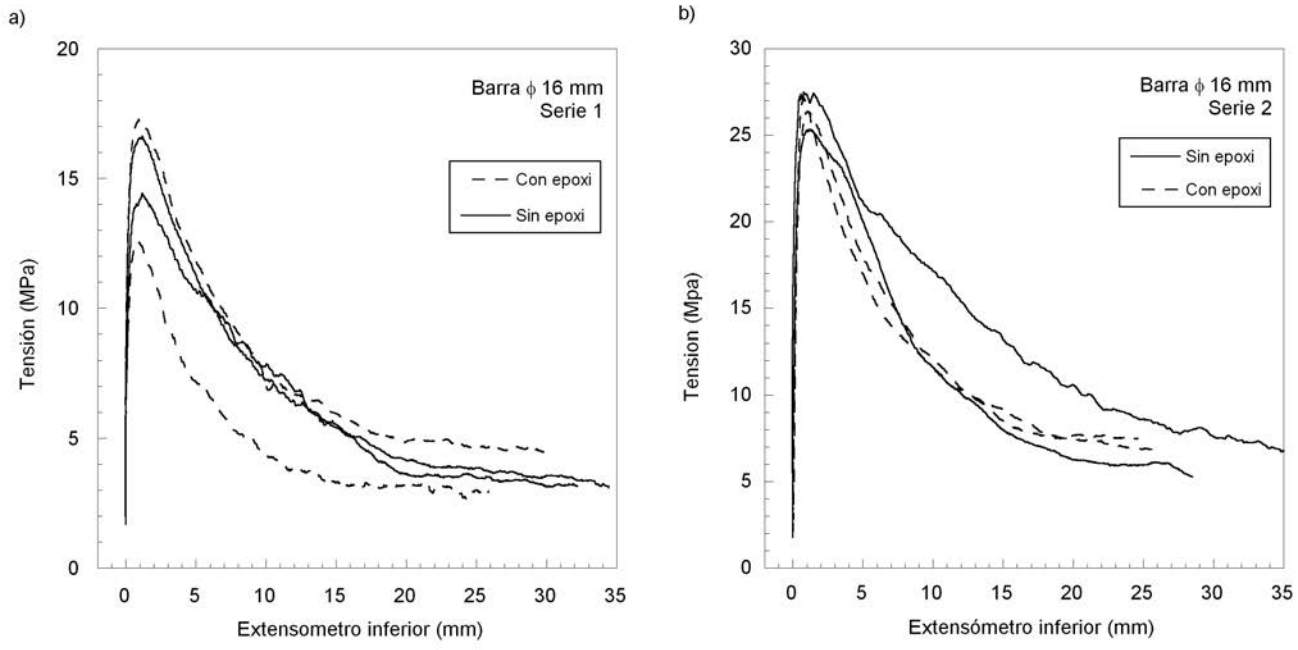


Figura 16. Curvas experimentales tensión de adherencia-deslizamiento en las probetas con barras de 16 mm de diámetro

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

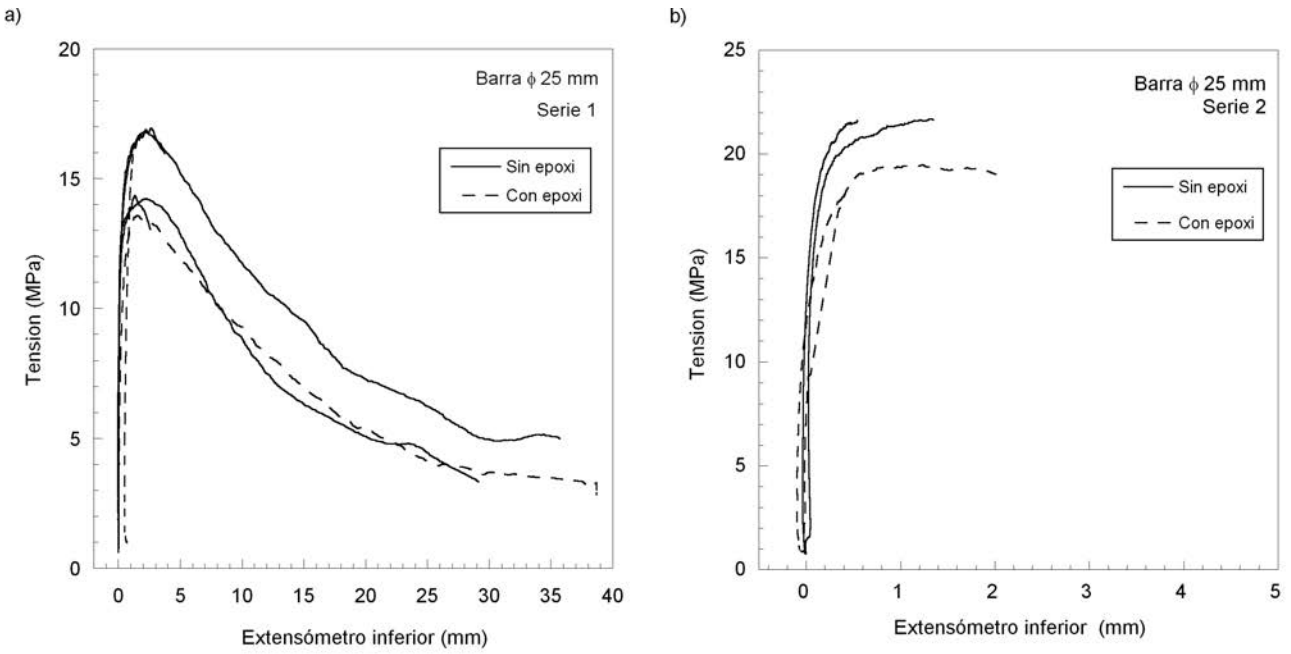


Figura 17. Curvas experimentales tensión de adherencia-deslizamiento en las probetas con barras de 25 mm de diámetro

Tabla 10. Resultados de los ensayos de arrancamiento (pull-out) de las barras corrugadas

Diámetro (mm)	Designación	Serie	Carga máxima, P (kN)	Tensión máxima, $\tau_{máx}$ (MPa)	$\tau_{máx}$ (MPa)	$\Delta\tau_{máx}$ (%)
8	S.R.E.*	1	28,81	28,66	28,81	-2,53
			29,11	28,96		
	C.R.E.**		28,03	27,88	28,08	
			28,42	28,27		
16	S.R.E.*	1	65,95	16,40	16,51	-6,06
			68,80	17,11		
			60,86	15,13		
			69,87	17,38		
	C.R.E.**	1	53,02	13,18	15,51	
			70,85	17,62		
			52,72	13,11		
			72,91	18,13		
	S.R.E.*	2	114,76	28,54	27,51	1,81
			106,43	26,47		
	C.R.E.**	2	114,27	28,42	28,01	
			111,03	27,61		
25	S.R.E.*	1	144,55	14,72	17,00	-9,65
			170,72	17,39		
			145,14	14,78		
			171,80	17,50		
	C.R.E.**	1	139,36	14,20	15,36	
			162,19	16,52		
	S.R.E.*	2	218,34	22,24	22,33	-13,17
			220,21	22,43		
	C.R.E.**	2	197,67	20,13	19,39	
			183,06	18,64		

