HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com | ISSN: 0439-5689 | julio - septiembre 2009 | Volumen 60 - nº 253



Puente de Amposta

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



SOSTENIBILIDAD
DURABILIDAD
RESISTENCIA

El hormigón es respetuoso con
el **Medio Ambiente** por su capacidad de:

- Ser **reciclado**
- **Combinarse** con otros productos
- **Contención** de materiales peligrosos

El hormigón es el material
estructural más adecuado para una
construcción sostenible

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 Pizzaguillo
Antonio María Manrique, 5 - 6º oficina 5
35001 Las Palmas de Gran Canaria
Tel.928 46 28 00 - Fax:928 46 14 03
E-mail: [illegible]

Delegación Noreste
D. Sergio Carrasón Ortiz
Cataluña - extremeño
08015 Barcelona
Tel.93 039 09 01 - Fax:93 039 09 02
E-mail: scarrason@ieca.es

Delegación Centro
D. José Llorente Lozano
José Abascal 57, 4º
28003 Madrid
Tel.914 01 41 12 - Fax:914 01 05 86
E-mail: jllorente@ieca.es

Delegación de Levante
D. Rafael Ruido Arráez
Plaza del Ayuntamiento 2, Pta. 17
46002 Valencia
Tel./Fax: 963 90 51 51 - Fax:963 90 51 51
E-mail: [illegible]

Delegación Noroeste
D. Jesús Díez Mínguela
Plaza de San Marcos, 6 - 3ºE
24001 León
Tel.:987 23 48 58 - Fax:987 23 48 58
E-mail: [illegible]

Delegación Norte
D. Iñaki Zelada Arana
Ledesma 36, 1º Centro (D)
01001 Alava, Vitoria
Tel. 945 27 03 01 - Fax:945 27 03 98
E-mail: [illegible]

Delegación Sur
D. Manuel Vera Serrano
Virgen de Regla, 1 Esc. B, 1º 1
41013 Sevilla
Tel./Fax:954 27 40 15 - Fax:954 27 40 15
E-mail: [illegible]

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Foto de portada: Puente de Amposta.

HORMIGÓN y ACERO

julio - septiembre 2009 | Volumen 60 - nº 253
REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

HORMIGÓN Y ACERO

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

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

EDITAN:

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

CONSEJO EDITORIAL:

Director:
Luis 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)

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO:

Antonio Aguado de Cea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Alaejos Gutiérrez (Cedex, Madrid)
Ángel Aparicio Bengoechea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
José Mª Arrieta Torrealba (Proes, Madrid)
Miguel Ángel Astiz Suárez (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Alex Barbat Barbat (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Fomento, Madrid)
David Fernández-Ordóñez Hernández (Prefabricados Castelo, Madrid)
Gian Carlo Giuliani (Redesco Progetti SRL, Milán, Italia)
Miguel Gómez Navarro (ES Arte y Arquitectura - Uem, Madrid)
Enrique González Valle (Intemac, Madrid)
Javier León González (Fhecor, Madrid)
José Antonio Llombart Jaques (Eipsa, Madrid)
Antonio Marí Bernat (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Antonio Martínez Cutillas (Carlos Fernández Casado, S.L., Madrid)
Francisco Millanes Mato (Ideam, Madrid)
Santiago Pérez-Fadón Martínez (Ferrovial Agromán, Madrid)
Jesús Rodríguez Santiago (Dragados, Madrid)
Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)
Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno, Madrid)
José Mª de Villar Luengo (Torroja Ingeniería, Madrid)

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

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 05/11/2026

SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

7 | Obras de rehabilitación del puente colgante de Amposta
Amposta bridge - Rehabilitation works
F. del Pozo Vindel, J. M.ª Arrieta Torrealba, A. Cerezo Macías, M. Gómez Irigaray, A. Hue Ibargüen y A. Vázquez Salgueiro

45 | Puentes de París y Madrid sobre el río Gran Valira, en Andorra
Paris and Madrid bridges over Andorra´s Gran Valira River
L. Fernández Troyano y G. Ayuso Calle

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

59 | Estudio de las condiciones de resistencia al fuego de los túneles de la autovía Madrid calle 30
Fire resistance in the tunnels on Madrid´s M-30 ring road
J.M. Izquierdo y Bernaldo de Quirós

83 | Efecto de la incorporación de árido mixto reciclado en las propiedades de hormigones no estructurales
Effect of mixed recycled aggregate on non-structural concrete properties
B. Mas Gracia y A. Cladera Bohigas

SUMMARIES

95 | *Amposta bridge Rehabilitation works*
F. del Pozo Vindel, J. M.ª Arrieta Torrealba, A. Cerezo Macías, M. Gómez Irigaray, A. Hue Ibargüen y A. Vázquez Salgueiro

96 | *Paris and Madrid bridges over Andorra´s Gran Valira River*
L. Fernández Troyano y G. Ayuso Calle

97 | *Fire resistance in the tunnels on Madrid´s M-30 ring road*
J.M. Izquierdo y Bernaldo de Quirós

98 | *Effect of mixed recycled aggregate on non-structural concrete properties*
B. Mas Gracia y A. Cladera Bohigas

RINCÓN DE ACHE

99 | *In memoriam*
Álvaro García Meseguer

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

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

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

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

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

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

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

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

ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES
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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID

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

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

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

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

ZUBIA INGENIEROS
C/ República Argentina, 22 - 2º, Oficina 7
36201 VIGO (PONTEVEDRA)

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

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:

AEFACER
acesa abertis
ANFOR Anclajes y Formaciones en Roca, S.L.
armatek Sistema Constructivo
ARPO Empresa Constructora, S.A.
BBR PTE BBR Pretensados y Técnicas Especiales, S.L.
BIS Consultors Arquitectes
VSL
CTT Stronghold
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
DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL DSI
EMESA Trefilería
Eptisa Grupo EP
ESTEYCO
ferrovial AGROMAN
FH Ingenieros Fernandez y Hernandez Ingenieros, S.L.L.
Formigons Girona, S.A.
FR&A
Florentino Regalado & Asociados ingeniería y proyectos
Freyssinet
Fundación Agustín de Bertancourt
Gobierno de La Rioja Vivienda, Obras Públicas y Transportes
G.O.C.
GRACE
idom
ines ingenieros consultores
Instituto para la Promoción de Armaduras Certificadas IPAC
itc Grupo Atisae Instituto Tecnico de la Construccion S.A.
Julián Arumí, S.L. Prefabricados de Hormigón
MAPEI
mecanoGumba
Mekano4 MK4
OHL
PACADAR
PERI Encofrados Andamios
prefabricados Castelo
prevalesa Prefabricados de Hormigón
PROES
Pujol Prefabricados de Hormigón www.pujolweb.org
Reparaciones Tecnicas del Hormigon
SEIS
sett Sociedad de estudios del territorio e ingeniería S.A.
Siegrist y Moreno S.L.
SR structuralresearch
tecpresa
Tierra Armada
TORROJA INGENIERÍA
TYCSA PSC

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Carta del director



Querido lector:

El motivo de esta carta no es otro que actualizar la información que te transmití en ocasión análoga anterior, hace ahora cinco meses. Espero que el cambio de apariencia de la revista que se inició en aquel nº 251 haya sido de tu agrado. Como recordarás, ése y otros cambios que anunciaba en mi carta de aquél número (creación de un Consejo Editorial y un Consejo Asesor Científico, incorporación de un Editor-jefe, impulso a la internacionalización de la revista –incorporando personas no españolas al Consejo Asesor Científico y publicando resúmenes amplios en inglés de todos los artículos incluidos en la revista–) perseguían el lograr un incremento de la calidad editorial de la publicación, de cara al objetivo básico de lograr la inclusión de la revista en las bases de datos internacionalmente reconocidas con medición del índice de impacto (SCI Thomson y Scopus).

La puesta en marcha por la FECYT de la segunda convocatoria de su programa de evaluación voluntaria de la calidad de revistas científicas españolas parece haberse retrasado. Sin embargo, como ya anunciaba en el nº 251, nuestro Consejo Editorial ha realizado un proceso de autoevaluación con resultados positivos. En este momento la revista cumple los 33 criterios establecidos por Latindex como índices de la calidad de una revista científica[1], por lo que se ha decidido materializar, ya ahora en septiembre, el propósito anunciado hace unos meses de solicitar formalmente el indexado.

Nuestro propósito al fijarnos este objetivo del indexado como fundamental para la revista, no es otro que el de ayudar a nuestros asociados en general y en especial a todos aquéllos que se deciden a difundir sus conocimientos y experiencias a través de la publicación de artículos en la misma. En la situación actual, por ejemplo, la Agencia Nacional de Evaluación de la Calidad y Acreditación (ANECA) dentro de su programa de evaluación del profesorado, evalúa la experiencia investigadora a través, entre otros aspectos, de las publicaciones científicas; pero con los criterios aplicados, solo se tienen en cuenta las Publicaciones científicas con proceso anónimo de revisión por pares, aclarando que *"Se valoran preferentemente las aportaciones que sean artículos en revistas de prestigio reconocido, aceptándose como tales las que ocupen posiciones relevantes en los listados por ámbitos científicos en el "Subject Category Listing" del Journal Citation Reports del Science Citation Index (SCI)"*. En concreto, en el campo de Enseñanzas Técnicas este apartado se valora hasta un máximo de 32 puntos sobre 100, para lo cual se requiere la aportación por el solicitante de un mínimo de 8 publicaciones científicas recogidas en dicho Science Citation Index.

Resulta, por tanto, evidente que para lograr que el esfuerzo de nuestros autores se pueda ver recompensado por el reconocimiento como mérito a todos los efectos de lo publicado en estas páginas, resulta esencial esa inclusión de Hormigón y Acero en las bases de datos citadas anteriormente. En ese sentido puedo confirmarte que la solicitud está ya hecha, aunque el camino hasta la inclusión efectiva no llevará menos de 12-18 meses. Eso sí, los artículos publicados en la revista desde que comience a ser evaluada, podrán computar como contribuciones publicadas en una revista indexada si el proceso se corona con éxito. Pero para ello, a su vez, resultará vital que muchos de nuestros lectores se decidan a escribir y publicar artículos y colaboraciones de calidad.

Por ello reitero mi invitación a todos los lectores, ya formulada en 2008, a colaborar en este esfuerzo colectivo, tanto enviándonos ideas para enriquecer el proceso de mejora emprendido, como, sobre todo, contribuyendo con la aportación de artículos a elevar el nivel de calidad de Hormigón y Acero. Invitación que ahora, en particular, se hace extensiva para las posibles contribuciones sobre estructuras para el ferrocarril de Alta Velocidad, con ocasión del número que pretendemos dedicarle monográficamente a las mismas y del que has recibido noticia a través de la secretaría de Ache.

agosto de 2009
Luis Mª Ortega Basagoiti
Director de Hormigón y Acero

[1] http://www.latindex.unam.mx/latindex/admon2/catalogo/reporte_param2.html?folio=6805

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

PROES

PROYECTOS DE REHABILITACIÓN - OBRAS MARÍTIMAS - PUENTES - OBRAS LINEALES - URBANISMO - ARQUITECTURA
ASISTENCIAS TÉCNICAS - INGENIERÍA AMBIENTAL - ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN - ESTRUCTURAS ESPECIALES

REHABILITACIÓN DEL PUENTE DE AMPOSTA






C/ GENERAL YAGÜE, 39, 28020 MADRID, TELÉFONO 913454565

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Obras de rehabilitación del puente colgante de Amposta

Amposta bridge - Rehabilitation works

Florencio del Pozo Vindel[1], José M.ª Arrieta Torrealba[2], Alberto Cerezo Macías[3], María Gómez Irigaray[4] Almudena Hue Ibargüen[5] y Antonio Vázquez Salgueiro[6]

Recibido | *Received:* 09-06-2009
Aceptado | *Accepted:* 23-07-2009

Resumen

En este artículo se describe la rehabilitación del puente colgante de Amposta, una de las obras más especiales de José Eugenio Ribera.

En un artículo anterior, titulado "Estudios, inspección especial y proyecto de rehabilitación del puente de Amposta", publicado el tercer trimestre de 2006, en el número 241 de esta revista *Hormigón y Acero*, se describía el proyecto original, su azarosa historia y una inspección especial que permitió conocer el estado de sus elementos. El presente artículo pretende dar continuidad al anterior. En estas páginas se describe el proceso de rehabilitación, realizado con la tecnología actual, en el que se ha respetado sustancialmente el brillante planteamiento estructural de Ribera y se ha intentado añadir el estado último del arte de la ingeniería actual, con el fin de que el patrimonio español pueda seguir ofreciendo durante muchos años más esta destacada obra de su ingeniería.

Palabras clave: Puente colgante, rehabilitación, cables, péndola, silla, pilono.

Abstract

This article describes the rehabilitation conducted on Amposta Bridge, one of engineer José Eugenio Ribera's most prominent works.

A prior article, "Estudios, inspección especial y proyecto de rehabilitación del puente de Amposta" (studies, special inspection and rehabilitation design for Amposta Bridge) published in the first quarter 2006 issue (241) of Hormigón y Acero, *described the original design, its eventful history and a special inspection to determine the state of repair of its members and elements. The present article, a continuation of that paper, describes the rehabilitation process. Performed with today's resources, it entailed virtually no change in Ribera's brilliant structural conception, while applying state-of-the-art technology to lengthen the life of this masterwork of engineering genius and important contribution to Spanish heritage.*

Keywords: *Suspension bridge, rehabilitation, cables, suspender, saddle, pier.*

* ***Page 95 of this issue contain an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.***

(1) Doctor Ingeniero de Caminos, (2) Doctor Ingeniero de Caminos e Ingeniero Industrial, (3) Ingeniero de Caminos y Arquitecto Técnico, (4) Ingeniera Naval. PROES Consultores, S.A. (Madrid, España)
(5) Ingeniera Industrial, (6) Ingeniero de Caminos. FPS (Flota Proyectos Singulares) (Madrid, España)

Translation: Margaret Clark

Persona de contacto / *Corresponding author:* jmarrieta@proes.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

El puente de Amposta, como ya se reseñó en el artículo anterior, es una obra singular de la ingeniería española por múltiples motivos. Por esa razón, en el proyecto de rehabilitación se han fijado criterios de actuación basados en un riguroso respeto al diseño estructural original. Estos criterios se han mantenido durante la ejecución de las obras, lo que ha permitido realizar una rehabilitación integral del puente, incluida la sustitución completa del sistema de cables, manteniendo al mismo tiempo el diseño estructural original y mejorando notablemente los aspectos funcionales de la estructura, con el fin de adaptarla a los requerimientos de uso actual de la misma (Figura 1).

En el presente artículo se describen de forma detallada las obras realizadas en la rehabilitación, pero para entender completamente las mismas, nos permitimos aconsejar a los lectores la lectura previa del artículo publicado en el número 241 de *Hormigón y Acero*, donde se describían los trabajos realizados en la inspección especial del puente para poder evaluar su estado, la comprobación estructural del mismo y, finalmente, la descripción de las soluciones propuestas en el proyecto de rehabilitación (Figura 2).