* Sin revestimiento epoxi. ** Con revestimiento epoxi

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

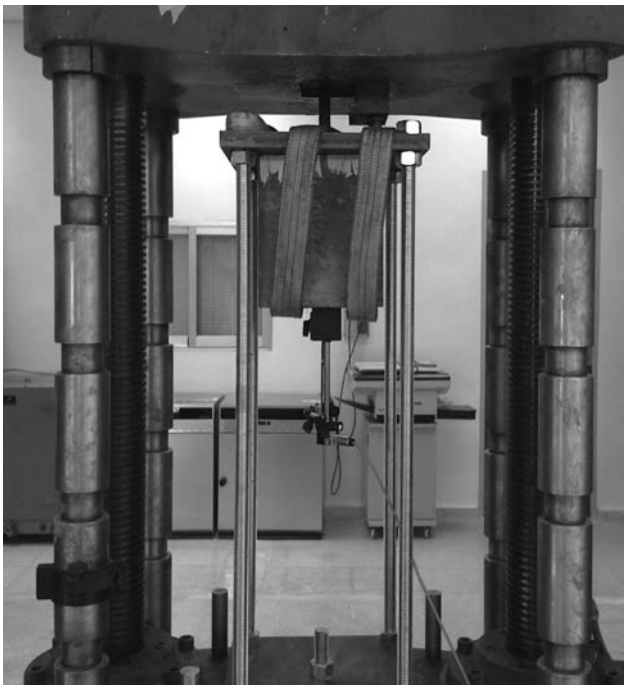


Figura 18. Vista general del ensayo de arrancamiento (pull-out)



Figura 19. Estado superficial de una barra revestida de resina después del ensayo de arrancamiento

barras ensayadas. El valor medio de la disminución de la tensión de adherencia máxima de las barras recubiertas de resina epoxi frente a las barras sin recubrir, ha sido del 5,9 %

La Figura 18 muestra una probeta durante el ensayo y la Figura 19 una imagen del estado superficial de la resina epoxi tras el ensayo de arrancamiento.

4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.1. Ensayos de corrosión acelerada

Los resultados de los ensayos de corrosión acelerada llevados a cabo, demuestran claramente la efectiva protección del revestimiento de resina epoxi frente al proceso de corrosión del acero. La comparación establecida en los ensayos entre las barras con revestimiento epoxi y sin él, demuestra que, frente a unas mismas condiciones de fuerte agresividad, en las barras desprotegidas se presentan signos de una elevada corrosión, mientras que las barras revestidas de epoxi están en perfecto estado habiendo resistido el ensayo sin signo de corrosión alguna.

Las barras sobre las que se habían producido daños puntuales localizados y habían sido posteriormente reparadas con epoxi tampoco han sufrido corrosión alguna. Esto indica la validez y eficacia de las reparaciones manuales efectuadas en obra sobre las barras de la armadura cuyo recubrimiento ha podido ser dañado durante su manejo o almacenamiento.

Las barras sobre las que se habían producido daños puntuales localizados y no habían sido reparados han mostrado manchas de corrosión en la superficie de epoxi donde estaban situados dichos daños pero que no han afectado a la integridad de la barra y sí, únicamente, han dado lugar a una ligera corrosión generalizada sin picaduras en una zona de 2 a 4 mm^2. Solamente en una de las barras de 8 mm de diámetro, en la que se había producido un corte longitudinal de la capa de epoxi de unos 150 mm, se aprecia un desprendimiento de la capa de epoxi de unos 160 mm de longitud y 4 mm de ancho y en la que el acero aparece con una ligera capa corroída, no observándose picaduras y habiéndose medido una pérdida de sección de 1,08 % lo que es equivalente a aproximadamente el 11% de la pérdida que sufre la misma barra sin revestimiento sometida a la misma cantidad de corriente.

Los resultados obtenidos de pérdida de peso y sección son similares para los distintos diámetros de barras, si bien, como es lógico, cuando las barras son de menor diámetro la pérdida de sección se va haciendo mayor. Esto se produce gracias al control continuo que se llevó a cabo sobre la intensidad de corriente y la diferencia de tensión sobre los circuitos de cada una de las placas ensayadas.

4.2. Ensayos de adherencia

Los ensayos de arrancamiento (pull-out) para evaluar la adherencia, llevados a cabo sobre las diferentes barras, muestran una capacidad adherente muy similar entre las barras revestidas de epoxi y las desnudas. Como se puede apreciar en las Figuras 15 y 16 y en la Tabla 10, la disminución de la tensión máxima de adherencia es pequeña, del orden de 2,5 % para la barras de diámetros 8 y 16 mm. En las Figuras tampoco se aprecian mayores

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

deslizamientos al alcanzar la carga máxima. Igualmente, las tensiones residuales de las barras revestidas son superiores a las alcanzadas sobre las barras sin revestimiento, así como la pendiente de descarga de las barras revestidas es más suave que las barras de acero desnudas.

En el caso de las barras con diámetro 25 mm, Figura 17, la pérdida aparente de adherencia es mayor, pero como se ha indicado, el fallo se produce por rotura del bloque de anclaje y no por arrancamiento de la barra, por lo que estos valores se deben tomar con precaución. Parece conveniente aumentar el tamaño del bloque de anclaje respecto a lo recomendado por RC6 de RILEM.

Los resultados obtenidos en este trabajo no coinciden con los obtenidos en ensayos similares realizados anteriormente con otros tratamientos y resinas epoxi en los que se deducía una disminución de la resistencia de adherencia, quizás debido a que las barras ensayadas eran lisas y a que los sistemas epoxídicos y los tratamientos dados a las barras no eran tan perfectos.

Los resultados obtenidos confirman la propuesta de algunos investigadores [13] acerca de que un recubrimiento de 200 micras alcanza un óptimo entre durabilidad y exigencias mecánicas, en particular de adherencia acero-hormigón.

5. CONCLUSIONES

Los objetivos de este estudio eran comprobar la efectividad de la protección que ejerce el revestimiento de resina epoxi sobre las barras de acero de las armaduras y la conservación de las características resistentes del hormigón armado, contrastando ciertas opiniones que indican la disminución de la resistencia de adherencia del acero en dicho hormigón. Estos objetivos han sido cubiertos, efectiva y positivamente, validando los mismos la eficacia del empleo de las barras revestidas con resinas epoxi.

Tanto los recubrimientos con resinas epoxi, como sus posteriores reparaciones sobre daños localizados, han demostrado ser totalmente efectivas contra la corrosión, lo que hace que estas barras sean una opción válida para estructuras expuestas a ambientes altamente corrosivos como pueden ser los marinos, o con altas concentraciones de cloruros.

La buena de adherencia demostrada de las barras revestidas con resina epoxi al hormigón posibilita la utilización de las mismas en piezas sometidas a altas solicitaciones y con responsabilidad estructural como pueden ser tableros y pilas de puentes. Los resultados obtenidos también señalan un incremento de la durabilidad de las estructuras construidas empleando barras con revestimiento epoxi, lo que permite eliminar algunas dudas existentes sobre este tipo de protección del acero.

Agradecimientos

Los autores desean agradecer a 3M España S.A. la financiación parcial de los trabajos realizados. Agradecen además al Instituto para la Promoción de Armaduras Certificadas (IPAC) las indicaciones recibidas durante el desarrollo del trabajo. También agradecen al Ministerio de Ciencia e Innovación la concesión del proyecto BIA2008-03523, y al Ministerio de Fomento el proyecto 01/07.

REFERENCIAS

[1] MINISTERIO DE FOMENTO. *EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.