1. INTRODUCTION

As noted in a prior article, Amposta Bridge stands out in the annals of Spanish engineering for many reasons. Consequently, its rehabilitation was subject to strict respect for the original structural design, which was maintained throughout. While the bridge was fully overhauled, with the replacement among others of the entire system of cables, the original structural engineering was honoured, albeit with substantial improvements in its functional aspects to adapt the bridge to present usage requirements (Figure 1).

The present article contains a detailed description of the rehabilitation works performed. Nonetheless, for a fuller understanding of this text, the reader is referred to the previous article, published in issue 241 of Hormigón y Acero*, which described both the special inspection conducted on the bridge to evaluate its present condition and verify its structural safety and the solutions proposed for its rehabilitation.*

The rehabilitation works were commissioned by the Ministry of Internal Development's Directorate General of Roads from the ***AMPOSTA*** *joint venture (FPS-GEOCISA-ZUT), while the engineering support for site supervision was awarded to* ***PROES Consultores****, the engineering consultants who authored the rehabilitation design.*



Figura 1. Estado del puente antes de los trabajos de rehabilitación.
Figure 1. Bridge prior to rehabilitation works.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

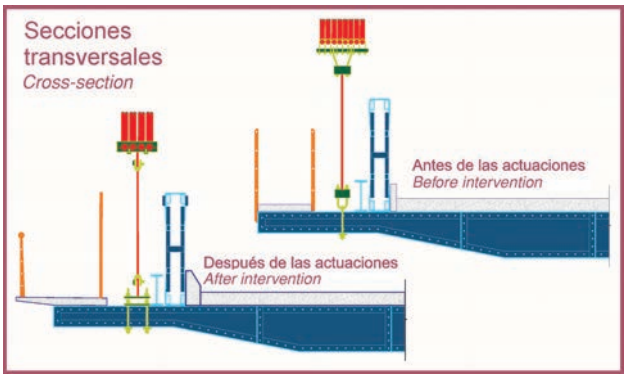


Figura 2. Sección transversal: antes y después de la rehabilitación.
Figure 2. Cross section: before and after rehabilitation.

Las obras de rehabilitación fueron contratadas por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento a la **UTE AMPOSTA** (FPS-GEOCISA-ZUT) y la Asistencia Técnica a la Dirección de las Obras a **PROES Consultores,** que había sido la consultora de ingeniería autora del proyecto de rehabilitación.

Los trabajos comenzaron el 15 de febrero de 2007, con el corte del tráfico en la antigua carretera N-340a, a su paso por el Puente Colgante de Amposta, previa señalización de los desvíos correspondientes, y finalizaron con la apertura del puente al tráfico el 2 de abril de 2009.

A continuación se describirán distintos aspectos de los trabajos que han sido necesarios para ejecutar la obra. La exposición se ha organizado siguiendo la secuencia del proceso constructivo, aunque en algunos casos este orden no se ha podido respetar.

En primer término, se describe la rehabilitación del tablero, compuesta por la reconstrucción de las losas de calzada y aceras y la rehabilitación y refuerzo de las estructuras metálicas. A continuación, se relatan los trabajos de sustitución del sistema de cables, tratando por separado la colocación del sistema de sustentación provisional, la transferencia de cargas al mismo y, finalmente, la colocación del nuevo sistema de cables. Posteriormente, se explica cómo se ha realizado la instalación del nuevo sistema de apoyos, la rehabilitación de las cámaras de anclaje y de los pilonos, y los acabados. Por último, se describe la prueba de carga y se resume la configuración de la estructura ya rehabilitada.

2. REHABILITACIÓN DEL TABLERO

2.1. Demolición de la losa de calzada

Las obras se iniciaron con la retirada de las instalaciones de iluminación existentes y de la barandilla interior de las aceras, manteniendo la barandilla exterior como protección provisional de obra.

The works began on 15 February 2007, when former road N-340a was closed to traffic and the detour around Amposta Bridge duly signed, and were completed on 2 April 2009 when the bridge was re-opened to traffic.

The following is a description of the works involved. The discussion is essentially structured in keeping with construction process sequencing, although that order had to be varied in some cases.

It begins with a description of deck rehabilitation, consisting in the rebuilding of the carriageway and walkway slabs and the rehabilitation and reinforcement of the steel structures. This is followed by an account of the replacement of the cable system, including a separate item on the provisional support system and load transfer, and a discussion of the laying of the new cables. The article then addresses the erection of the new support system and the rehabilitation of the anchorage chambers, piers and finishes. Lastly, the load test is described and the configuration of the rehabilitated structure is summarized.

2. DECK REHABILITATION

2.1. Carriageway slab demolition

The work began with the removal of the existing lighting and inner walkway railing. The outer railing was maintained as provisional worksite protection.

The walkways on both sides of the bridge were then demolished by cutting ten-centimetre deep slots into the slabs with a circular saw along the centreline of the transverse girders at five-metre intervals. The fragments were then removed with the aid of a crane installed on the bridge deck, which lifted them over the bridge cables for conveyance to a dumpsite.

Before demolishing the carriageway, the slab was milled to minimize the weight of the pieces to be removed, and the existing kerb was demolished. To cut the slab was then into fragments, the cutting lines were staked out with a ruling pen and a hand radial arm saw to ensure the indelibility of the marks. The fragments were of the same width as the carriageway and from 2.00 to 2.30 m long so that they always rested on two transverse girders, cantilevering by no more than 0.90 m to prevent overturning.

The final slots were made with a diamond saw, starting at mid-span and working alternatively toward the edges. The pieces were removed through successive 7.50 m long openings in the carriageway. The fragments were removed by a crane resting on the part of the carriageway that had not yet been demolished, starting at mid-span and working symmetrically toward the two ends of the bridge.

2.2. Steel structure rehabilitation

The steel structures were cleaned and reinforced as the carriageway slab was being demolished and rebuilt. The structures that were rehabilitated and/or reinforced included the

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Una vez realizada esta tarea, se demolieron las aceras peatonales existentes a ambos lados del puente. Para ello, se hicieron cortes de diez centímetros de profundidad con sierra de disco sobre el eje de las vigas transversales a intervalos de cinco metros. Una vez realizados todos los cortes, los trozos de losa de acera se retiraron con ayuda de una grúa instalada sobre el tablero del puente, sacando los mismos por encima de los cables del puente, para ser trasladados a un vertedero.

Previamente a la demolición de la losa de calzada, y con el objetivo de minimizar el peso de los trozos a retirar, se realizó el fresado del pavimento y la demolición del bordillo existente. La demolición de la losa se realizó mediante el corte de la misma en fragmentos. Para ello, se replantearon los cortes a realizar mediante tiralíneas y con una máquina radial de mano, lo que garantizaba la permanencia de las marcas hasta que se efectuó el corte definitivo. El ancho de los fragmentos era igual al de la calzada y tenían entre 2,00 m y 2,30 m de largo, con lo que se aseguraba que se apoyaran siempre sobre dos vigas transversales, y que el vuelo máximo fuera 0,90 m, garantizando así un correcto coeficiente de seguridad al vuelco.

El corte definitivo se realizó con una máquina con disco de diamante, ejecutándolo desde el centro de vano hacia ambos lados alternativamente. Los trozos se retiraron abriendo un batache de una longitud máxima de 7,50 m. La retirada de los fragmentos cortados se realizó de forma simétrica hacia ambos lados del puente, mediante una grúa apoyada sobre parte de la calzada aún sin cortar.

2.2. Rehabilitación de las estructuras metálicas

Las tareas de limpieza y refuerzo de las estructuras metálicas se realizaron simultáneamente con la demolición y reconstrucción de la losa de calzada. Las estructuras metálicas rehabilitadas y/o reforzadas son las vigas transversales, las vigas de rigidez y las vigas secundarias.

Para poder realizar estos trabajos, se instaló una plataforma auxiliar en el tablero, que colgaba de la parte inferior del mismo y se desplazaba a lo largo de dos vigas carril, fijadas a los voladizos de las vigas transversales del puente mediante un sistema de placas soporte unidas con varillas roscadas.

La limpieza de la estructura metálica se realizó utilizando chorro de arena llegando a un grado de limpieza Sa 1½ (acabado metal blanco), o chorro de agua añadiendo arena al agua, obteniendo en este caso un grado de limpieza St 2 ó 3. Una vez realizada la limpieza, las partes metálicas fueron protegidas mediante una capa de pintura de imprimación y otra capa intermedia previa al pintado de acabado de la estructura.

En las vigas de rigidez fue necesario retirar superficialmente la capa de mezcla bituminosa de impermeabilización existente en el cordón inferior, con el fin de permitir su limpieza y posterior pintado interior, evitando

transverse girders, the stiffening girders and the secondary beams.

This work was performed from an ancillary movable platform suspended from the underside of the deck that travelled along two rail girders that rested on support plates secured to the cantilevered edges of the transverse girders with threaded rods.

The steel structure was sand-blasted to cleaning grade Sa 1½ (white steel finish) or hydro-jetted, adding sand to the water, to grade St 2 or 3. The clean steel parts were then protected with a primer and an intermediate coat of paint prior to the finishing coat used on the structure throughout.

The weather-proof hot mix asphalt (HMA) was removed from the bottom chord of the stiffening girders before proceeding to cleaning and painting, to repair any possible weak spots susceptible to corrosion.

Transverse girder cleaning was a two-stage process, for after removal of the initial suspender plates, the areas underneath had to be mechanically scrubbed prior to installation of the new plates. Once clean, they were painted as described above for the other steel members.

The surface of the top flanges on the transverse girders at the two ends of the carriageway had to be smoothed with an adhesive or a two-component thixotropic epoxy resin.

2.3. Steel structure reinforcement and replacement of wind braces

As the top and bottom chords of each stiffening girder were being cleaned, steel reinforcements were welded to both as specified in the design.

When the carriageway slab was removed, the top flanges of the transverse girders were observed to have worn thin in some places. This was corrected by welding 8-mm thick steel plate reinforcements onto these areas.

The shapes forming the wind braces were then removed and replaced with new elements, under a new arrangement in which they supported the top chord of the transverse girders, to which they were welded (Figure 3).

After the stiffening girders were reinforced, the welds were verified as required before painting, conducting a general visual inspection and performing penetrating liquid and ultrasound trials.

2.4. New carriageway slab and kerb construction

The precast carriageway slabs were made off-site and shipped to and stored on site prior to laying. They were hoisted with slings and rested on two transverse girders (overlapping each flange by 4 cm, with a 13 cm joint between adjacent slabs). Before each slab was set into its permanent position, its post-tensioning sheathes were coupled to the sheathes in the preceding slab, for this could not have been done afterwards for want of sufficient clearance (Figure 4).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

de esta forma que quedaran puntos débiles frente a la corrosión.

En las vigas transversales, la limpieza se realizó en dos fases, ya que fue necesario utilizar cepillo mecánico en las zonas en las que estaban alojadas las placas de las péndolas antiguas, al retirarse estas y antes de colocar las de las nuevas. Una vez limpias, se pintaron con las mismas capas de protección y pintura que el resto de los elementos metálicos.

También fue necesario realizar una regularización de la superficie de las alas superiores de las vigas transversales en las zonas extremas de calzada, con un adhesivo o resina epoxi tixotrópica de dos componentes.

2.3. Refuerzo de las estructuras metálicas y cambio de las cruces de San Andrés

A medida que se fueron limpiando los cordones superior e inferior de la viga de rigidez, se realizó la soldadura del refuerzo metálico de ambos, según lo previsto en proyecto.

Al retirar la losa de la calzada, se observó la pérdida de sección de las alas superiores de las vigas transversales en puntos muy localizados. Para solucionarlo, se soldó una chapa de 8 mm de espesor sobre dichas zonas, como refuerzo local.

A continuación se retiraron los perfiles que constituían las cruces de San Andrés, y se colocaron nuevos elementos, esta vez arriostrando el cordón superior de las vigas transversales. Dichos elementos se fijaron mediante soldadura al ala superior de estas vigas (Figura 3).

Una vez realizados todos los refuerzos de las vigas de rigidez, se hicieron los preceptivos ensayos de las soldaduras ejecutadas, antes de iniciar su pintado, incluyendo una inspección visual general y ensayos con líquidos penetrantes y ultrasonidos.

2.4. Construcción de la nueva losa de calzada y su bordillo

Las prelosas de calzada fueron prefabricadas en una planta externa y transportadas y acopiadas a pie de obra, antes de su colocación. Para ello, se izaron mediante unas eslingas y, posteriormente, cada una se apoyó sobre dos vigas transversales (su apoyo sobre éstas era 4 cm sobre cada ala, quedando una junta de 13 cm entre prelosas contiguas). Antes de dejarlas apoyadas en su posición definitiva, se conectaron los manguitos que unen las vainas de postesado de ambas prelosas, porque más tarde no hubiera habido holgura suficiente para colocarlos (Figura 4).

Debido a la curvatura de las vigas transversales, fue necesario disponer unas cuñas de madera provisionales para estabilizarlas; posteriormente se reemplazaban



Figura 3. Colocación de nuevas Cruces de San Andrés sustitutas de las antiguas.
Figure 3. Erection of new wind braces to replace the initial members.

Because of their curvature, the transverse girders had to be stabilized with provisional wooden wedges, later replaced by non-shrink mortar used to fill the gap between the precast slab and the girder.

These precast slabs were laid beginning with the second and ending with the second last; the first and last were laid after the rest had been tensioned. Prior to tensioning, the rebar was laid for the inter-slab joints (on the top of the transverse girders), which were then cast with on-site concrete. The new 130 m 4T15 cables were subsequently threaded.

A fibreglass draw wire with a bullet-shaped tip was used to thread the nine cables. After crossing the entire deck, it was attached to an ancillary cable in turn connected to a winch located on the opposite side. The winch was then turned to thread the cables through the sheathes. The draw wire was subsequently removed to weld the 4T15s to the ancillary cable. This operation was repeated with all four tendons in each cable. A soluble cutting oil ("taladrina") was used throughout to minimize the friction between the cables and sheathes.

The tendons were tensioned with four jacks connected to two stations to transfer the force at the same time to each pair of jacks. Two such set-ups were operated simultaneously, one at each side of the bridge. The equipment on one side tensioned strands 1 and 3 and re-tensioned strands 2 and 4, while the equipment on the other side did the opposite (Figure 5).

Load transferral to the slab was ramped, with three load increments: first all the tendons were tensioned to 25 per cent and then to 53 per cent of the ultimate load of the steel. Finally, all the tendons were tensioned to 100 per cent of the tensioning force (80 per cent of the ultimate load of the cables). Tensioning was begun on the central cable and continued alternately first on one side and then on the other to ensure a more even distribution of forces.

After conclusion of the tensioning operations, quality checks were conducted to satisfaction and the tendons were severed.

After the cables were cut and the mortar cast around them for protection and to prevent de-tensioning had reached the spec-

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 4. Colocación de la nueva losa, una vez demolida la existente.
Figure 4. Laying the new slab (after demolishing the original deck covering).

por un mortero sin retracción rellenando el hueco existente entre el prefabricado y la viga.

Las prelosas se fueron colocando empezando por la segunda y acabando en la penúltima; la primera y la última se instalaron después de tesar el resto. A continuación se dispusieron las armaduras correspondientes a la junta entre prelosas (sobre la cara superior de las vigas transversales) y, finalmente, se hormigonaron esas zonas. Posteriormente, se realizó el enfilado de los nueve cables de 4T15, de 130 m.

Para el enfilado de los nueve cables se utilizó una guía de fibra de vidrio con una bala en cabeza que, una vez que atravesaba todo el tablero, se unía a un cable auxiliar conectado a un cabrestante situado en el otro lado. A continuación, se recogía la guía y de esa forma quedaba enfilado el cable en las vainas. Más tarde se retiraba la guía y se soldaban los 4T15 al cable auxiliar. Tirando del cable con ayuda del cabrestante, se conseguía que los cuatro tendones atravesaran toda la losa de la calzada. Esta operación se realizó utilizando aceite soluble (taladrina) en todo momento para minimizar los rozamientos del cable con las vainas.

El tesado de cada tendón se hizo con cuatro gatos conectados a dos centrales, de manera que la fuerza se transmitía a la vez a cada pareja de gatos. Se utilizaron dos equipos funcionando simultáneamente, uno a cada lado del puente. Con uno de los equipos se tesaban los cordones 1 y 3 y se retesaban los 2 y 4 en uno de los lados, actuando de manera opuesta en el otro lado del puente (Figura 5).

La carga de tesado se transmitió a la losa mediante tres escalones de carga: primero se tesaron todos los tendones al 25 por ciento de la carga de rotura del acero, luego se realizó el segundo escalón al 53 por ciento de la carga de rotura y, finalmente, se tesaron todos los tendones al 100 por cien de la fuerza de tesado (80 por ciento de la carga de rotura de los cables). El tesado se inició por el cable central, y luego se fueron tesando alternativamente sus adyacentes a uno y otro lado, obteniendo así una distribución más homogénea de los esfuerzos.

Terminado el tesado de los cables, se realizaron las com-

ified strength, mortar was also injected into the sheathes. The cables were washed to remove the cutting oil prior to injection with CEM I 42.5 cement. During this operation, the intermediate bleeders were monitored to ensure that grout seeped out of each and every one of them.

Phenolic-faced forms and rebar for the kerb were then set into place for subsequent concrete casting. The kerb was built by sections whose lengths concurred with the distance between rainwater drains.

2.5. New walkway slab construction

The precast walkway slabs were also made off-site and shipped to and stored on site prior to laying.

They were precast to house the service channels, collection boxes, manholes to access the support chambers, anchor plates for the railings and the penetrations to house the continuity steel protruding from the transverse girders.

These slabs were laid after the cable system was replaced on the bridge. Laying was conducted from mid-span toward the ends symmetrically, i.e., successively left and right and on the Amposta side and the La Aldea side, so that neither side of the deck had over two slabs more than the other at any given time (Figure 6). The end slabs, two on each side, were not laid until the new end transverse girders were installed.

After the slabs were laid and secured, the joints between them were filled and a finishing layer consisting in high strength epoxy mortar was applied.

3. CABLE SYSTEM REPLACEMENT

With deck reconstruction finished and the permanent loads on the bridge consequently lightened, cable system replacement was undertaken. This operation was divided into three stages: a first consisting of preliminary tasks, a second, in which the objective was to suspend the deck from only half of the cables on the existing bridge, and the third, in which the new cables were hung and loaded with the weight of the deck.



Figura 5. Tesado de la losa de calzada con juntas entre tramos prefabricados ya hormigonadas.
Figure 5. Tensioning the carriageway slab (after casting concrete in the joints between precast sections).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

probaciones correspondientes, concluyendo que era correcto y autorizándose el corte de los tendones.

Una vez cortados los cables y alcanzada la resistencia especificada para el mortero de sellado de los cajetines, se hizo la inyección de las vainas. En primer lugar, se lavaron los cables, ya que habían sido bañados en taladrina. La inyección de CEM I 42.5 se realizó desde un extremo hacia el otro, comprobando que salía lechada por todas y cada una de las purgas intermedias.

A continuación se colocó el encofrado fenólico del bordillo y las armaduras para posteriormente hormigonarlo. El bordillo se construyó por bataches, cuyas longitudes correspondían a la separación entre los sumideros.

2.5. Construcción de las nuevas losas de las aceras

Las aceras fueron prefabricadas también en una planta externa, transportadas y acopiadas a pie de obra, hasta el momento de su colocación.

Se prefabricaron incluyendo las conducciones para el paso de servicios, las arquetas, los pasos de hombre para acceder a las cámaras de los apoyos, las placas de anclaje para las barandillas y los cajetines para su fijación a las vigas trasversales.

El montaje de estas losas se realizó al finalizar el proceso de sustitución del sistema de cables del puente. Se fueron colocando desde el centro hacia los extremos y de forma simétrica, es decir, a izquierda y derecha y lado Amposta y La Aldea sucesivamente, de manera que en ningún momento hubo más de dos losas colocadas de diferencia entre ambos lados del tablero (Figura 6). Las losas extremas, dos en cada lado, no se colocaron hasta que fueron instaladas las nuevas vigas transversales extremas.

Una vez finalizada la colocación y fijación de las losas, se rellenaron las juntas entre ellas, aplicando una capa de terminación de un mortero epoxy de alta resistencia.

3. SUSTITUCIÓN DEL SISTEMA DE CABLES

Una vez finalizada la reconstrucción del tablero, y habiendo por tanto reducido las cargas permanentes en el puente, se inició la sustitución del sistema de cables, que puede ser dividida en tres etapas diferenciadas: una primera, que corresponde a las tareas previas, una segunda, cuyo objetivo era dejar el tablero suspendido de la mitad de los cables existentes en el puente , y una tercera, en la que se colocaban los nuevos cables y se transfería a ellos la sustentación del tablero.

3.1. Colocación del sistema provisional

3.1.1. Colocación de los sistemas de bloqueo provisionales

Para hacer posible la transferencia de cargas, era necesario que el puente pudiera sufrir ciertas variaciones de



Figura 6. Trabajos de colocación de las aceras prefabricadas.
Figure 6. Laying precast walkway slabs.

3.1. Provisional system assembly

3.1.1. Provisional blocking systems

Load transferral necessitated variations in elevation that the bridge would have to be able to withstand. This meant that once the deck was suspended from the cable system, it would have to be free to move vertically. For this reason, the deck was released from the abutments by cutting the tie beams between them with an oxycetylene torch before replacement work was initiated.

These beams, whose purpose was to constrain the deck transversally, abutted perpendicularly with the centre of the outermost transverse girders on each side of the bridge and were embedded in the abutment. A 70x60x40 cm opening was cut into the carriageway to access and sever these members. Jacks were placed between the transverse girders at each end of the deck and the provisional tie beams to prevent abrupt movement during the cutting operation.

Before the deck could be released for vertical displacement, an ancillary system was needed to limit any horizontal movements during cable replacement, to transfer horizontal wind action. A provisional blocking system was designed for this purpose, consisting in four steel structures that embraced the piers.

These structures were designed to transfer the wind loads acting on the deck (350 kN on each abutment) to the piers, while allowing for free vertical movement during the cable replacement operation and geometrically adapting to both the piers and the existing deck at each corner.

Essentially, these structures consisted in two compound girders, each comprising two wide flange shapes set on uprights secured at the same elevation as the top chord on the stiffening girder. These beams ran along opposite sides of the pier shaft and were joined with two 600 kN prestressed bars set

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 7. Sistema de bloqueo del tablero.
Figure 7. Deck blocking system.

cota, por lo que se precisaba que el tablero, una vez colgado del sistema de cables, tuviera libre su movimiento vertical. Por este motivo, antes de comenzar los trabajos de sustitución, se desvinculó el tablero de cada estribo, cortando mediante soplete las vigas riostra que lo unían a los mismos.

Estas vigas partían perpendicularmente del centro de la última viga transversal del puente, y se embebían en el estribo, cumpliendo la función de coaccionar transversalmente el tablero. Para poder cortarlas se hizo previamente un cajeado de 70x60x40 cm en la calzada, dejándolas al descubierto. Para evitar eventuales movimientos bruscos durante el corte, se dispusieron gatos entre la última viga transversal del tablero y las vigas del arriostramiento provisional.

Antes de que el tablero quedara colgado y libre en su movimiento vertical, fue necesario colocar algún elemento auxiliar que limitara sus desplazamientos en sentido transversal durante todo el proceso de sustitución de cables, de forma que se pudieran trasmitir las fuerzas horizontales de viento. Para ello, se diseñó un sistema de bloqueo provisional, compuesto por cuatro estructuras metálicas que abrazaban los pilonos.

El diseño de estas estructuras fue realizado para que fuera capaz de transferir a los pilonos la carga de viento que actúa sobre el tablero (350 kN en cada estribo), permitiendo el movimiento vertical libre durante la sustitución de los cables y adaptándose geométricamente en cada esquina, tanto a los pilonos, como al tablero existente.

Básicamente, cada una de estas estructuras estaba formada por dos vigas empresilladas, compuestas a su vez por dos perfiles HEB, que se montaron apeadas a la altura del cordón superior de la viga de rigidez. Estas vigas se unieron entre ambos lados de cada fuste del pilono, a través de dos barras pretensadas a 600 kN, y se apoyaron contra el paramento a través de neoprenos (Figura 7).

El funcionamiento del sistema permitía, en condiciones normales (sin fuertes vientos), que la viga de rigidez y la estructura no estuvieran en contacto, quedando el

against the other two sides of the pier. Their impact against the deck surface was buffered by neoprene pads (Figure 7).

Under this arrangement and in normal conditions (no strong wind), the stiffening girder and the structure would not interfere with one another and the deck would be free to move vertically. If the deck were to move horizontally as a result of wind action, however, the top chord on the stiffening girder would be arrested by the provisional block, butting up against the neoprene pads.

In addition, the flanges on the end transverse girders were trimmed to prevent possible interference between the deck and the abutments during operations requiring vertical movements.

The cable saddles were also transversally blocked by shapes attached to the head of the pier to prevent possible movement in that direction.

3.1.2. Monitoring instrument installation

The instrument system was designed to gather data on the existing cables and other members such as stiffening girders and saddles. Throughout the construction period, the data recorded by the instruments were read daily.

The instruments used included vibrating wire strain gauges attached by adhesives to the stiffening girder, guylines and the main cables from which the provisional hangers were later suspended. The strain gauges were attached to each member by means of a high-strength "cold weld" adhesive and protected from pollution by a body with a built-in temperature measuring system. The respective wiring was also laid, the connection boxes were installed underneath the deck, and the data gathering stations were positioned around the cable inlet to the anchorage chambers, where they were connected to the computer that stored the data.

Displacement transducers (LVTDs) were installed on the saddles. The transducers with a +/- 3 cm range initially used in the early stage of the works were later replaced with +/- 10 cm devices to meet the needs arising in the remaining stages.

Before the works were undertaken, topographic maps were drawn to establish the original position of the deck and cables. Surveys were also conducted during the cable system replacement operation to record the variations taking place.

In addition to the instrumentation, the load on the cables comprising the provisional suspension system for the bridge was measured.

Hydraulic jacks positioned in the anchorage chamber were used to test the concurrence between the theoretical design data and the actual condition of the eight guylines. While the design load per cable was 343 kN, the mean obtained for the cables on the Amposta side was 330 kN and on the La Aldea side, 370 kN.

The load on the eight main cables from which the bridge was to suspend was also measured from the anchorage chambers. The estimated design load was 478 kN per cable, although the

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

tablero libre en su movimiento en dirección vertical. En el caso de que, por la acción del viento, el tablero se desplazara transversalmente, el cordón superior de la viga de rigidez haría tope contra el bloqueo provisional, entrando en contacto los neoprenos interpuestos entre el tablero y el bloqueo.

Además, se realizó el recorte de las alas de las vigas transversales extremas, para evitar posibles interferencias del tablero con los estribos durante las maniobras en que el puente requería desplazarse verticalmente.

También se bloquearon transversalmente las sillas mediante unos perfiles fijados a la cabeza de la pila, para impedir posibles movimientos en esa dirección.

3.1.2. Colocación del sistema de instrumentación de control

El sistema de instrumentación incluía bases de lectura en los cables existentes y en otros elementos como las vigas de rigidez y las sillas. Diariamente durante los trabajos, se tomaron lecturas de los datos registrados por la instrumentación.

El montaje del sistema de instrumentación incluyó la instalación de extensómetros de cuerda vibrante fijados mediante adhesivos sobre la viga de rigidez, los cables de retenida y los cables principales exteriores, de los que se colgaron después las péndolas provisionales. Estos extensómetros se fijaron a cada elemento mediante un adhesivo que constituye una "soldadura metálica en frío" de gran resistencia, y se protegieron de la polución mediante una carcasa, que llevaba incluido el sistema de medición de temperatura. Complementariamente, se realizó el cableado correspondiente, se colocaron las cajas de conexión bajo el tablero y las estaciones de adquisición de datos en la zona de entrada de los cables a las cámaras de anclaje, desde donde se conectaron al ordenador de lectura de datos.

En las sillas se colocaron transductores de desplazamientos (LVTD). Inicialmente, se pusieron transductores de rango +/-3 cm para las primeras fases de los trabajos y, posteriormente, se reemplazaron por otros de rango +/-10 cm para cubrir adecuadamente el resto de las fases.

Complementariamente, se hicieron levantamientos topográficos antes de iniciar las obras, para conocer la posición original del tablero y de los cables, y durante los trabajos de sustitución del sistema de cables, para registrar las variaciones que se producían.

Dentro de los trabajos de instrumentación y complementando los mismos, se realizó el pesaje de los cables que conformaron el sistema provisional de suspensión del tablero.

En los ocho cables de retenida, actuando con gatos hidráulicos desde las cámaras de anclaje, se comprobó el grado de adecuación entre los datos teóricos de proyecto

measurements for these cables proved to be more widely dispersed than for the guylines. The mean force on the La Aldea side cables was greater than on the Amposta side, and the loads on the right side of the bridge were greater than on the left.

Finally, two threaded rods on each provisional suspender or hanger were also instrumented with strain gauges.

3.1.3.Provisional support system

This system consisted in a set of twelve provisional suspenders or hangers, uniformly distributed at six points on each side of the bridge. Once loaded, they transferred the weight of the deck to only four of the eight main cables on each side to be able to remove the four middle cables. The deck was consequently supported by the two inner-most and two outer-most (jointly, the "external") cables in each set of eight. In other words, the reduction of permanent loads made it possible to suspend the entire deck from only half of the main cables. Throughout the process, the load on these cables never exceeded half of their ultimate load.

Each of the provisional suspenders consisted in eight cables in two groups of four, which were attached to the initial main cables via individual bands. Each hanger was attached to the deck with two steel plates, one over the top and the other under the bottom flange of the transverse girder, joined by threaded rods. This arrangement made it possible to adjust the length and consequently ramp the tensioning and de-tensioning of the suspenders during load transfers (Figure 8).

The ultimate load for the 18 mm diameter cables comprising the hangers was 200 kN. Assuming the maximum working load to be half the ultimate load, the bearing capacity per suspender (eight cables each) during load transfer was 800 kN, comfortably accommodating the 500 kN required.