[2] BROOMFIELD J.P. *Corrosion of Steel in Concrete*. 2nd ed. London: Taylor & Francis, 2007.

[3] FIB. *Corrosion Protection of Reinforcing Steels*. FIB Bulletin 49. Lausanne, Switzerland: Federation Internationale du Beton, 2009. 122 p.

[4] MANNING D.G. "Corrosion performance of epoxi-coated reinforcing steel: North American experience". *Construction and Building Materials*. 1996, vol. 10, nº 5, p. 349-365.

[5] LAU K., SAGÜES A., POWERS R. "Corrosion of epoxy coated rebar in cracked submarine substructure concrete", *NACE Corrosion 2008*. 13 p.

[6] PIANCA F., SCHELL H., CAUTILLO G. "The performance of epoxy coated reinforcement-Experience of the Ontario Ministry of Transportation". *ACI Special Publication*. 2006, nº 234-23, p. 373-398.

[7] LEE S-K., KRAUSS P.D. *Long-Term Performance of Epoxy-coated Reinforcing Steel in Heavy Salt-Contaminated Concrete. Pub. nº FHWA-HRT-04-090*. McLean, VA (USA): Federal Highway Administration, 2004. 130 p.

[8] ERDOGDU S., BREMNER T.W., KONDRATOVA I.L. "Accelerated testing of plain and epoxy-coated reinforcement in simulated seawater and chloride solutions". *Cement and Concrete Research*. 2001, vol. 31, nº 6, p. 861-867.

[9] VENKATESAN P., PALANISWAMY N., RAJAGOPAL K. "Corrosion performance of coated reinforcing bars embedded in concrete and exposed to natural marine environment". *Progress in Organic Coatings*. 2006, vol. 56, nº 1, p. 8-12.

[10] ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318 and ACI 318R)*. American Concrete Institute, 2009.

[11] ANDA L., COURTIER C., MOEHLE P. "Bond strength of prefabricated epoxy-coated reinforcement". *ACI Structural Journal*. 2006, vol. 103, nº 2, p. 226-234.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

[12] CAIRNS J. "Influence of fusion-bonded epoxy-coated reinforcement on beam deformation and rotation capacity". *ACI Structural Journal.* 2001, vol. 98, p. 69-75.

[13] FIB. *Bond of Reinforced Concrete*. FIB Bulletin 10. Lausanne, Switzerland: Federation Internationale du Beton, 2000. 434 p.

[14] ASTM. *Standard Specification for Epoxy-coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars*. *A934/ A934M-07*, 2007.

[15] ASTM. *Standard Specification for Epoxy-coated Steel Reinforcing Bars A775/ A775M-07b*, 2007.

[16] CLEAR K.C., VIRMANI Y.P. "Corrosion of non-specification epoxy-coated rebars in salty concrete". *Public Roads*. 1983, vol. 47, p. 1-10.

[17] SMITH J.L., VIRMANI Y.P. *Performance of epoxy coated rebars in bridge decks. FHWA-RD-96-092*. Washington, D. C.: Federal Highway Administration, 1996.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Design and construction of two composite tubular arches with network suspension system: Deba and Palma del Río Arch Bridges*

Francisco Millanes Mato[1], Miguel Ortega Cornejo[2] and Antonio Carnerero Ruiz[3]

Received: 12-01-2010
Accepted: 23-04-2010

Summary

The present article describes the design and construction of two steel through arch deck bowstring bridges with spans of 110 and 130 m. Recently designed by IDEAM, they were built in areas of striking natural beauty in Spain: over the River Deba in the province of Guipúzcoa and in the Guadalquivir River Valley at Palma del Río in the province of Córdoba.

The decks on the two bridges are suspended from multiply crossing hangers that form a V-shaped network. This solution, initially developed in the nineteen fifties by Per Tveit, substantially enhances the structural response of arch and ties and reduces deflection in both members under non-funicular loads.

In network-type hanger solutions, the arch-hanger-deck assembly behaves like a girder in which the hangers form the web. As a result, the bending moments on the arch and deck are significantly smaller than the moments generated in bridges with vertical hangers. This effect is intensified when the hangers in the network are spaced at relatively short distances from one another. Among the benefits of this arrangement are the extreme slenderness and transparency of the resulting structures, in which the deck is practically subjected to tensile, and the arches to compression stress.

The two arches on the110-m span bridge over River Deba are made of 0,8-m diameter steel tubes 35 mm thick at the springing and 20 mm thick at the crown. Both arches slant 18º inward from the vertical, so that while they are 13 m apart (centres) at the springing, they nearly touch at the crowns, where the distance between them narrows to a mere 0,15 m. The maximum rise at the crown of these two parabolic arches is 20 m.

They are connected at the crown by a continuous, 20-mm thick sheet steel plate that ensures their joint response to transverse wind action and limits their buckling length.

The deck consists of two composite box girders 2,75 m wide, with a maximum depth of 0,95 m. The upper flanges of the girders carry lattice-type precast concrete slabs, over which the in situ concrete was laid. Transverse ribs spaced at 5,0 m support the precast slabs that form the bridge walkways on either side of the central carriageway.

Palma del Río Bridge is a double bowstring arch bridge with a 130-m span. The arches are slanted at 21,2º from the vertical and inter-braced at the crown by means of a lightweight, transparent tubular K-shaped lattice. This solution affords the structure a highly original and dynamic personality, while reducing the bowing length of both arches.

In this case, tubular shapes with a constant 0,90-m diameter cross-section were used to build the arches, in pursuit of simplicity of form and manufacture. Since standard market tubes were chosen, they had only to be curved to the design geometry to be construction-site ready, reducing manufacturing and welding processes to a minimum. The sheet steel in the tubes ranged from 50 to 25 mm thick.

In both bridges, the complex problem generated by the trellis-type arrangement of the hangers forming the network was satisfactorily solved with an innovative technique that resulted in minimum visual impact. The hangers consisted of prestressed bars on the River Deba bridge and of locked-coil cables on Palma del Río Bridge over the River Guadalquivir.

* The full Spanish and English language versions of this article are published in this issue at pages 7-39.

(1) Universidad Politécnica de Madrid. E.T.S. de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos (Madrid, Spain). IDEAM, S.A. (Madrid, Spain).
(2) Universidad Europea de Madrid. Escuela Politécnica (Madrid, Spain). IDEAM, S.A. (Madrid, Spain).
(3) Universidad Politécnica de Madrid. E.T.S. de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: miguel.ortega@ideam.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Intempo. Structure in a 180-meter high-rise*

Enrique Gutiérrez de Tejada Espuelas[1] and Florentino Regalado Tesoro[1]

Received: 17-09-2009
Accepted: 18-06-2010

Summary

Intempo, a residential building in Benidorm in the Spanish province of Alicante, will be the fifth tallest building in Spain when the construction currently underway is concluded in 2010. It has three below grade basements and two rectangular towers rising 180 metres above grade, with 52 storeys each, measuring approximately 24 x 17 m^2. The ratio between the height and smaller plan dimension (180/16,7=10,8) affords the structure a slenderness unusual in this type of buildings.

The two towers, which are 20 metres apart, are joined at the top nine storeys by means of an inverted elliptical cone whose vertex is 150 metres above ground level. To translate that geometry architecturally, the area of the upper storeys in the towers had to be reduced to accommodate the steadily increasing area of the cone.