Figura 8. Péndolas provisionales cortas.
Figure 8. Provisional short suspenders.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

y la situación real del puente. El resultado de este pesaje fue que, frente a los 343 kN por cable previstos en proyecto, la media obtenida fue 330 kN para los cables del lado Amposta y 370 kN para los del lado La Aldea.

Se realizó también el pesaje de los ocho cables principales exteriores desde las cámaras de anclaje. Teniendo en cuenta que la carga estimada en proyecto era 478 kN por cable, el resultado de estos pesajes dio una dispersión de fuerzas medidas mayor que en el caso de los cables de retenida. Se comprobó que la fuerza media de los cables del lado La Aldea era mayor que la de los del lado Amposta, siendo además mayores las cargas en el lado derecho del puente que en el izquierdo.

Finalmente, la colocación de la instrumentación se completó con extensómetros en dos varillas roscadas de cada péndola provisional.

3.1.3. Colocación del sistema de sustentación provisional

Este sistema estaba compuesto por un conjunto de doce péndolas provisionales, distribuidas uniformemente en seis puntos a cada lado del puente que, una vez en carga, transmitían el peso del tablero a sólo cuatro de los ocho cables principales por cada lado, para poder, de esta forma, retirar los cuatro centrales. El tablero quedaba sustentado por las dos parejas de cables más exteriores de cada conjunto de ocho cables (cables exteriores). La sustentación del tablero completo sobre la mitad de los cables principales fue posible gracias a la reducción de las cargas permanentes. A lo largo del proceso, la carga en esos cables no sobrepasó nunca la mitad de su carga de rotura.

Cada una de las péndolas provisionales estaba compuesta por ocho cables en dos alineaciones, que se fijaban a través de perchas individuales a los cables principales antiguos. La unión de cada cable de péndola con el tablero se hizo mediante placas metálicas abrazando la viga transversal, unidas a través de barras roscadas. Estas uniones al tablero son las que permitieron la regulación en longitud y, por tanto, el tesado y destesado, por fases, de las péndolas durante las transferencias de cargas (Figura 8).

Los cables de las péndolas tenían 18 mm de diámetro y una carga de rotura de 200 kN. Asumiendo como carga máxima de trabajo la mitad de la de rotura, la capacidad portante por péndola durante la transferencia de carga (ocho cables por péndola) fue 800 kN, con suficiente margen adicional sobre los 500 kN requeridos.

Salvo para las cuatro péndolas provisionales más largas (las más cercanas a los pilonos), fue necesario retirar dos péndolas antiguas por cada nueva péndola provisional para disponer del espacio suficiente para su colocación. En las péndolas provisionales más largas, fue necesario salvar las interferencias con la viga secundaria y con el tercer tirante.

With the exception of the four longest provisional suspenders (the ones closest to the piers), two initial hangers had to be removed to make space for each provisional suspender. The secondary beam and third stay constituted obstacles whose interference had to be avoided when positioning the longest provisional suspenders.

Since the provisional hangers were attached to the external cables only, the shape of the deformation (polygons or curves) on these cables varied during load transfer from the initial to the provisional system and from the latter to the new system. Moreover, room had to be allowed for the central cables in the space between the external main cables. Since this was particularly complex in the mid-span area due to the very short distance between the cables and the stiffening girder, as well as during loading of the new main cables due to their larger diameter, the suspenders were designed to be sufficiently flexible to allow room for the cables and overcome these spatial constraints.

While the provisional system was being erected, the new cables, custom manufactured to the millimetre in Germany by PFEIFER, along with all other necessary elements, were delivered and stored on site.

3.2. Load transfer to the provisional system

3.2.1. Load transfer to the provisional system cables

Loads were transferred to the provisional system by stages to guarantee full control throughout. This modus operandi was the outcome of the need, on the one hand, to ensure that the loads were transferred as envisaged in the design estimates, and on the other to prevent risks. Of particular concern were risks occasioned by the existing cables, whose performance could not be wholly ensured due to their deterioration, despite the reasonable safety factors adopted in the design in connection with their use as provisional support for the bridge.

To estimate bridge behaviour both during the load transfer from the existing to the provisional system, and from the latter to the new arrangement, the intermediate stages were analyzed in the design stage to be able to monitor and evaluate bridge behaviour during all cable replacement operations. Non-linear structural engineering software specifically developed by PROES was used in this regard to check the existing bridge and the design of the rehabilitated structure.

The transfer necessitated the existence of equipment to tension and de-tension the provisional suspenders, main cables and initial guylines. The tensioning train and hydraulic equipment used were chosen for their suitability to cable termination and support surface geometry and characteristics, as well as the tensioning and de-tensioning requirements. On numerous occasions, the shape and arrangement of this equipment were determined by the spatial constraints imposed by the existing structure.

The provisional suspenders were loaded by tensioning their eight cables simultaneously. This involved installing a series

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Debido a que las péndolas provisionales estaban fijadas sólo a los cuatro cables exteriores, durante las transferencias de cargas, del sistema antiguo al provisional y de éste al nuevo, se produjeron diferentes configuraciones de deformación (poligonales o curvas) en los cables principales exteriores e interiores. Dado que era necesario permitir el paso de los cables interiores por el espacio que dejan los cables principales exteriores, y esto era especialmente complejo en la zona de centro de vano, por la gran proximidad de los cables principales exteriores a la viga de rigidez, así como en la puesta en carga de los cables principales nuevos, por el mayor diámetro de los mismos, se diseñó un sistema de péndolas con la suficiente flexibilidad para permitir el paso de los cables y salvar las restricciones de espacio que se produjeron.

Simultáneamente a la colocación del sistema provisional, se realizaron los trabajos de acopio de los nuevos cables, fabricados a medida con precisión milimétrica en Alemania por la empresa PFEIFER, y del resto de elementos necesarios.

3.2. Transferencia de cargas al sistema provisional

3.2.1. Proceso de transferencia de cargas a los cables del sistema provisional

La transferencia de cargas al sistema provisional se realizó en varias fases, con el fin de garantizar el control de todo el proceso. El fundamento de esta forma de actuación se basaba, por una parte, en la necesidad de poder controlar que la transferencia se realizaba de acuerdo con las estimaciones teóricas y, por otra, evitar cualquier tipo de riesgos, especialmente los motivados por el deterioro de los cables existentes, que no permitía asegurar el comportamiento totalmente correcto de los mismos, aunque en proyecto se habían considerado coeficientes de seguridad razonables para su utilización como sistema provisional de sustentación del puente.

Para la estimación del comportamiento del puente, tanto durante la transferencia de cargas del sistema existente al provisional, como de éste al nuevo, se realizó el análisis de las fases intermedias de los procesos, para poder controlar y evaluar el comportamiento del puente durante todas las fases de la sustitución de los cables, utilizando un programa de cálculo no lineal específicamente desarrollado en PROES para la comprobación del puente existente y el proyecto de la estructura rehabilitada.

La transferencia hizo necesario tener equipos disponibles para tesar y destesar las péndolas provisionales, los cables principales y los de retenidas antiguos. Para ello, se emplearon puentes de tesado y equipos hidráulicos adecuados a la geometría y características de los terminales de los cables y de las superficies de apoyo, así como a las necesidades de cargas de tesado o destesado. En numerosas ocasiones, la forma y disposición de los equipos fueron determinadas por las restricciones de espacio que imponía la estructura existente.

of sixteen 200 kN hydraulically interconnected hollow jacks so the hydraulic plant applied the same pressure on all points. When the time came, these hangers were similarly de-tensioned.

The initial main cables and guylines were anchored to the anchorage grid across four threaded bars. These bars had to be extended by coupling them to a second threaded bar to install the tensioning equipment. Because of the characteristics and condition of the anchorage bars, a separate coupling had to be custom-machined for each one. These cables were tensioned or de-tensioned by resting the jack on the grid in a way such, that when engaged it pushed a beam or plate that pulled against either two or four extension bars, respectively. This operation was completed by tightening or loosening the termination bolts or, depending on the condition of the bolts, by inserting steel plates (Figure 9).

600, 1,000 and 1,400 kN jacks were used in the anchorage chambers, with their respective pumps and hydraulic circuits. Beams were attached to the smallest capacity pumps to draw two bars with loads of up to approximately 600 kN, whereas with plates and more powerful jacks, loads of up to 1 300 kN were attained, drawing four bars.

The load transfer stages are summarized in Table 1.

The provisional suspenders were tensioned beginning at the two ends of the bridge and working symmetrically toward mid-span, on the right and left, first from the Amposta side (first suspender on the left and right), and next the symmetrical suspender on the La Aldea side, and so on successively (Figure 10). The same intermediate steps in these operations were always the same: first, chain blocks were placed on the



Figura 9. Tesado de cables desde las cámaras de anclaje.
Figure 9. Tensioning cables from anchorage chambers.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Tabla 1. Proceso de transferencia de cargas del sistema original al provisional.
Table 1. *Load transfer from the initial to the provisional system stage element.*

FASE *STAGE*	ACTUACIONES / *ELEMENTS*					Tirantes y cable horizontal *Stays and horizontal cable*
	Péndolas provisionales *Provisional suspenders*	Péndolas existentes *Existing suspenders*	Cables principales exteriores *External main cables*	Cables principales interiores *Central main cables*	Cables de retenida *Guylines*	
0	Instalación *Installation*	Retirada *Removal of* 10, 11, 28, 29, 45, 46, 63 y 64	Fo=500 kN	Fo=500 kN	Fo=345 kN	_____
1 (Figura 10) *(Figure 10)*	Tesado al 20% *Tensioning to 20 %* (Ff=100 kN)	Retirada *Removal of* 1, 2, 3, 71, 72, y 73	_____	_____	_____	_____
2	Tesado al 40% *Tensioning to 40%* (Ff=200 kN)	Retirada *Removal of* 4, 8 , 9, 12, 13, 26, 27, 30, 31, 43, 44, 47, 48, 61, 62, 65, 66 y 70	Tesado a *Tensioning to* Ff=620 kN	Destesado a *De-tensioning to* Ff=370 kN	_____	_____
3	Tesado al 60% *Tensioning to 60%* (Ff=300 kN)	_____	Tesado a *Tensioning to* Ff=814 kN	Destesado a *De-tensioning to* Ff=250 kN	Destesado a *De-tensioning to* Ff=225 kN	_____
4 (Figura 11) *(Figure 11)*	Tesado al 80% *Tensioning to 80%* (Ff=400 kN)	Retirada *Removal of* 5, 6, 7, 14, 15, 59, 60, 67, 68 y 69	Tesado a *Tensioning to* Ff=940 kN	Destesado a *De-tensioning to* Ff=126 kN	_____	Retirada *Removal of* T1 y T2
5	Tesado al 100% *Tensioning to 100%* (Ff=500 kN)	Retirada *Removal of* 16 a 25, 32 a 42 y 49 a 58	_____	_____	_____	Retirada *Removal of* T5 a T6 y T3 a T4
6 (Figura 12) *(Figure 12)*	_____	_____	Tesado a *Tensioning to* Ff=1.170 kN	Destesado a *De-tensioning to* Ff=0 kN	Destesado a *De-tensioning to* Ff=0 kN	Retirada cable horizonal *Removal of horizontal cable*

En las péndolas provisionales, la puesta en carga se realizó tesando sus ocho cables de forma simultánea, para lo que se dispusieron en las varillas de las péndolas una serie de dieciséis gatos huecos, de 200 kN de capacidad, conectados hidráulicamente entre sí, de manera que la central hidráulica aplicaba la misma presión en todos los puntos. El destesado de las péndolas provisionales se realizaba de forma similar a la puesta en carga.

Los cables antiguos, tanto principales como de retenida, se fijaban en los emparrillados de anclaje a través de cuatro barras roscadas. Para la instalación de los equipos de tesado, fue necesario extender dichas barras a través de un manguito y barra roscada de prolongación. Dadas las características y el estado de las barras de

left side and sixteen jacks (two for each suspender cable) on the right, all hydraulically connected to the same station to tension and load all the cables evenly and at the same time.

The general idea was to tension one side, offsetting the force with chain blocks on the other to hold the deck in its original position and prevent possible bowing or twisting. The jacks were then positioned on the other side of the bridge without removing the blocks, and the cables were tensioned to the same load increment. A tolerance of +/- 10 % of the tensioning load on the provisional suspenders was allowed in all cases.

All data (topographic for the deck and cables, forces on cables, saddle displacements and so on) were compiled after each

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

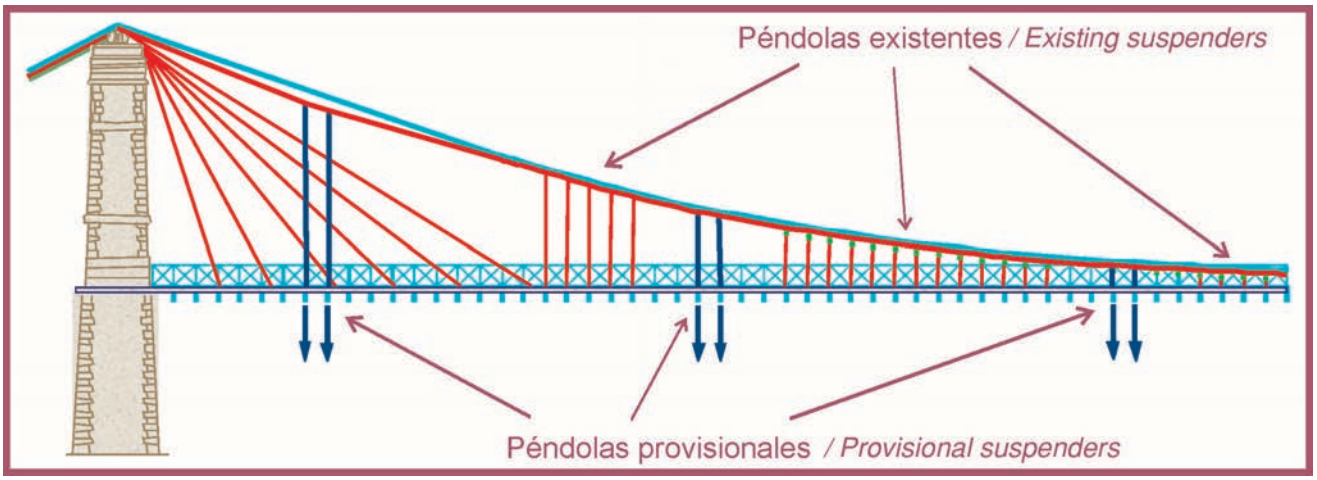


Figura 10. Montaje de péndolas provisionales y primeros escalones de transferencia de carga.
Figure 10. Positioning provisional suspenders and initiating load transfer.

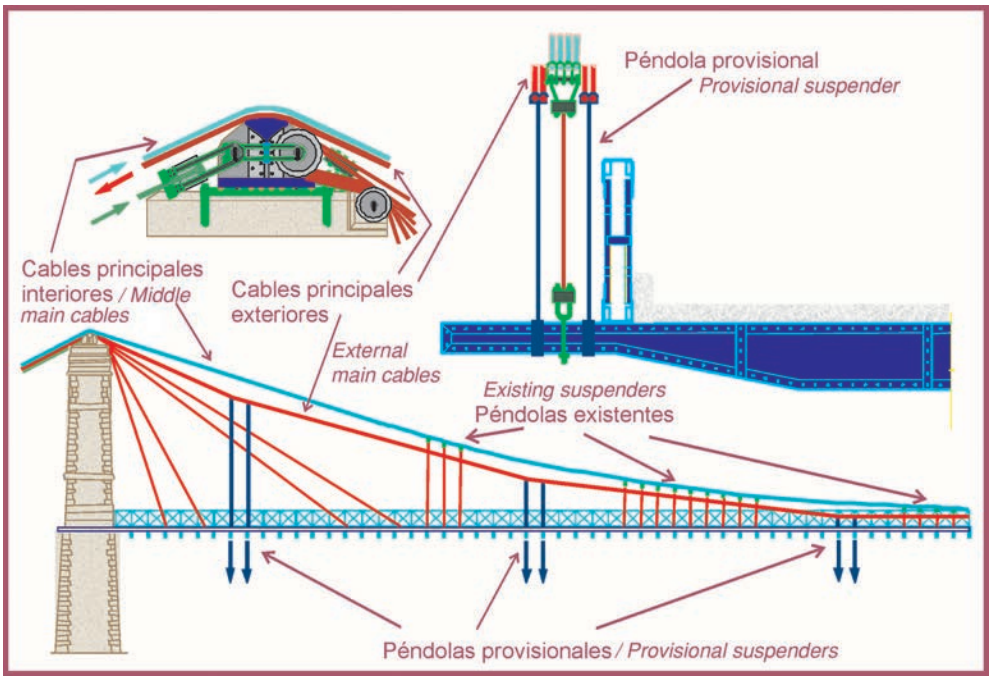


Figura 11. Tesado de péndolas provisionales y destesado de las existentes. Actuaciones en cámaras de anclaje.
Figure 11. Tensioning provisional suspenders and de-tensioning existing ones. Actuation from anchorage chamber.

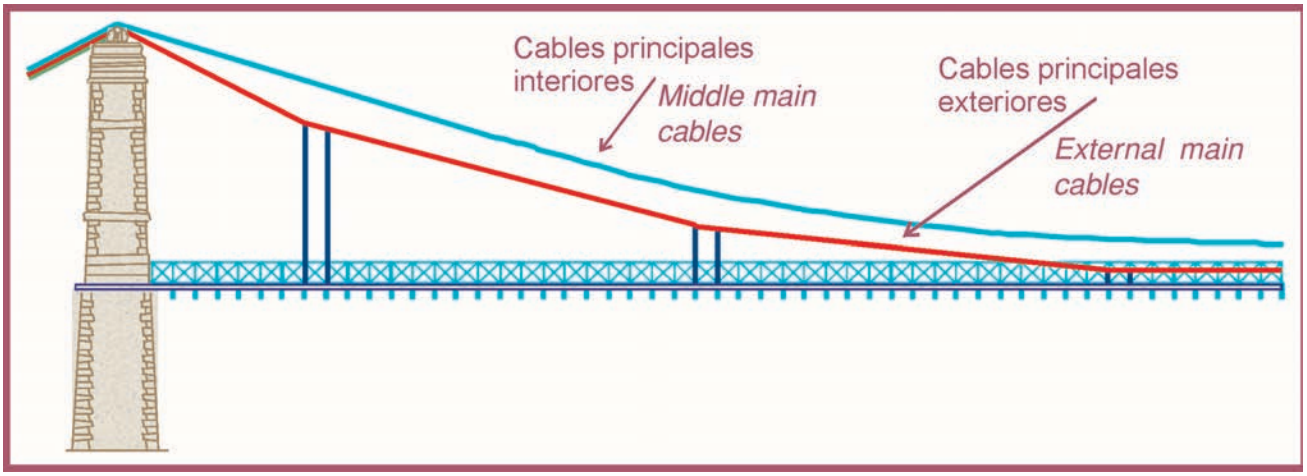


Figura 12. Destesado total de cables a retirar: principales interiores, tirantes y de retenida.
Figure 12. Total de-tensioning of cables to be removed: middle main cables, stays and guylines.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

anclaje, hubo que mecanizar manguitos a medida para cada una de las barras del emparrillado. El tesado o destesado de estos cables se realizó apoyando el gato sobre el emparrillado, de forma que al accionarse empujaba una viga o placa que tiraba de dos o cuatro barras de extensión, respectivamente. La operación se completaba con el giro de las tuercas del terminal o, según el estado de las mismas, con la interposición de chapas (Figura 9).

En las cámaras de anclaje, se emplearon gatos de distintas capacidades: 600, 1.000 y 1.400 kN, con su correspondiente bomba y circuito hidráulico. En los puentes tipo viga se emplearon cargas hasta 600 kN aproximadamente, tirando de dos barras del terminal, y en los puentes tipo placa, que tiraban de cuatro barras, hasta 1.300 kN.

Las fases del proceso de transmisión de las cargas se resumen en la Tabla 1.

El tesado de las péndolas provisionales se hizo desde los extremos del puente hacia el centro de vano de forma simétrica a derecha e izquierda, comenzando por el lado Amposta (primera péndola a izquierda y derecha) y posteriormente su simétrica desde el lado La Aldea, y así sucesivamente (Figura 10). Estas maniobras se realizaron de la misma forma en todas las operaciones intermedias: en primer lugar, poniendo en el lado izquierdo unos polipastos de cadena, y en el derecho dieciséis gatos (dos por cada cable de la péndola), todos conectados hidráulicamente a la misma central, de manera que pudieran dar tensión a todos los cables al mismo tiempo y se cargaran de manera homogénea.

La idea general era dar tensión de un lado con los gatos y compensar con polipastos de cadena en el otro, de tal forma que el tablero se mantuviera en su posición inicial, evitando así que pudiera alabearse o torsionarse. A continuación, se cambiaban los gatos al otro lado del puente, sin quitar los polipastos, y se daba el mismo escalón de carga. En todos los casos se admitió una tolerancia de +/-10 por ciento de las cargas de tesado de las péndolas provisionales.

Después de cada una de las fases se hizo una recopilación completa de datos (topografía de tablero y de los cables, fuerzas en cables, desplazamientos en sillas, etcétera) para compararlos con las estimaciones teóricas y confirmar o ajustar las operaciones previstas originalmente para las fases siguientes.

Las péndolas antiguas se fueron retirando a medida que presentaban holgura entre los cables principales y los fijadores de las perchas.

Al concluir la fase de transferencia del 40 por ciento, se hizo el corte de la parte exterior de las perchas, de manera que se desvinculaban totalmente los cables exteriores de los interiores, quedando las péndolas provisionales colgadas de los principales exteriores y las péndolas existentes sólo de los interiores. Complementariamente, en las péndolas antiguas más próximas a los estribos se



Figura 13. Sistema de cables durante la transferencia inicial de cargas.
Figure 13. Cable system during initial load transfer.

stage and compared to the theoretical estimates to follow the design schedules or adjust the successive stages as necessary.

The initial suspenders were progressively removed as slackening was observed between the main cables and the band fasteners.

When 40 per cent of the load had been transferred, the outer side of the bands was severed, completely releasing the connection between the external and middle cables, with the provisional suspenders attached only to the former and the initial suspenders only to the four middle cables. Similarly, the outer part of the bands was severed in the hangers closest to the abutments so they would not interfere with the descent of the external and middle main cables in subsequent load increments. The top band clasps on the initial suspenders closest to mid-span were removed so these hangers would not interfere with the rise of the external cables or therefore with the concomitant formation of the respective polygon (Figure 13).

As bands and clasps were severed, the external cables adopted a polygonal shape, connecting the provisional hangers linearly, while the middle cables rose by nearly 20 cm between the two sets of short suspenders (Figure 14). This operation



Figura 14. Retirada de péndolas con eslingas y polipastos.
Figure 14. Suspender removal with slings and chain blocks.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

cortó la parte exterior de la percha, de manera que en posteriores escalones de carga, éstas no interfirieran con el descenso de los cables principales exteriores. En las péndolas existentes más centrales se retiró el latiguillo superior de la percha, de forma que no impidiera el ascenso de los cables principales exteriores y, con ello, la formación de la poligonal correspondiente en los mismos (Figura 13).

A medida que se fueron cortando perchas y latiguillos, los cables exteriores adquirieron forma poligonal, disponiéndose en alineación recta entre las péndolas provisionales y experimentando una subida de casi 20 cm entre las más cortas (Figura 14). Al finalizar esta desvinculación, se produjo un reajuste de cargas en el puente y fue necesario destesar la mitad de las péndolas provisionales para dejarlas a la carga prevista.

También se retiraron las presillas que conectaban las dos partes de un mismo cable que formaba cada pareja de tirantes, tras su paso por las poleas existentes en las sillas. De este modo, se consiguió que en los siguientes escalones de transferencia, las fuerzas se reequilibraran en cada pareja de tirantes que estaban formadas por un único cable.

Durante las últimas actuaciones en los cables interiores y de retenida se registraron valores de fuerza bastante mayores que los previstos, lo cual se explicaba por un mayor rozamiento de los cables en su apoyo sobre las sillas. Por ello, se incorporó a la toma de datos de control el posible deslizamiento de los cables sobre las cunas de apoyo en las sillas y se limitó el mismo a 20 mm.

La retirada de las péndolas antiguas se realizó desde el tablero, con ayuda de una plataforma y una carretilla elevadoras, mientras que la de los tirantes se hizo desde el estribo con ayuda de una grúa.

3.2.2. *Retirada parcial del sistema de cables existente*

Una vez finalizada la transferencia de cargas se comenzó a retirar el resto de elementos: resto de péndolas antiguas, placas de conexión a vigas transversales, perchas, latiguillos, etcétera.

Algunas péndolas antiguas habían quedado con cargas residuales, por lo que, para su retirada con seguridad, se emplearon eslingas textiles y polipastos (de 60 kN de capacidad portante) anclados a las vigas transversales y abrazando los cuatro cables interiores, descargando así cada una de las péndolas antes de su retirada.

Una vez retiradas todas las péndolas antiguas, los tirantes y el cable horizontal, y destesados los cables de retenida, el tablero se encontraba sustentado únicamente por las péndolas provisionales y, a través de ellas, por los cables principales exteriores (Figura 15).

Entonces, se retiraron los cables principales antiguos interiores (Figura 16), cuyo peso era 60 kN. Este proceso se inició destesando completamente cada uno de los



Figura 15. Sistema de cables finalizada la transferencia de cargas a las péndolas provisionales.
Figure 15. Cable system after conclusion of load transfer to provisional suspenders.

generated a readjustment of loads on the bridge, which necessitated de-tensioning half of the provisional suspenders to the envisaged load.

Each pair of stays comprised a single cable, whose two parts were connected by clamps located on the far side of the saddle pulleys. These clamps were also removed to ensure that the forces on each pair of stays formed by a single cable would be re-balanced in subsequent transfer increments.

The force values recorded on the middle cables and guylines in these final operations were substantially higher than expected, as a result of the greater friction between the cables and the saddles. Data compilation was therefore extended to include monitoring of possible cable slipping over the support grooves in the saddle and a maximum tolerance of 20 mm was established.

The initial suspenders were removed from the deck with the aid of a hoisting platform and truck lift, while the stays were removed with the aid of a crane operating from the abutment.

3.2.2. Partial removal of the initial system of cables

Removal of the rest of the elements began once the loads had been transferred. This included initial suspenders and the plates connecting them to the transverse girders, bands, clasps and so on.

Since some of the initial hangers were still partially loaded, textile slings and 60 kN hoisting blocks, anchored to the transverse girders and wrapped around the four middle cables, were used to unload each suspender and ensure safe removal.

Once all the initial suspenders and stays and the horizontal cable were removed and the guylines de-tensioned, the deck

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

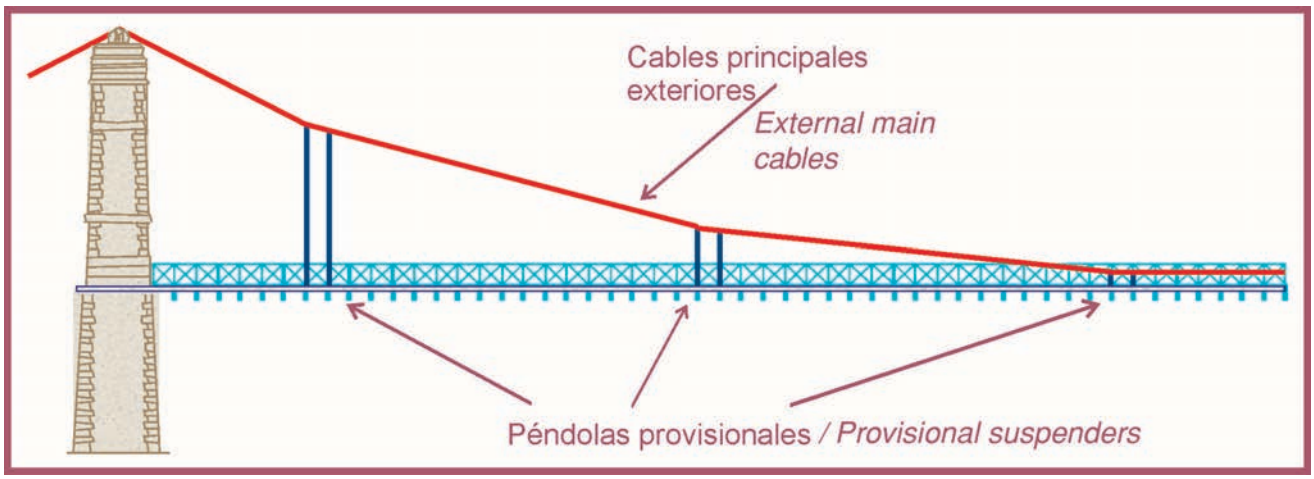


Figura 16. Puente suspendido por cables principales exteriores antiguos y péndolas provisionales.
Figure 16. Bridge suspended from initial external cables and provisional suspenders.

cables, extrayendo luego sus extremos de las cámaras en ambos lados del puente y amarrándolos sobre el nivel del suelo. A continuación se fijaron a sendos cabrestantes, y se elevó cada cable con una grúa, apoyándolo sobre las estaciones de poleas situadas en los pilonos. Uno de los cabrestantes se empleaba para tirar de un extremo del cable y el otro frenaba el extremo opuesto, desenrollando un cable auxiliar. El cable retirado se extendió sobre carritos móviles en el lado de La Aldea y posteriormente se fraccionó para su retirada.

Para la retirada y extracción de los cables de retenida se siguió el mismo proceso que para los cables principales.

En el tendido de los cables principales nuevos se empleó un proceso similar, pero en dirección inversa, al utilizado para la retirada de los cables antiguos.

3.2.3. Rehabilitación parcial de las sillas y de los emparrillados de anclaje

Los trabajos de rehabilitación de los emparrillados de anclaje se iniciaron con una pequeña demolición parcial del interior de la cámara de anclaje que permitiera el paso de los futuros cables principales, puesto que dos de ellos se fijaron a mayor cota que los cables antiguos.