The building is made almost entirely of reinforced concrete. Consequently, both the fair-faced concrete outer walls and the interior bearings and structural floors were erected using "conventional" methods. The quality of the concrete varied: in vertical members 40- to 50-MPa strengths were used, whereas in the floor slabs strength ranged from 30 to 40 MPa.

The foundations consist of 144 1 500-mm Ø piles driven to a depth of approximately 12 m and embedded around 1 m in the limestone bedrock. These 5-MPa, end-bearing piles are joined by means of a heavily reinforced 2,5-metre deep slab-cap.

The dimensions and steel ratio in the reinforced concrete diaphragm walls and vertical supports vary depending on the magnitude of the loads. They gradually disappear in the upper storeys of the tower with the increasing area of the space inside the cone. These vertical members were dimensioned so that all would bear similar service stresses in response to gravitational loads and thereby ensure that first and second order vertical strain would not lead to differential shortening that might affect building elements, structural or otherwise. The engineering design also prevents deferred load transfer from one support to another, which might substantially alter the stress state of the structure over time.

The structural floors (maximum spans of 6.35 metres) consist of 25-cm thick solid slabs, except in the five service floors where greater live loads (10 kN/m^2) called for depths of 30 cm. In the upper part of the cone the structural floors are 25-cm thick two-way slabs coffered with lightweight sacrificial concrete pan forms.

The cone itself is supported by two parallel (355-MPa modulus of elasticity) steel truss bars eight metres deep that span the 20 metres between the towers, bearing the load imposed by the nine storeys that rise from the base formed. The bars, which rest on two diaphragm walls, one in each tower, are not visible from the outside, but rather are embedded in the overall architectural envelope.

In light of the large slenderness ratio, the plan layout of the flats and the small scale of the lift cores, provision had to be made to confront horizontal wind loads (whose impact, according to the engineering performed, is greater than seismic action in this as in most other high-rises in Benidorm), both as regards the corbel effect (involving primarily the outer walls) and frame action, affecting both the structural floors and the stiffness bands wrapped around the four upper service storeys to enhance building stiffness. These bands are deep beam-like members that embrace the entire clear height of the respective service storey. The interaction between these two mechanisms affords the complex sufficient stiffness to maintain the comfort levels recommended in the technical literature.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 41-55.

(1) Florentino Regalado & Asociados, S.L. (Alicante, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: enrique.gutierrez@fringenieria.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Production of segmented tunnel lining with self-compacting concrete and horizontal casting*

Sergio H. P. Cavalaro[(1)], Antonio Aguado[(1)] and Nayara S. Klein[(1)]

Received: 30-10-2009
Accepted: 09-03-2010

Summary

Self-compacting concrete (SCC) has undergone significant development in recent years, particularly in the precasting industry. Development has been uneven, however, and few studies have been conducted on the horizontal manufacture of pre-cast segmental lining for tunnels. And yet this is an area where many of the features of SCC can be turned to greatest advantage: a better surface finish with a lower proportion of casting imperfections can be attained, while the need for vibrating the segments can be eliminated. In addition to the obvious cost savings inherent in optimizing the production process and lowering vibration and moulding expenses, this would enhance workplace health and safety by reducing noise pollution.

The present article describes a pioneer experience in the use of self-compacting concrete (SCC) to manufacture tunnel lining segments in a horizontal position. One of the issues highlighted is the interaction between the material and on-site placement. Significant progress has been made in this direction in the HATCONS (CTT-6265) research project, conducted jointly with FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, a construction firm, under the real-life conditions (material, equipment, processes) prevailing in the plant run by Prefabricados DELTA at Humanes, Madrid.

The SCC was initially proportioned in keeping with the standard dosage used in the precasting plant. Slight changes were subsequently proposed in material batching, the admixtures were changed and filler and fibres were added. The three dosages chosen were all expected to yield concrete with self-compacting properties. When this phase was completed, full-scale concrete performance was studied in tunnel segments. The studies were conducted at the Prefabricados DELTA facility, where one of the conditioning factors was that the plant equipment for segment manufacture was designed for horizontal casting only.

The trials run on the fresh concrete immediately after filling the moulds confirmed that the three dosages of concrete exhibited self-compacting properties and a fairly even distribution of aggregate, with no signs of segregation. The results of the trials on the hardened material indicated that all the dosages reached the strength requirements for removal from the moulds 24 hours after casting. A visual inspection showed that the quality of the surface finish in the SCC segments was substantially higher than often obtained with conventional concrete.

Nonetheless, a good surface finish was found to be difficult to attain with SCC in the areas of the segment extrados not in contact with the forms, namely at the opening in the mould used to pour the concrete. The manual levelling that would have been required to form the natural curve on the segment in this area was only feasible with a higher consistency concrete. The fluidity and self-levelling properties of SCC precluded any such levelling, generating smaller depths at the centre of the segments. While such imperfections are of lesser importance in the tests specified in the respective standards, they may impact segment handling, with a certain risk of dropping the segments during vacuum removal due to the change in curvature in the flattened area at the mould opening. An adaptation was therefore introduced to reduce the magnitude of these imperfections, which consisted in casting the concrete through an attachable nozzle that reduced the size of the initial mould opening by approximately 75%. This led to a 94% reduction in the maximum size of the imperfections generated on the segment extrados, all of which were under a wholly acceptable 1,5 mm.

The conclusion drawn from these findings was that SCC precast segments (with and without fibres) can be manufactured in a horizontal position. The substantial advantages involved in such an arrangement include acoustical comfort at the plant, with no adverse impact on the other features required of these elements, as well as the elimination of the need to correct the imperfections arising from segment casting deficiencies. Moreover, segment surface finish was found to be uncompromised by the elimination of mould vibration.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 57-68.

(1) Departamento de Ingeniería de la Construcción. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: sergio.pialarissi@upc.edu

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Cross-section design and verification in high-strength concrete columns and beams*

Francisco Morán Cabré(1) **and José Pedro Gutérrrez Jiménez**(1)

Received: 03-11-2009
Accepted: 07-01-2010

Summary

This article presents tables and approximate formulas for designing (dimensioning and verifying) rectangular cross-sections in high-strength concrete (HSC) columns and beams with characteristic strengths of up to 100 N/mm². These dimensionless tables and formulas are based on the new parabola rectangle stress-strain diagrams for HSC defined in the latest version of the Spanish structural concrete code, EHE-08.

The parabola rectangle (P-R) diagram, as defined in Article 39.5 a) of the code, comprises an n^{th} degree parabola and a rectilinear segment. The vertex of the parabola is on the ε_{c0} abscissa (concrete failure strain in simple compression) and the end vertex of the rectangle is on abscissa ε_{cu} (concrete failure strain under bending loads). These strain values, which delimit the strain domains, as well as the exponent for the n^{th} parabola, are a function of concrete strength for concretes with $f_{ck} > 50$ N/mm². The equation for the diagram was taken from Eurocode 2 on structural concrete (EN 1992-1-1:2004), although the highest concrete strength considered in the code is 90 N/mm² and the expressions given for ε_{c0}, ε_{cu} and n differ somewhat from the way they appear in the Spanish code.