A continuación, se rehabilitaron parcialmente los emparrillados de anclaje del puente, comenzando por la retirada de los perfiles horizontales antiguos, la limpieza mediante cepillo mecánico de los elementos metálicos a conservar, la regularización de la superficie para garantizar un mejor apoyo de la nueva estructura, la pintura de los perfiles verticales que se conservaron, y el saneo y enfoscado de los paramentos del macizo de anclaje. Luego se colocaron las tres nuevas vigas horizontales, correspondientes a esta primera fase de rehabilitación, y el chapón de reparto. Finalmente, se realizaron ensayos de las soldaduras de los nuevos elementos metálicos incorporados.

La primera fase de los trabajos de rehabilitación de las sillas del puente se inició con la retirada de los bulones

suspended from the provisional hangers only and, across them, from the external main cables (Figure 15).

The 60 kN initial middle main cables were then removed (Figure 16). This process was initiated by completely de-tensioning each cable, pulling the ends out of the chambers on each side of the bridge and anchoring them at ground level. They were then attached to winches and each cable was hoisted with a crane, resting it on pulley stations located on the piers. One of the winches was used to draw one end of the cable while the other controlled the other end by unwinding an ancillary cable to which it was attached. The cable removed was placed on trolleys on the La Aldea side and later cut into sections for removal.

The same method was used to remove the guylines.

A similar procedure was deployed to lay the new main cables, but in reverse order.

3.2.3. Partial rehabilitation of saddles and anchorage grids

The first stage of rehabilitation on the anchorage grid consisted in the minor demolition of part of the anchorage chamber interiors to open penetrations for the future main cables, since two were to be anchored at higher elevations than the initial cables.

This was followed by partial rehabilitation of the bridge anchorage grids, which involved removing the initial horizontal shapes, machine scrubbing the steel members to be conserved, smoothing the surface to ensure that the new structure would be firmly secured, painting the vertical shapes to be conserved and repairing and roughcoating the walls of the concrete anchorage deadweight. The three new horizontal beams for this first rehabilitation stage were then positioned, together with the distribution flat. Finally, the welds on the new steel members were tested.

The first stage of saddle rehabilitation began with the removal of the attachment pins for the guylines and the stay pulleys. The surfaces of the saddles consequently exposed were

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

de fijación de los cables de retenida y de las poleas de los tirantes, luego se limpiaron mediante cepillado mecánico las superficies vistas de las sillas y posteriormente se pintaron. Asimismo, en esta fase se realizaron los cuatro taladros pasantes en el alma de la silla, necesarios para alojar las nuevas horquillas de transferencia de carga de los bulones de los cables de retenida a los bulones de los tirantes (Figura 17).

Luego se colocaron los bulones nuevos, así como las horquillas de compensación, una vez montados los terminales de los tirantes y de los cables de retenida nuevos, y se instaló, en las cuatro sillas, el suplemento superior que permitió aumentar el radio de curvatura de las cunas sobre las que apoyarían los cables. Finalmente, se instalaron los cuatro cilindros desviadores de los tirantes, dos en cada pila.

3.3. Colocación del nuevo sistema de cables

3.3.1. Colocación parcial del sistema de cables nuevos

Simultáneamente a la colocación de los cuatro nuevos cables principales por cada lado del puente sobre las sillas rehabilitadas, se realizó una serie de trabajos complementarios para su montaje, entre ellos, la instalación de los nuevos terminales para los tirantes y para el cable horizontal (estructuras metálicas soldadas a la viga secundaria existente), las placas de conexión de las nuevas péndolas fijadas a las vigas metálicas trasversales del tablero, etcétera.

Se dispusieron primero los cables principales del lado izquierdo y luego los del lado derecho. La forma de montaje de los mismos fue similar a la que se ha expuesto para desmontar los cables interiores existentes, utilizando los mismos medios auxiliares.

Una vez colocados sobre las sillas, se posicionaron mediante grúas que izaban el cable, permitiendo desplazarlo hasta que la marca coincidía con su posición correcta sobre la silla. Para poder fijar los extremos de los cables a las placas de anclaje en las cámaras, fueron necesarias barras roscadas auxiliares dispuestas en las mazarotas de los cables y puentes de tesado preparados para esta actuación.

Una vez instaladas las mazarotas en las placas de los emparrillados de anclaje, se colocaron los extensómetros correspondientes a la instrumentación de los nuevos cables principales. Se utilizaron dieciséis extensómetros en total, distribuidos a cada lado del puente, en los dos cables principales exteriores nuevos, tanto hacia el centro del vano como hacia ambos emparrillados de anclaje.

Por razones de seguridad, durante la transferencia de cargas del sistema provisional al nuevo, fue necesario disponer sistemas auxiliares: cables de retenida provisionales y un sistema antideslizamiento de los cables nuevos.

machine scrubbed and painted. In this stage four holes were drilled through the saddle body to house the new clevises that would transfer the load on the guyline pins to the stay pins (Figure 17).

After the new stay and and guyline terminations were mounted, the new pins and clevises were installed and a piece was added to the top of the four saddles to enlarge the radius of curvature of the grooves that would house the cables. Finally, four deviation cylinders for the stays were installed, two on each pier.

3.3. New cable system installation

3.3.1. Partial installation of new cable system

While the four new main cables were being laid on the rehabilitated saddles on each side of the bridge, a series of additional of related tasks were performed, including the installation of new terminations for the stays and the horizontal cable (steel structures welded to the existing secondary beam), the attachment of the new suspender connection plates to the transverse steel girders on the deck and so on.

The main cables were laid first on the left and then on the right side of the bridge. Assembly was conducted along much the same lines as the dismantling of the initial middle cables, using the same ancillary equipment.

Once they were laid on the saddles, they were positioned with cranes that set them into the correct position marked on the saddle. Ancillary threaded bars installed in the cable sockets and tensioning trains were needed to attach the ends of the cables to the anchorage plates in the chambers.

Once the sockets were installed in the anchorage grid plates, the new main cables were fitted with strain gauges. A total of sixteen strain gauges were used, distributed along the two new external main cables on both sides of the bridge, toward both mid-span and the two anchorage grids.

For reasons of safety during load transfer from the provisional to the new system, an ancillary system had to be installed,



Figura 17. Una de las sillas durante la rehabilitación.
Figure 17. Saddle during rehabilitation.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Debieron utilizarse los cables provisionales de retenida porque existían incompatibilidades geométricas en los emparrillados de anclaje, por las que no era posible, en esta fase de los trabajos, el anclaje y tesado de los cables de retenida definitivos. Por seguridad frente a algún desplazamiento inesperado de las sillas hacia el centro de vano, se instaló un sistema de retenida provisional en cada una de ellas. Las retenidas provisionales estaban compuestas por cuatro cordones ϕ0,6" de acero de pretensado por silla, a los que se dio una pequeña precarga, de 20 kN por cable, para eliminar su catenaria.

Para fijar a la silla las retenidas, se diseñaron unas piezas con forma de orejeta, que se anclaban en ese momento de la obra a los bulones de las nuevas retenidas por el exterior de la silla. Se pusieron dos piezas por silla, en cada una de las cuales se anclaron dos cables, y se instalaron unas piezas metálicas deflectoras para evitar el roce de los cordones en la coronación de la pila. Para la fijación de los cordones en la cámara de anclaje, se emplearon los huecos dejados por las barras de anclaje del terminal de las retenidas antiguas.

Se consideró necesario poner un sistema que impidiera el posible deslizamiento de los cables nuevos, debido a que en ningún momento debían deslizar, desde su colocación y durante su puesta en carga, ya que esto modificaría su posición correcta, alterando la geometría y distribución de cargas final. El momento crítico, donde existía un mayor riesgo de deslizamiento, era al comienzo de su puesta en carga, cuando estaban sometidos a tensiones reducidas. Para evitar este peligro, se interpuso entre los cables una capa de arena fina, aumentando la rugosidad de la superficie y, por tanto, el coeficiente de rozamiento entre cables principales y sillas, y se instalaron unas perchas sobre los cables, en las proximidades de la cuna de la silla, tanto por delante como por detrás de ésta, de forma que si el cable intentaba deslizar en alguna de las dos direcciones (hacia los emparrillados o hacia el centro del vano), las perchas harían contacto con la silla, impidiendo su deslizamiento (Figura 18).

La capacidad de estos sistemas fue tenida en cuenta en el cálculo y determinación de la transferencia de cargas y su eficiencia fue la esperada, ya que no se observó ningún deslizamiento de los cables nuevos sobre las sillas durante el proceso.

3.3.2. Transferencia de cargas al nuevo sistema

Una vez posicionados los cables principales nuevos, comenzó la transferencia de cargas desde el sistema provisional a las péndolas nuevas y de éstas a aquéllos. Este proceso se realizó mediante el montaje progresivo de péndolas con su longitud definitiva y, por tanto, con la puesta en carga de las mismas. A medida que se colocaban las nuevas péndolas, los cables principales nuevos fueron tomando carga y los antiguos se fueron descargando (Figuras 19 y 20).



Figura 18. Sistema antideslizante de los cables principales nuevos.
Figure 18. Anti-slip system for new main cables.

consisting in provisional guylines and an anti-slip facility for the new cables.

The provisional guylines were needed due to geometric incompatibilities in the anchorage grids which made it impossible, in this stage of the works, to anchor and tension the permanent guylines. To prevent their unexpected displacement toward mid-span, a provisional guyline system was installed on each saddle. The provisional guylines consisted in four 0.6" strands of prestressed steel per saddle, which were slightly pre-loaded to 20 kN per cable to eliminate the catenary.

At this stage of the works, stud-shaped elements designed to attach the saddle to the guylines were anchored to the pins for the new guylines on the outer side of the saddle. Two such elements were installed per saddle and two cables were anchored to each. Steel deflector elements were also installed to prevent friction between the strands and the pier crown. These strands were secured in the anchorage chamber using the holes left by the anchorage bars that housed the initial guyline terminations.

A system to prevent the possible slipping of the new cables was regarded to be imperative, for slippage at any time after they were laid or during loading was unacceptable, inasmuch as such displacements would alter the final load geometry and distribution. The critical moment, in which risk of slipping was greatest, was during initial loading when stress values would be lowest. To prevent this hazard, a layer of fine sand was placed around the cables to increase the surface roughness and therefore the coefficient of friction between the main cables and the saddles. Bands were also installed on the cables on both sides of the groove in the saddle so that if the cable tended to slip in one of the two directions (toward the grids or inward, toward mid-span), these bands would clamp down on the saddle, checking any such movement (Figure 18).

The capacity of these systems was borne in mind when calculating and determining load transfers. They performed to satisfaction, for no cable slipping on the new saddles was observed during the process.

3.3.2. Load transfer to the new system

Once all the new main cables were in position, load transfer was begun from the provisional to the new system across the

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 19. Cables durante la transferencia de cargas del sistema provisional al definitivo.
Figure 19. Cables during load transfer from provisional to permanent system.

new suspenders and from there to the cables. In this process, the hangers involved were progressively mounted to their permanent length, which entailed their loading. As the new suspenders were positioned, loads began to be transferred from the initial to the new main cables (Figures 19 and 20).

Attendant upon the installation of the permanent suspenders, the new main cables were tensioned and the initial cables de-tensioned in the anchorage chamber, while each saddle was balanced to prevent the cables from slipping and ensure that their movements were controlled (Figures 21, 22 and 23).

Table 2 summarizes the load transfer stages from the provisional to the new system.

The tensioning equipment described above was used to de-tension the initial main cables, whereas the new main cables were tensioned with equipment adapted to their geometry, the loads to be applied and the spatial constraints in the grids.

In both the grids and on the deck, the new cables were ten-

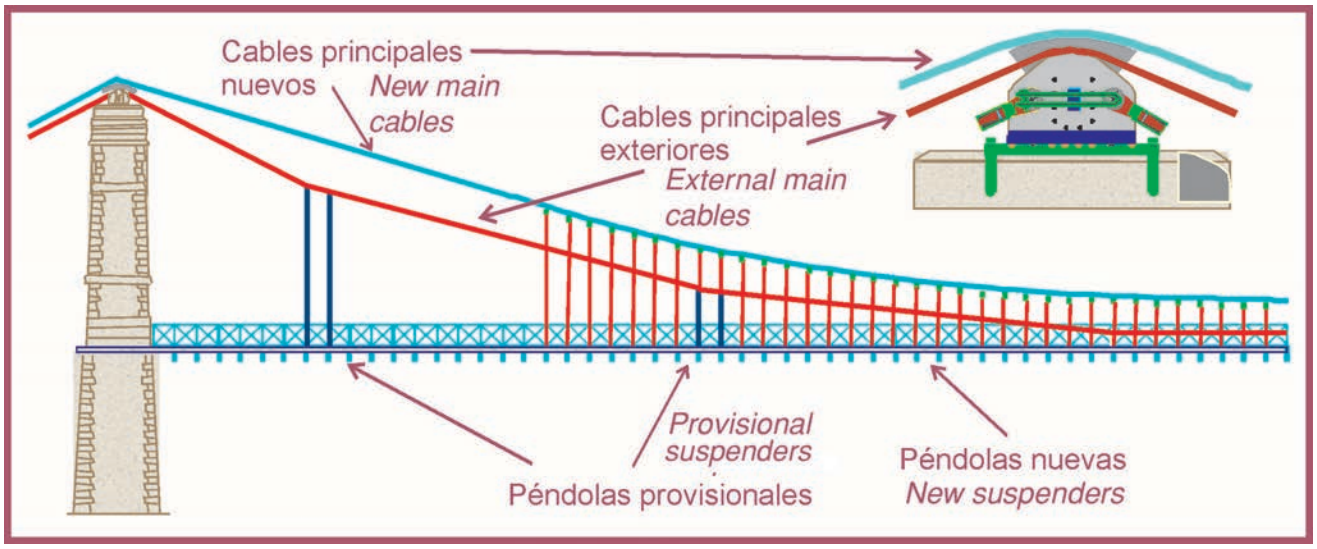


Figura 20. Montaje de nuevos cables principales, montaje y tesado parcial de nuevas péndolas.
Figure 20. Mounting new main cables, mounting and partial tensioning of new suspenders.

Esta conexión de péndolas definitivas se combinó con actuaciones en las cámaras de anclaje, tesando los cables principales nuevos y destesando los antiguos, equilibrando cada silla de forma que no se produjera deslizamiento en los cables y que sus movimientos estuvieran controlados (Figuras 21, 22 y 23).

En la Tabla 2 se resumen las fases de la transferencia del sistema provisional al nuevo.

Para el destesado de los cables principales antiguos se emplearon los equipos de tesado descritos anteriormente, mientras que para los cables principales nuevos, así como para las retenidas nuevas, se emplearon equipos de tesado adaptados a la geometría, las cargas a aplicar y el reducido espacio disponible en los emparrillados.

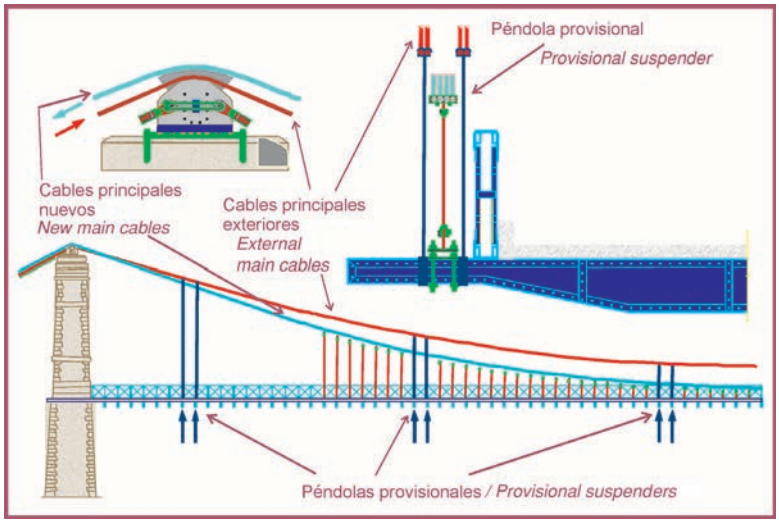


Figura 21. Destesados parciales de péndolas provisionales. Actuación en cámaras de anclaje.
Figure 21. Partial de-tensioning of provisional suspenders. Actuation from anchorage chamber.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Tabla 2. Proceso de transferencia de cargas: sistema provisional al nuevo.
Table 2. Load transfer: provisional to new system.

Fase *Stage*	Actuaciones /*Elements*						
	Sistema provisional		Nuevo Sistema de cables				
	Péndolas provisionales *Provisional suspenders*	Cables principales exteriores *External main cables*	Cables principales *Main cables*	Péndolas *Suspenders*	Cables de retenida *Guylines*	Tirantes y cable horizontal *Stays and horizontal cable*	Sillas *Saddles*
0	———	Destesado a *De-tensioning to* Ff = 1160 kN	Tesado a *Tensioning to* Ff = 100 kN	Colocación *Placement* 28 a 42	———	———	$U_{0,ALDEA}$ = + 20 mm $U_{0,AMPOSTA}$ = +100 mm
1	———	Destesado a *De-tensioning to* Ff = 1060 kN	Tesado a *Tensioning to* Ff = 220 kN	Colocación *Placement* 20 a 25 y 45 a 50	———	———	———
2	Consumo 25 cm regulación Pp medianas *Medium-sized S_p adjusted by 25 cm*	———	———	Colocación *Placement* 13 a 19 y 51 a 57	———	———	———
3	Consumo total regulación Pp medianas *Medium-sized S_p adjusted to limit*	Destesado a *De-tensioning to* Ff = 955 kN	Tesado a *Tensioning to* Ff = 349 kN	Colocación *Placement* 10 a 12 y 58 a 60	———	———	———
4	———	Destesado a *De-tensioning to* Ff = 845 kN	Tesado a *Tensioning to* Ff = 470 kN	Colocación *Placement* 1 a 7 y 63 a 69	———	———	———
5	Destesado Pp medianas a *De-tensioning medium-sized S_p to* Ff = 328 kN	Destesado a *De-tensioning to* Ff = 725 kN	Tesado a *Tensioning to* Ff = 596 kN	———	———	———	———
6	Destesado Pp cortas a *De-tensioning short S_p to* Ff = 208 kN	Destesado a *De-tensioning to* Ff = 610 kN	Tesado a *Tensioning to* Ff = 725 kN	———	———	———	———
7	Destesado Pp medianas a De-tensioning medium-sized S_p to Ff = 150 kN	Destesado a *De-tensioning to* Ff = 489 kN	Tesado a *Tensioning to* Ff = 853 kN	———	———	———	———
8	Colocación Pp nuevas largas *Placement new long* Fo = 175 kN	———	Tesado a *Tensioning to* Ff = 970 kN	———	———	———	U_{ALDEA} = - 17,5 mm $U_{AMPOSTA}$ = -17,5 mm
9	Colocación Pp nuevas largas Placement new long Ff = 320 kN	Destesado a *De-tensioning to* Ff = 0 kN	Tesado a *Tensioning to* Ff = 1200 kN	———	———	———	———
10	Retirada Pp viejas *Removal initial S_p*	———	———	Colocación *Placement* 8, 9, 26, 27, 43, 44, 61 y 62	Colocación y tesado a *Placement and tensioning to* Ff = 220 kN	———	———
11	Destesado Pp nuevas largas De-tensioning new long S_p Ff = 316 kN	———	———	———	———	Colocación *Placement*	———
12	Retirada Pp nuevas *Removal new S_p*	———	Destesado a *Tensioning to* Ff = 1000 kN	———	———	Puesta en carga *Loading*	———
13	———	———	Tesado a *Tensioning to* Ff = 1200 kN	———	Tesado a *Tensioning to* Ff = 400 kN	———	U_{ALDEA} = - 35 mm $U_{AMPOSTA}$ = -35 mm

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

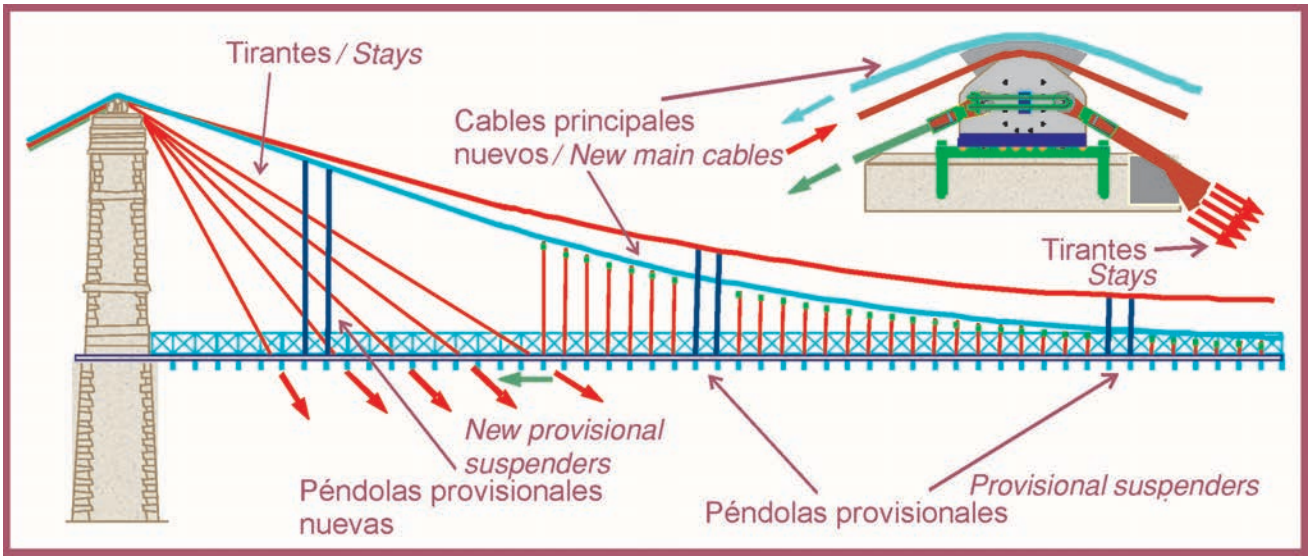


Figura 22. Montaje y tesado de tirantes, cables de retenida y cable horizontal.
Figure 22. Mounting and tensioning stays, guylines and horizontal cable.

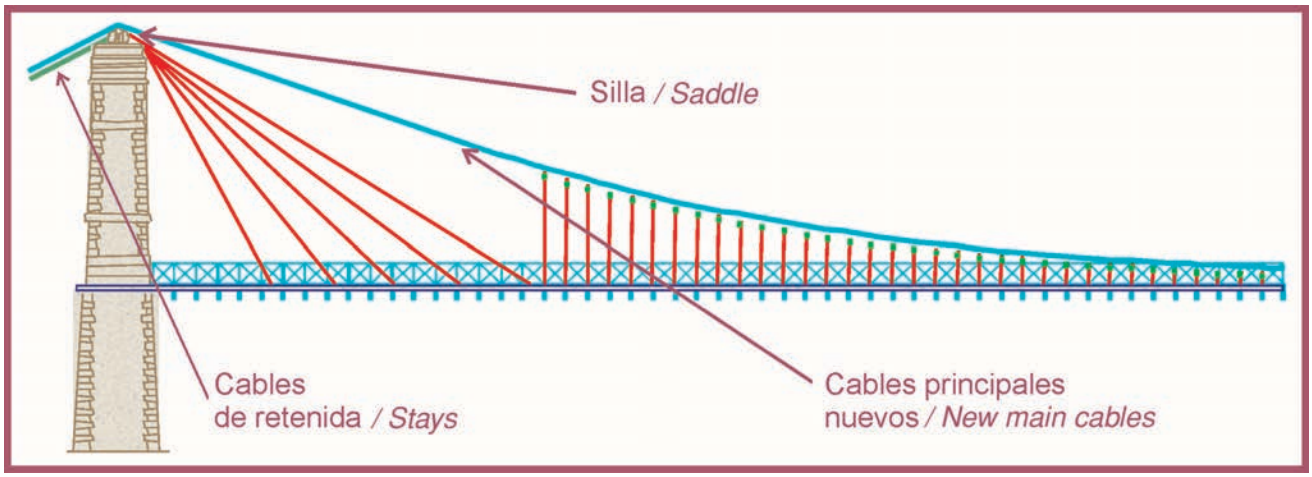


Figura 23. Puente sustentado por el nuevo sistema de cables.
Figure 23. Bridge suspended from new cable system.

Para los cables nuevos, tanto en los emparrillados como en el tablero, se emplearon puentes de tesado con placa de apoyo de forma hexagonal, a través de cuyo orificio central se permitía el paso de la barra de extensión que se roscaba al terminal. En algunos casos, por imposibilidad de roscar la tuerca en una primera embolada de gato, se emplearon dobles puentes de tesado. En cuanto a los gatos hidráulicos, se emplearon gatos huecos de 1.000 kN y 1.400 kN de capacidad máxima.

Las fases del proceso de transferencia de cargas al nuevo sistema se iniciaron estando las sillas en posición no simétrica, la del lado La Aldea desplazada 2 cm y la del lado Amposta 10 cm, ambas hacia el centro del vano, por lo que el proceso preveía corregir esta situación y dejarlas prácticamente centradas, que es la posición teórica de las sillas para carga permanente.

En total, se montaron 69 péndolas por cada lado. Para colocarlas, se utilizaron polipastos de cadena que se amarraron, por un lado, a los nuevos cables y, por el otro, a las vigas transversales, introduciéndoles la carga

sioned with a hexagonal plate tensioning train, whose central hole accommodated the extension bar that was screw-bolted to the termination. In some cases, where the bolt could not be turned with the first stroke of the jack, double tensioning trains were used. Hollow, 1,000 kN and 1,400 kN hydraulic jacks were used.

The load transfer process to the new system began with the saddles in non-symmetrical positions, with the La Aldea side displaced by 2 cm and the Amposta side by 10 cm, both toward mid-span. Consequently, the process envisaged correcting this situation and centring the saddles nearly perfectly to conform to the theoretical position for saddles under permanent loads.

A total of 69 suspenders were mounted on each side. They were erected with chain blocks tied on one end to the new cables and on the other to the transverse girders. They were loaded as needed to centre the adjustment range of the suspender. The suspenders were loaded when the chain blocks were subsequently removed (Figure 24).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 24. Nuevas péndolas y sus sistemas de unión.
Figure 24. New suspenders and joining systems.

necesaria para poder llegar a realizar la conexión de la péndola, con su regulación centrada. Una vez realizada ésta, se quitaron los polipastos y la péndola quedó cargada (Figura 24).

La colocación de estas péndolas se realizaba de forma simétrica y a ambos lados, desde el centro del vano hacia los extremos. Parte de ellas se instrumentaron colocando un extensómetro en la barra de la péndola.

Al finalizar cada una de las fases, se fueron registrando los datos de control, similares a los tomados durante la transferencia de cargas al sistema provisional. Con estos datos se comprobaban y, en su caso, se ajustaban las fases de actuación siguientes, que se habían definido en un procedimiento, elaborado por PROES, a partir de los datos del modelo de cálculo que simulaba las operaciones de transferencia de cargas.

Para poder terminar la transferencia de carga sin tirantes, fue necesario disponer de unas péndolas provisionales nuevas conectadas a los cables nuevos en una posición próxima a las péndolas provisionales largas. Estas nuevas péndolas, que tenían las mismas características y sistema de accionamiento que las péndolas del sistema provisional, cumplían una doble función, disminuir el voladizo de la viga de rigidez hasta que se conectaran los tirantes y levantar el tablero en los extremos del puente.

En esta fase de colocación de las nuevas péndolas provisionales, tesando los cables nuevos se logró el desplazamiento que se preveía de las sillas, de forma que se colocaron aproximadamente a 17,5 mm de su eje hacia los emparrillados y se destesaron los cables principales viejos, consiguiéndose, por tanto, el equilibrio del sistema.

Concluidas las operaciones de transferencia de cargas al nuevo sistema, se realizó el destesado total de las péndolas provisionales. De este modo, se consiguió transferir el 100 por cien de la carga a los cables principales nuevos (Figura 25).

A continuación se retiraron las péndolas provisionales

These suspenders were erected symmetrically on both sides, from mid-span toward the ends of the bridge. Some were instrumented with strain gauges on the suspender bar.

Control data were recorded at the end of each stage, as was done during load transfer to the provisional system. These data were checked and, as appropriate, any necessary adjustments were made to the subsequent steps. Such steps had been defined in a procedure developed by ***PROES*** *using data from a structural engineering model that simulates load transfer operations.*

To complete the load transfer operation without stays, new provisional suspenders had to be connected to the new cables adjacent to the long provisional suspenders. These new suspenders, whose characteristics and mechanisms were identical to those of the provisional system hangers, fulfilled a dual function: to reduce the cantilever on the stiffening girder until the stays could be connected, and to raise the ends of the deck.

When the new provisional suspenders were fitted and the new cables tensioned, the saddles moved, as envisaged, to a position approximately 17.5 mm back from their centreline, i.e., toward the grids. As a result, system balance was achieved as soon as the initial main cables were de-tensioned.

After the load was fully transferred to the new system, the provisional suspenders were completely de-tensioned, and the new main cables received 100 per cent of the load (Figure 25).

The short, medium-length and long provisional suspenders were then removed, as well as the initial external cables from which the bridge had been suspended during the replacement process. Prior to the above, the anti-slip systems installed on the new main cables in the saddles were removed, along with



Figura 25. Cables nuevos finalizada la transferencia de carga.
Figure 25. New cables after load transfer.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

cortas, medianas y largas, así como los cables principales antiguos exteriores, de los que se había colgado el puente durante la sustitución. Previamente, se retiraron los sistemas antideslizantes colocados sobre los cables principales nuevos en las sillas, así como las eslingas de conexión de cables antiguos con nuevos, y las perchas de tope contra el suplemento de las sillas. El sistema y los medios auxiliares para retirar estos cables fue el mismo, ya expuesto, que para los primeros cables antiguos retirados.

Retiradas las péndolas provisionales antiguas, se colocaron los nuevos cables de retenida, con un tesado parcial de 215 kN en el lado Amposta y 226 kN en el de La Aldea, y los tirantes con la regulación del terminal centrada, esto es, +/-4 cm. A continuación se destesaron parcialmente las péndolas provisionales nuevas a 316 kN (Figura 26) y se instaló simultáneamente el cable horizontal.

Los nuevos tirantes, cables de retenida y cable horizontal fueron instrumentados mediante extensómetros.