The universal tables prepared can be regarded to be an accurate method for designing cross-sections in bending members. The article compares the resulting mechanical ratios, ω, versus the reduced moments, μ, for a series of strength values, f_{ck}, as well as the ratios resulting from applying the P-R diagram in which the former factor, 0,85, is taken into consideration. Note that these curves nearly concur. Two approximate methods are proposed on the grounds of this study. In the first, the universal table previously established for concretes with strengths of $f_{ck} \leq 50$ N/mm² is used for all concretes with strength values of $f_{ck} \leq 100$ N/mm², applying the P-R diagram with the factor stipulated in the 1998 Spanish concrete code, $\alpha_{cc} = 0{,}85$. The second method proposes the approximate dimensionless formula $\omega = f(\mu)$, which yields mean errors of 0,04 per cent on the side of safety and a standard deviation of 0,07 per cent with respect to the universal table values for moments (μ) $\leq 0{,}325$.

The approximate dimensionless formula originally proposed by Jiménez Montoya $\omega = (\alpha_1 + \alpha_2 \mu)/(1 - \alpha_3 \delta)$, which relates the mechanical ratio to reduced moment and relative concrete cover, is an appropriate tool to design (dimension and verify) cross-sections for columns bearing symmetric reinforcement. Formula coefficients α_1, α_2, α_3, functions of the reduced axial force, are found with the least squares method for the various arrangements of reinforcement, which are characterized by their reinforcement codes or areas (CA in Spanish).

These coefficients were deduced for concretes with strength (f_{ck}) ranging from 50 to 100 N/mm² by applying the new P-R diagrams, excluding the former factor, 0,85 (Code EHE-08). This procedure yielded mean errors on the order of 0,5 per cent for standard deviations of around 1,5 per cent.

An approximate dimensioning method suitable for rough calculations and project briefs is proposed on the basis of these results. This procedure consists of correcting the mechanical ratios for standard concretes ($f_{ck} \leq 50$ N/mm²) found with the P-R diagram, using the EHE-98 factor, $\alpha_{cc} = 0{,}85$. The correction is found by applying the approximate formula: $\omega = \alpha \omega_o$ where $\alpha = 1 + (f_{ck} - 50) / 550 \leq 1$. Apparently, then, all the tools (tables, approximate formulas, graphs, diagrams and so on) established using the P-R diagram in conjunction with the EHE-98 factor ($\alpha_{cc} = 0{,}85$) can be validly used for designing (dimensioning and verifying) HSC columns under bending loads, if the ratios, mechanical strengths or resulting reinforcement areas are simply multiplied by α.

In conclusion, high-strength concrete (HSC) beam and column cross-sections can be designed (dimensioned and verified) with the new stress-strain P-R diagrams established for these concretes in EHE-08, although in principle a separate design should be developed for each strength, f_{ck}, in light of the differences in their respective diagrams. The study performed here shows that, as a rule, the tools (tables, approximate formulas, graphs and diagrams) obtained for the former P-R diagram defined in code EHE-98 with the former factor, $\alpha_{cc} = 0{,}85$ can be used to design the cross-sections in HSC members. For simple bending beams, these tools err on the side of safety. Since this is not always the case for columns under bending and compression loads, however, the paper proposes multiplying the reinforcement ratios or mechanical capacity by the correction factor specified.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 69-79.

(1) Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja", CSIC (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: moran@ietcc.csis.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Linear analysis with limited moment redistribution and cross-section ductility criteria in EHE-08*

Francisco de Borja Varona Moya[(1)], Luis García Andión[(1)] and José Antonio López Juárez[(1)]

Received: 09-11-2009
*Accepted:*18-01-2010

Summary

The wording of Structural Concrete Code EHE-08 has significantly improved the former version in a number of respects: gradual harmonization with Eurocodes, updating to the state of the art, inclusion of annexes devoted to special concretes, durability assurance, sensitivity to sustainability and the environment and implications of the CE product marking. This article focuses on the changes in the conditions required of reinforced concrete cross-sections to be able to use linear analysis with limited moment redistribution to calculate ultimate limit state (ULS) moments. In this regard, the Spanish code adopts the same standards as in place in other advanced legislation.

Linear analysis and limited moment redistribution are among the structural analysis procedures allowed by EHE-08. Their use, however, is subject to compliance with certain ductility requirements in the critical cross-sections of concrete members. Specifically, the percentage redistribution r depends on the ratio between the depth x of the neutral axis at failure and the effective depth d. Further to EHE-08, moment redistribution is only allowed for perceptibly non-sway frames and may reach 20% if standard ductility (B400S or B500S) reinforcing steel is used. If high ductility steel (B400SD ó B500SD) is used, r values of up to 30% may be allowed. This formulation is practically identical to the provisions of Eurocode 2 and Model Code 1990, although the latter clearly limits moment redistribution in terms of the side sway of the structure. Lastly, American standard ACI-318-08 also relates moment redistribution limits to the depth of the neutral axis, although the expression used differs from the equation found in the European texts.

The present article develops compact design equations, given in Tables 2-5, for four design procedures: linear analysis without moment redistribution and analysis with limited moment redistribution for r values of 10, 20 and 30 %. These equations are supplemented with a series of dimensionless diagrams that can be used to design for pure bending moment (Figures 2-5). The formulae given are also applicable to situations in which the main compression reinforcement (A_{s2}) does not yield and, therefore, does not reach its full mechanical strength. This may occur when the ratio between the mechanical cover, d', of the compression steel and the effective depth, d, is sufficiently large and the depth of the neutral axis at failure is limited to a low value.

This article shows that in fact, if the mechanical cover of A_{s2} is around 0,20d (fairly common in flat beams in building floor slabs, for instance) and if linear analysis with a moment redistribution, r, of 30% is conducted, the main compression reinforcement barely develops any strain at all. As a result, it is unable to efficiently control ductility when the design moments for the critical cross-sections are higher than a given boundary value (see Table 5). The dimensionless diagrams (Figures 2-5) show that the importance of the mechanical cover, d', over the compression reinforcement grows with the moment redistribution percentage, r (through parameter δ').

While under certain circumstances moment redistribution may depend on suitably dimensioning the main compression reinforcement, this often entails no increase in the steel ratio, for under certain circumstances, the reinforcing rules in EHE-08 call for placing a non-negligible ratio of main compression reinforcement on the compression side. In continuous beams and frame lintels, for instance, the bottom reinforcement extending into the intermediate supports must have a capacity of at least one-fourth of the strength needed to resist the positive moments in the adjacent bays. Moreover, compression reinforcement (in positive or negative bending) is likewise necessary in critical cross-sections that may house the plastic hinges developing in beams of in concrete structures designed for high or very high ductility to resist seismic action.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 81-90.

(1) Departamento de Ingeniería de la Construccion, Obras Publicas e Infraestructura Urbana, Universidad de Alicante (Alicante,Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: borja.varona@ua.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Study of mechanical behaviour and durability of reinforcing bars fusion-bonded to an epoxy coating*

Manuel Fernández-Cánovas[1], Jaime C. Gálvez[1] and Patxi Goicolea Marin[1]

Received: 12-03-2010
Accepted: 30-04-2010

Summary

Further to Spanish structural concrete code EHE-08, reinforced concrete structures should have a service life of 50 to 100 years. Since the reinforcement cover that would be needed to meet that requirement in high chloride concentration environments is excessive, the code recommends the use of special measures to protect the steel from corrosion. One effective measure is to coat the reinforcing steel with epoxy resin. While this procedure first began to be used in the United States over thirty years ago, corrosion since found in some of the bars so protected has called its effectiveness into question. Nonetheless, a subsequent analysis of the corroded bars identified flaws in resin application and its bond to the steel.

Two doubts have been raised around the use of epoxy coating in reinforcing bars: 1) the actual effectiveness of the protection afforded and 2) the possible alteration of the steel-concrete bond. This article compares the results of accelerated corrosion and pull-out tests conducted on coated and uncoated reinforcement bars. Corrugated B 500 SD steel bars with rated diameters of 8, 16 and 25 mm were tested. The bars used in this study were coated by *3M* with the company's Scotchkote® 413 product. The epoxy coating was measured to be 250-280 microns thick.

The accelerated corrosion tests were conducted in concrete slabs 60 cm long and 12,5 cm deep. Their width varied depended on the number, diameter and spacing of the bars to be tested. Corrosion was accelerated by adding calcium chloride to the concrete during batching and applying direct current to generate a difference of potential and positive polarisation in the steel bars.

Bare bars, epoxy-coated bars, epoxy-coated bars whose coating had been damaged and subsequently repaired with epoxy paint, and bars with damaged but unrepaired coatings were embedded in the concrete slabs. All the bars were subjected to the same difference of potential and spaced at equal distances to ensure comparability of the aggressive conditions prevailing in each. The same current density, on the order of 70 $\mu A/cm^2$ for the various bar diameters, was used during the 110-day trial.

After the tests, the uncoated bars showed signs of advanced corrosion and pits throughout, whereas the epoxy-coated bars were unaltered, i.e., completely devoid of any signs of corrosion. Neither did the bars with local coating damage that had been subsequently repaired show signs of corrosion. Minor corrosion spots were observed, however, on the bars with damaged coating that had not been repaired.

The pull-out tests were conducted as recommended in Rilem standard RC 6 "Bond for Reinforcement Steel 2. Pull-out test". In this test, the 25-mm diameter steel bars were set in 25x25x25 cm^3 blocks, while the 16- and 8-mm bars were embedded in 20x20x20 cm^3 blocks. The embedment length was five times the diameter of each bar in all cases.

The pull-out tests showed that bondability was similar in the epoxy-coated and the bare bars. The decline in maximum bonding stress was slight for the 8- and 16-mm diameter bars, on the order of 2,5 %. Slippage was not observed to increase near the maximum load. Apparent bonding loss was greater in the 25-mm bars, but since failure occurred due to rupture of the anchor block and not because the bar was pulled loose, these values must be viewed with some caution.

Both epoxy coatings and subsequent repair of local damage proved to be wholly effective in preventing corrosion. Moreover, inasmuch as no decline in bondability with respect to uncoated bars was observed, these bars can be seen as a valid option for structures exposed to highly corrosive or high chloride content environments, such as in seaside locations.

The results confirmed that a 200-300-micron thick coating strikes an optimal balance between durability and steel-concrete bonding.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 91-104.

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

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: jaime.galvez@upm.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Jornada Técnica Anual y Asamblea Ordinaria de ACHE 2010

El pasado 9 de junio se celebró en la Sala Agustín de Betancourt del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, la Jornada Técnica Anual y Asamblea Ordinaria de 2010 de nuestra Asociación, así como el acto de homenaje a D. José Antonio Torroja como nuevo Presidente de Honor de ACHE.

El tema elegido para la Jornada fue "Diseño conceptual e innovación en la realización de estructuras de hormigón", justificado por la necesidad de establecer una reflexión sobre el estado de la técnica del hormigón estructural, sus posibilidades y líneas de desarrollo en este momento de cambio de ciclo económico.



De izquierda a derecha D. Luis Miguel Viartola y D. Edelmiro Rúa durante la sesión de apertura

En la sesión de apertura participaron el Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, D. Edelmiro Rúa, que como siempre nos acogió cordialmente, y el Presidente de ACHE D. Luis Miguel Viartola.

Tras la sesión de apertura, comenzó la primera sesión técnica que fue presidida por D. José María de Villar, Vicepresidente 1º de ACHE. En la primera conferencia D. Hugo Corres presentó su visión sobre las distintas posibilidades que brinda el diseño conceptual y los hormigones modernos en el proyecto y la construcción de puentes de hormigón en este momento de crisis.



D. Thomas Friedrich durante la presentación de su ponencia

En la conferencia siguiente D. Thomas Friedrich, especialista alemán en hormigón estructural, presentó varios sistemas innovadores en prefabricación aplicada a la edificación en los que se incluyen las instalaciones y los sistemas de acondicionamiento del edificio en la estructura como medio para ampliar el mercado de la prefabricación en la arquitectura.

Seguidamente comenzó la segunda sesión técnica presidida por Dª Pilar Crespo, Consejera de ACHE. La primera conferencia de esta sesión fue realizada por D. Santiago Pérez-Fadón, en la que explicó de forma secuencial y agrupada por tipologías la innovación incorporada en sus obras.



Un momento de la intervención de D. Aurelio Muttoni

D. Aurelio Muttoni, profesor y proyectista suizo de afamado prestigio, nos presentó su visión

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026



D. Michael Virlogeux en la presentación de su conferencia magistral

sobre la relación existente entre investigación teórica, diseño conceptual y la construcción.

En la Asamblea Ordinaria celebrada al final de la mañana, el Presidente de ACHE, D. Luis Miguel Viartola, hizo una breve exposición de las actividades que se han desarrollado en nuestra Asociación durante el año 2009: celebración de la Jornada Técnica Anual sobre puentes de ferrocarril de alta velocidad, aprobación de los nuevos Estatutos de ACHE en la Asamblea Extraordinaria de noviembre y publicación de la Monografía M-15 "Ejemplos de aplicación de la IAPF-07", por el Grupo de Trabajo 5/1 "Puentes de Ferrocarril".

A continuación, el Tesorero, D. Fernando Martínez Abella, presentó las cuentas correspondientes al ejercicio 2009 y el presupuesto previsto para 2010, que se aprobaron tras la correspondiente votación.



Mesa presidencial durante el acto de Homenaje a D. José Antonio Torroja nuevo Presidente de Honor de ACHE



D. José Antonio Torroja tras recibir la placa conmemorativa como Presidente de Honor de ACHE, flanqueado por D. Luis Miguel Viartola y D. Enrique González Valle

Ya en la sesión vespertina, tuvo lugar el emotivo acto de homenaje a D. José Antonio Torroja como Presidente de Honor de ACHE, finalizando la jornada con la conferencia magistral del reconocido proyectista francés D. Michael Virlogeux, que versó sobre el diseño de puentes.

ACHE quiere agradecer muy sinceramente la colaboración de todos aquellos que han hecho posible esta Jornada, que esperamos haya resultado del interés de los asistentes.

José Romo Martín

Presidente del Comité de Eventos Técnicos de ACHE

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias y conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad podrán clasificarse como Artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los Artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos, o ambientales de las mismas.

Además de los Artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

La Revista se imprime en blanco y negro salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción de entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Solo podrá solicitarse la publicación de Artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4. PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la Revista Hormigón y Acero deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

   En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

   - Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.
   - Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..

3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4 Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr*. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Frehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución, es la siguiente:

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Para envíos postales:
Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

Para envíos por correo electrónico:
secretaria_revista@e-ache.com

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. Formato del texto

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

Las tablas no deben duplicar información o resultados incluidos en el texto de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. Gráficos, figuras y fotos

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deben tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.
- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 o 18 cm. de anchura. Esta circunstancia debe ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deben ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deben contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la formula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (1); la O y el cero (0); la K y la k, etc.).

5.7. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

5.8. Estructura general de las contribuciones

En la página web de la Revista hay, a disposición de los Autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades, indicando la ciudad y el país.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del Artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

a) Referencias a artículos publicados en revistas:

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) Referencias de libros:

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo se requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores y filiación de los autores.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todos los artículos recibidos que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisados por al menos dos evaluadores externos, de acuerdo con los criterios de calidad de las publicaciones científicas seriadas.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en Hormigón y Acero. En caso de aceptación esta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7 . CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la Revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de publicación" que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de Hormigón y Acero.

8 . MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la Revista.

9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del artículo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

HORMIGÓN Y ACERO
Instructions for authors

1. GENERAL

Hormigón y Acero, the official quarterly of the Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), welcomes papers on civil and building structures and their constituent materials.

All architects, engineers and scientists interested in disseminating their experience and knowledge or opinions on structures and the materials used to build them may submit manuscripts for publication in the journal.

2. TYPES OF PAPERS

Depending on their length and depth, journal contributions may be classified as articles, communications or comments/notes.

Articles, the backbone of the journal, may address research studies, designs and works, or the operation, maintenance, rehabilitation or demolition of structures. They should deal essentially with scientific and technical questions, but they may also refer to the aesthetics or socio-economic or environmental relevance of structures.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the "ACHE Corner" section of the journal. Such papers may consist in comments on articles in previous issues of the journal, recommendations, revised versions of standards and so on.

The journal is printed in black and white, with the exception of one featured article per issue, selected by the Editorial Board. Featured articles, usually on a significant structural accomplishment, are printed in colour in both Spanish and English.

3. GENERAL CONDITIONS

Only papers not previously published and not under consideration for publication in other media are eligible for submission. Abstracts published on the subject and PhD theses written by one of the authors are excepted from this rule.

Authors must, under their own responsibility, secure written permission to reproduce any material (text, pictures, tables and so on) published elsewhere. ACHE accepts no responsibility for prior copyrights to which material received may be subject.

The procedure for requesting publication of a manuscript is described in detail in Section 4 below. Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* must be written in strict compliance with the rules set out in Section 5.

Manuscripts received by ACHE that fail to comply with the submission procedure or drafting rules will be returned to their authors for revision.

4. SUBMISSION OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION IN HORMIGÓN Y ACERO

Authors who wish to contribute to *Hormigón y Acero* must submit the following documents:

1. Text requesting publication of the manuscript submitted, which entails acceptance of these Instructions for Authors.

   This text must include the following:

   - Full name of the corresponding author.
   - Corresponding author's mailing address, e-mail address, telephone and fax.

2. Full manuscript (including figures and photographs) in .pdf format or on hard copy, in triplicate. Figures and photographs will be embedded in this file in the approximate size intended by the author and in the approximate position for the published version, as indicated in Item 5.8.

3. Text of the manuscript (without figures) in a Word (.doc) file (see Section 5 for details). Figures must be cited in the text and a list including their legends must be provided at the end of the file.

4 A separate file for each figure, in high resolution format (see 5.3) and named in a way that clearly identifies the content (e.g., Figure 3). Any of the following formats are acceptable for figures: post script, .jpg, .tiff, .pict,

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

.pdf and .dxf. Graphs generated by Excel, Freehand (version 9 or higher), CorelDraw or Illustrator are also admissible. **Figures embedded in the Word (.doc) file or in PowerPoint (.ppt) format will not be accepted as figure files.**

The aforementioned documents should be sent to the following address:

For manuscripts submitted by post:
Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

For manuscripts submitted by e-mail:
secretaria_revista@e-ache.com

5. PAPER CHARACTERISTICS AND STRUCTURE

5.1. Length

Articles should not be longer than 8 000 (or 10 000 for featured articles: see Section 2 above) or shorter than 3 000 words, excluding tables and figures.

Communications and comments may be no longer than 3 000 words excluding tables and figures, and may not occupy over six pages in all (including illustrations) of the journal in its standard format.

5.2. Text format

Manuscripts must be typed in double spacing in Spanish, with 3-cm margins on numbered DIN A4 pages.

Tables should not duplicate information or findings given in the text.

If an article is chosen by the Editorial Board for publication as a featured article, the authors will also be asked to submit the full text (including figure and photograph legends) in English.

5.3. Graphs, figures and photographs

Graphs, figures and photographs must be consecutively numbered in the order cited in the text.
Figure numbers will include all graphs, figures and photographs, without distinction.

Figures and photographs will be referred to in the text with the word *Figure* followed by the respective number.

Since most of the journal is published in black and white, the following recommendations should be borne in mind:

- Particularly where original photographs are in colour, the colour contrast should be sufficient to clearly distinguish content and information when printed in black and white.

- Curves on graphs and figures should not be distinguished by colour, but rather by using different line thicknesses, dots and/or dashes to ensure that the information on the figure or graph can be clearly distinguished when printed in black and white.

The standard widths used for figures and graphs in the journal, 8, 12 and 18 cm, should be borne in mind when preparing photographs and figures.

Photo resolution, at the author's recommended size, must be 300 pixels per inch (approximately 120 pixels per cm).

Linear drawings and graphs, in turn, should be clear and schematic (not overly detailed) and text, numbers and symbols should be kept to a minimum. In any event, such information must be clearly legible at the size at which the illustrations are to be reproduced in the journal. The inclusion of information not required to understand the contribution should, therefore, be avoided.

Architect's and engineer's design drawings, in particular, are poorly suited to reproduction in the journal, for they tend to include much more information than strictly necessary, most of which, moreover, is illegible when the drawings are reduced to a size compatible with journal layout. Authors submitting such drawings wil be requested to replace them with analogous figures more appropiate for publication.

5.4. Tables

Tables must be numbered consecutively in the order in which they are cited in the text, where their position should be indicated. Tables must be titled.

Tables will be referred to in the text with the word *Table* followed by the respective number, and numbered separately from *figures*.

5.5. Units

Magnitudes will be expressed in International System (SI) units, pursuant to standards ISO 31:1992 and ISO 1000: 1992.

5.6. Equations and mathematical expressions

An attempt will be made to ensure maximum clarity and the use of expressions as concise as possible, without forfeiting comprehension. They will be identified by a number in parentheses positioned to the right of the formula.

Equations will be numbered consecutively and will be referred to in the text with the word *Equation* followed by the respective number.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Authors must choose a font type (Times New Roman or similar) in which Greek letters, subscripts and superscripts are readily identifiable.

Upper (capital) and lower (small) case letters and any other characters that may be misinterpreted must be clearly differentiated (e.g., the letter "l" and the number one (1); the letter "O" and the number zero (0); capital "K" and small "k" and so on).

5.7. Citations

Citations in the text must be followed by a number between brackets to identify the paper cited in the references listed at the end of the article.

5.8. General structure

A Word (.doc) template is available on the journal's website, which authors may download to prepare their manuscripts.

As a general rule, articles will be organized as follows:

Title: The title should be concise and explicit, clearly reflect the content of the paper and be provided in Spanish and English. The use of abbreviations and trade names should be avoided.

Authors and affiliation: The full name and surname of all authors will be given, along with their academic degree and the name of the centre or company where they conduct their activity, including the city and country.

Abstract: Bilingual (Spanish and English) 50- to 150-word abstracts are required for all papers.

Keywords: Five keywords will be provided in Spanish and English to facilitate article searches and classification in databases.

Text: The text will be structured into numbered sections and sub-sections or items. It should normally contain a brief introduction, the body of the article and conclusions or final comments, as well as acknowledgements, as appropriate.

Appendices: In scientific articles containing a substantial number of mathematical expressions, an appendix summarizing the notation used is recommended.

References: The references cited in the text will be listed at the end of the paper, furnishing all the information needed to locate the source. Wherever possible, the following international criteria should be followed:

a) Journal articles:

Authors' surnames and initials; title of the article; journal name; volume and issue number; date of publication; first and last pages.

b) Books:

Authors' surnames and initials; title; edition; publisher; year of publication.

Only the title, authors and authors' affiliation will be required for papers other than articles.

6. REVIEW OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION

All articles meeting the above requirements will be reviewed by at least two independent referees, in keeping with the quality criteria governing scientific periodicals.

Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* will be accepted or rejected by the Editorial Board on the grounds of the referees' evaluation. Acceptance may, in any event, be subject to the introduction of any changes that the Board deems necessary for the manuscript to be publishable in *Hormigón y Acero*.

7. ASSIGNMENT OF RIGHTS

After a paper is approved by the journal's Editorial Board, the ACHE Secretariat will send the authors a "Publication Agreement" whereby they assign the copyright to the Association as publisher of *Hormigón y Acero*. This agreement must be signed by each and every one of the authors and returned to ACHE.

8. LAYOUT, PROOFS AND PUBLICATION

After acceptance of the final version of the manuscript and its format, ACHE will send it to the printer's for layout and preparation of the respective proofs.

Proofs will be sent to authors as a .pdf file for final approval or corrections, as appropriate.

Authors must return the proofs with their corrections in no more than 10 days; otherwise publication will be postponed to a subsequent issue of the journal. Corrections that entail a material alteration of the text or its structure will not be admitted.

After the possible errors in the proofs are corrected, the paper will be published in the journal.

9. REPRINTS

ACHE will send ten reprints of articles and the respective .pdf file to the corresponding authors, at no extra cost.

Article authors may order a larger number of reprints (not under 50) when returning the final version of their papers. They will be billed for the cost of these additional reprints.

When companies directly related to a featured article (design engineers, builders, technical consultants, subcontractors, suppliers and the like) publish advertisements in the issue of the journal in which it appears, they may order special reprints (minimum order, 50) of the featured article. In this case, the front cover will be the cover of the respective issue of the journal and the back cover will carry the advertisement published by the company ordering the reprints. The cost of these special reprints will be established yearly by the journal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

Boletín de inscripción en ACHE

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembro:

1. **Miembro Patrocinador**. Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

2. **Miembro Protector**. Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso. 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

3. **Miembro colectivo**. Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

4. **Miembro personal**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.

5. **Miembro Menor de 30 años**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.

6. **Miembro Estudiante**. Es la categoría que corresponde a los estudiantes de 1º y 2º ciclo universitario y que además tengan una edad igual o menor de 30 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Ciudad Universitaria
Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de:

- ☐ Estudiante (1º y 2º ciclo y menores de 30 años)..... (20 €)
- ☐ Menor de 30 años..... (41 €)
- ☐ Personal..... (85 €)
- ☐ Colectivo ..... (210 €)
- ☐ Protector ..... (365 €)
- ☐ Patrocinador ..... (730 €)

I.V.A. incluido

☐ Solicita más información sobre la modalidad de Miembro:

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada a continuación

Titular de la cuenta:.....

Entidad: ☐☐☐☐ **Oficina** ☐☐☐☐ **DC** ☐☐ **Núm.** ☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

Firma (sello de la entidad para personas jurídicas)

HORMIGÓN y ACERO

SUSCRIPCIÓN* Y PEDIDOS

DATOS DEL PETICIONARIO:

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

- **SUSCRIPCIÓN ANUAL AÑO 2010 (4 NÚMEROS):**
  - – España ..... 73 €
  - – Resto de países..... 97 €
- **PRECIOS NÚMEROS SUELTOS:**
  - – España ..... 25 €
  - – Europa ..... 33 €
  - – Resto de países ..... 39 €

A estos precios se les añadirá el IVA correspondiente. Solamente para España y países de la UE

PEDIDOS

Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Laboratorio de Estructuras.
Avd. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

FORMA DE PAGO:

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

* La figura del suscriptor está principalmente dirigida a Bibliotecas, Universidades y otras Instituciones que, deseando recibir la revista Hormigón y Acero, sin embargo no se ajustan a las distintas categorías de miembros de ACHE.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

UN GRAN EQUIPO DE PROFESIONALES A SU SERVICIO



Objetivos del IECA:

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

IECA
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES

DELEGACIONES IECA

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

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

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

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026

HA SUMARIO

CONTENTS

REALIZACIONES Y PROYECTOS

7 | **Proyecto y ejecución de dos arcos mixtos con elementos tubulares y sistema de péndolas tipo "network": Puentes Arco de Deba y Palma del Río**
Design and construction of two composite tubular arches with network suspension system: Deba and Palma del Río Arch Bridges
Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo y Antonio Carnerero Ruiz

41 | **Intempo. Estructura de un edificio de 180 metros de altura**
Intempo. Structure in a 180-meter high-rise
Enrique Gutiérrez de Tejada Espuelas y Florentino Regalado Tesoro

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

57 | **Fabricación de dovelas de túneles en posición horizontal con hormigones autocompactantes**
Production of segmented tunnel lining with self-compacting concrete and horizontal casting
Sergio H. P. Cavalaro, Antonio Aguado y Nayara S. Klein

69 | **Cálculo de secciones de vigas y soportes de hormigones de alta resistencia**
Cross-section design and verification in high-strength concrete columns and beams
Francisco Morán Cabré y José Pedro Gutérrrez Jiménez

81 | **El análisis lineal con redistribución limitada y los criterios de ductilidad de las secciones en la EHE-08**
Linear analysis with limited moment redistribution and cross-section ductility criteria in EHE-08
Francisco de Borja Varona Moya, Luis García Andión y José Antonio López Juárez

91 | **Estudio del comportamiento mecánico y frente corrosión de armaduras pasivas de acero revestidas con resina epoxi**
Study of mechanical behaviour and durability of reinforcing bars fusion-bonded to an epoxy coating
Manuel Fernández-Cánovas, Jaime C. Gálvez y Patxi Goicolea Marin

SUMMARIES

105 | ***Design and construction of two composite tubular arches with network suspension system: Deba and Palma del Río Arch Bridges***
Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo y Antonio Carnerero Ruiz

106 | ***Intempo. Structure in a 180-meter high-rise***
Enrique Gutiérrez de Tejada Espuelas y Florentino Regalado Tesoro

107 | ***Production of segmented tunnel lining with self-compacting concrete and horizontal casting***
Sergio H. P. Cavalaro, Antonio Aguado y Nayara S. Klein

108 | ***Cross-section design and verification in high-strength concrete columns and beams***
Francisco Morán Cabré y José Pedro Gutérrrez Jiménez

109 | ***Linear analysis with limited moment redistribution and cross-section ductility criteria in EHE-08***
Francisco de Borja Varona Moya, Luis García Andión y José Antonio López Juárez

110 | ***Study of mechanical behaviour and durability of reinforcing bars fusion-bonded to an epoxy coating***
Manuel Fernández-Cánovas, Jaime C. Gálvez y Patxi Goicolea Marin

RINCÓN DE ACHE

111 | **Jornada Técnica Anual y Asamblea Ordinaria de ACHE 2010**

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | julio - septiembre 2010 | Volumen 61 - nº 257
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02
E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/11/2026