Para retirar las péndolas provisionales nuevas, se destesaron totalmente las mismas a escalones de 5 kN cada cable, de forma simétrica y controlando en todo momento que los cables principales no deslizaran, así como que las sillas no se desplazasen. Una vez descargadas, se desconectaron y se retiraron (Figura 23).

Finalmente, se colocaron las 16 perchas antivibración en los cables principales, entre la zona de la primera péndola y las pilas.

3.3.3. Rehabilitación final de las sillas y de los emparrillados de anclaje

En la segunda fase de rehabilitación de los emparrillados se retiró el chapón de anclaje de los cables de retenida, y se realizaron las mismas tareas de rehabilitación que en la primera actuación. Luego se colocaron la nueva viga armada y los rigidizadores correspondientes y, por último, el nuevo chapón de anclaje de cables de retenida.

La rehabilitación de las sillas se completó con la retirada de sus nervios laterales, así como del puntal que las arriostraba. Se les añadieron los suplementos de aumento de radio de giro laterales y las tapas laterales (Figuras 27 y 28). También se colocaron los nuevos perfiles transversales que unen ambas sillas para compensar las fuerzas horizontales desequilibradas.

3.3.4. Ajuste del sistema de cables

Una vez terminada la instalación de los nuevos cables, se realizó un pesaje de todos los elementos principales que constituyen el sistema (cables principales, de retenida y tirantes) para comprobar su situación, y decidir las actuaciones de ajuste final del sistema.



Figura 26. Nuevos tirantes y sus terminales.
Figure 26. New stays and terminals.

the slings connecting the initial and new cables and the arrester bands designed to clamp down on the crowning element added to the saddle. The system and ancillary equipment used to remove these cables were as described above for the first initial cables removed.

Once the initial provisional suspenders were removed, the new guylines were laid and partially tensioned to 215 kN on the Amposta side and 226 kN on the La Aldea side. The stays were also positioned with their adjustment rods centred, i.e., +/- 4 cm. The new provisional suspenders were then partially de-tensioned to 316 kN (Figure 26) and the horizontal cable was simultaneously installed.

The new stays, guylines and horizontal cable were instrumented with strain gauges.

The new provisional suspenders were completely de-tensioned before removal, symmetrically and at 5 kN increments on each cable. The main cables and saddles were monitored at all times for possible slipping or displacement, respectively. Once unloaded, these suspenders were disconnected and removed (Figure 23).

Finally, 16 anti-vibration bands were installed on the main cables between the first suspender and the piers.

3.3.3. Final rehabilitation of saddles and anchorage grids

In the second stage of grid rehabilitation, the guyline anchor flats were removed and the rehabilitation tasks performed in the first stage were repeated. The new reinforced girder and respective stiffeners were then set into position, and lastly the new guyline anchor flat was installed.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 27. Una de las sillas rehabilitada, mostrando la cara de los terminales de tirantes.
Figure 27. Rehabilitated saddle: stay termination side.



Figura 28. Una de las sillas rehabilitada, mostrando la cara de los terminales de cables de retenida.
Figure 28. Rehabilitated saddle: guyline side.

A la luz de los resultados, se decidió corregir la posición de las sillas, lo que se realizó con la ayuda de los cables principales y los de retenida. Los cables principales se tesaron hasta una carga media de 1.200 kN y los de retenida a 400 kN. Con esto se logró desplazar las sillas hasta 70 mm, dejándolas aproximadamente 35 mm desplazadas hacia las cámaras de anclaje, ya que al aplicar el resto de cargas permanentes, se desplazarían esa cantidad hacia el centro del vano, quedando centradas.

Una vez posicionadas las sillas, se realizaron los últimos ajustes de fuerzas en cables (tirantes, de retenida y principales) antes de completar la carga permanente de tablero.

Tras las últimas actuaciones en los cables, el extremo del tablero del lado Amposta se encontraba unos 15 cm por debajo de su posición final, por lo que hubo que izarlo de manera que quedase a 5 cm, posición en la que ya era posible montar los nuevos apéndices metálicos de los apoyos. Para ello, se tesaron los tirantes más próximos a los pilonos, de manera que los extremos subieran lo necesario. Durante estos ajustes se controló que las sillas no se desplazasen, que no hubiese deslizamiento de cables y que ningún tirante se sobrecargase.

Saddle rehabilitation was concluded with the removal of the lateral ribs and the upright that braced them. The side supplements designed to enlarge the radius of curvature were positioned, along with the side covers (Figures 27 and 28). The two saddles were also joined transversely to offset imbalanced horizontal forces.

3.3.4. Cable adjustment system

With the new cables installed, the loads on all the main members in the system (main cables, guylines and stays) were checked to ascertain their condition and determine the final system adjustments that had to be made.

In light of the findings, the position of the saddles was corrected with the aid of the main cables and guylines. The main cables were tensioned to a mean load of 1,200 kN and the guylines to 400 kN. This moved the saddles by up to 70 mm, positioning them approximately 35 mm nearer the anchorage chambers, for when the rest of the permanent loads were applied, they would move this same distance in the mid-span direction into what would ultimately be a centred position.

With the saddles centred, the final adjustments were made to the forces on the cables (stays, guylines and main cables) before proceeding to permanently load the deck.

After the final operations involving the cables were completed, the Amposta end of the deck was around 15 cm lower than its design position and had to be hoisted 10 cm to be able to mount the new steel appendices for the supports. This involved tensioning the stays closest to the piers to raise the ends as needed. The saddles were monitored during these adjustment procedures for possible displacement, cable slipping or overloading on the stays.

The deck was paved and with the bridge permanently loaded, the horizontal cable was tensioned (Figure 29), the loads on all the (main, guyline and stay) cables were recorded, the positions of the saddles were noted and a full topographic survey was conducted.



Figura 29. Nuevo cable horizontal y su terminal activo.
Figure 29. New horizontal cable and active termination.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Concluida la pavimentación del tablero y con el puente en estado de carga permanente, se tesó el cable horizontal que quedaba pendiente (Figura 29), se registraron las cargas de todos los cables (principales, de retenida y tirantes), se tomaron las posiciones de las sillas y se realizó una topografía completa.

En base a estos datos, y con objeto de reequilibrar el sistema y dejar el puente a la cota prevista, se actuó sobre el sistema de retenida del lado Amposta, así como sobre dos tirantes en los cuatro extremos.

Concluidos estos reajustes, se tomó otra topografía completa y se controlaron las sillas y las cargas en los cables, comprobando que el tablero estaba nivelado, las sillas centradas en la pila y los cables cargados como corresponde a la situación teórica de carga permanente.

4. COLOCACIÓN DEL NUEVO SISTEMA DE APOYOS

4.1. Construcción de las nuevas cámaras y colocación de los apoyos-bloqueadores

Para la instalación del sistema de apoyos, fue necesario construir nuevas cámaras para alojarlo, situadas en parte bajo los pilonos y en parte bajo la calzada en la zona de estribos. Dadas las dimensiones y posición de los huecos que debían realizarse en los estribos, algunos sillares del pilono quedaban en voladizo durante la ejecución de las excavaciones, por lo que fue necesario sustentarlos provisionalmente por medio de una estructura auxiliar metálica, hasta la realización de los nuevos forjados.

Una vez instaladas estas sujeciones provisionales, se inició la ejecución de los nuevos huecos, con la demolición-excavación de aproximadamente 1,8x1,8 m en planta y 1,5 m de altura.

Posteriormente, finalizada la demolición, se construyó la solera. En ella se dejaron embebidos los perfiles metálicos que formarían parte de la plataforma volada de tramex que permitirá el acceso a las cámaras. También se dejaron cuatro huecos en la misma para alojar las patas de los apoyos POT (Figura 30). Luego se hormigonaron los muros laterales de los huecos y se demolió la zona de la calzada que se reemplazaría por una nueva losa continúa junto con los techos de estos huecos.

A continuación, se presentaron sobre la solera los aparatos tipo POT con bloqueadores, sin fijarlos a la solera, operación que se realizaría más tarde. Completado el montaje de los apéndices metálicos de los apoyos, se colocó la última losa prefabricada de calzada, correspondiente a los extremos del puente, y se continuó con el ferrallado, encofrado y hormigonado de la losa continua que forma el techo de la cámara de apoyo del lado derecho, de la calzada entre patas del pilono y de la losa del techo de la cámara del lado izquierdo. Al mismo tiempo, se armó y hormigonó la junta entre los últimos tramos prefabricados de la losa de calzada y se terminaron los bordillos.



Figura 30. Interior de las cámaras de los apoyos durante su construcción.
Figure 30. Support chamber interiors during construction.

On the basis of these data, the Amposta side guyline system and two stays on the four corners were adjusted to re-balance the system and set the bridge at its design elevation.

When all these readjustments were concluded, another full topographic survey was conducted and the saddles and loads on the cables were monitored to ensure that the deck was level, the saddles centred on the pier and cables loaded as appropriate pursuant to the theoretical permanent load.

4. ASSEMBLY OF THE NEW SUPPORT SYSTEM

4.1. Construction of new chambers and installation of absorber-supports

New chambers had to be built to house the new system *of supports. They were sited partly underneath the piers and partly under the carriageway in the abutment. As a result of the size and position of the openings that had to be made in the abutments for this purpose, some of the pier ashlar stones cantilevered during the excavation and had to be provisionally propped up by an ancillary steel structure until the new slabs could be built.*

With these provisional supports in place, demolition-excavation proceeded on the new openings, which measured approximately 1.8x1.8 m square by 1.5 m high.

The demolition work was followed by construction of the floor slab. The steel grids that would form part of the cantilevered platform from which the chambers were to be accessed were embedded in this slab. Four openings were also made to house the POT bearing legs (Figure 30). The side walls for these openings were then cast in concrete and the area of the carriageway that would be replaced by a new continuous slab was demolished, along with the ceilings over the openings.

POT-type bearings lock-up device were then positioned on the slab for permanent attachment at a later stage. With the steel appendices for the supports assembled, the last, i.e., the

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

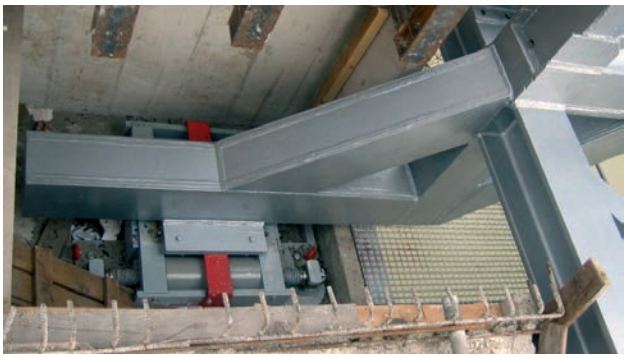


Figura 31. Apéndice metálico y aparato de apoyo POT con bloqueador.
Figure 31. Steel appendix and POT bearing with lock-up device.

4.2. Construcción de los nuevos apéndices metálicos

Para la trasmisión de las cargas del tablero a los apoyos, **PROES** propuso una alternativa a la solución de proyecto, que lograba minimizar la afección a los pilonos y mejoraba el funcionamiento estructural. Esta nueva solución fue ejecutada finalmente en obra, y consistió en disponer bajo la viga de rigidez y en prolongación de la misma, una estructura en celosía que se introduce dentro de las cámaras y materializa el apoyo del tablero en los aparatos POT con bloqueadores (Figura 31).

Para la instalación del apéndice en celosía fue necesario el refuerzo local de las vigas de rigidez, que se realizó mediante platabandas soldadas a los elementos metálicos ya existentes.

Los trabajos de instalación de los apéndices incluyeron la sustitución de las dos últimas vigas transversales del puente, en cada extremo, debido a su estado de deterioro. También se reforzaron las últimas cruces de San Andrés bajo tablero, disponiendo perfiles HEM soldados al ala superior de las vigas transversales, necesarias para el correcto funcionamiento de la estructura de los apéndices. Venían montadas parcialmente de taller y se instalaron en su lugar mediante uniones soldadas a las estructuras ya existentes. Tras los ensayos de sus soldaduras, se pintó toda esta estructura metálica con capa de imprimación y acabado, al igual que el resto del puente.

4.3. Puesta en carga del sistema de apoyos

Los apoyos requieren una carga mínima vertical para garantizar su correcto funcionamiento, por lo que se pusieron en carga transfiriendo 190 kN a cada uno de ellos.

Para materializar esta transferencia de carga, se elevó el puente lo necesario de forma que el estribo y el tablero quedaran a la misma cota en la zona de la junta, actuando con gatos hidráulicos en los apéndices. Una vez alcanzada la cota deseada conjuntamente con la carga prevista, se fijaron los apoyos vertiendo un mortero de relleno bajo el mismo. Pasados unos días se retiraron los gatos hidráulicos, dejando el puente correctamente apoyado.

end, precast carriageway slab, was laid. Work progressed on the steel reinforcement, formwork and concrete casting for the continuous slab that would form the ceiling over the right support chamber, the carriageway between the pier columns, and the left chamber ceiling slab. At the same time, the joint between the last two precast sections of the carriageway slab were reinforced and cast and the kerbs were completed.

4.2. Erection of the new steel appendices

***PROES** proposed an alternative to the design solution for transferring loads from the deck to the supports that would minimize the impact on the piers and improve structural performance. This new solution, which was ultimately adopted, consisted in placing a lattice structure under and outward of the stiffening girder that would extend into the chambers and materialize the support provided for the deck by the POT bearings fitted with shock absorbers (Figure 31).*

Installation of the lattice-type appendix necessitated local reinforcement of the stiffening girders by welding steel plates to the existing members.

Due to the deterioration observed on the two end transverse girders, they were replaced during installation of the appendices. The end wind braces underneath the deck were also reinforced by welding heavyweight wide flange shapes to the top flange of the transverse girders, to ensure satisfactory performance of the appendix structure. These braces were delivered from the shop partially assembled and were welded to the existing structures in the specified positions. After its welds were tested, the entire steel structure was painted with a primer and a finish coat, as in the rest of the bridge.

4.3. Loading the support system

Since the supports needed a minimum vertical load to perform satisfactorily, 190 kN was transferred to each.

This involved raising the bridge as necessary with hydraulic jacks from the appendices so that at the joint, the abutment and deck were at the same elevation. Once the desired elevation and specified load were jointly attained, the supports were secured with mortar. When the hydraulic jacks were removed a few days later, with the bridge supports effectively in place, the transverse block system could be safely removed from the bridge.

4.4. Access platform construction

Platforms cantilevering out from the new support chambers were built on each side and underneath the bridge, to provide access for inspecting the support and blocking devices through manholes located in the walkways.

These platforms were built by extending the cantilevered shapes that constitute the access floor to the support chambers. The platforms have grid flooring, a perimetric railing and a stairway (Figure 32).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Una vez dispuestos los apoyos definitivos, se pudo retirar el sistema de bloqueo transversal del puente.

4.4. Construcción de las plataformas de acceso

Se construyeron bajo el puente, en cada extremo, unas plataformas voladas desde las nuevas cámaras de apoyo, que permiten acceder a inspeccionar los aparatos de apoyo y bloqueo bajando por un paso de hombre situado en las aceras.

Estas plataformas se materializaron mediante la prolongación de los perfiles en voladizo que constituyen el suelo del acceso a las cámaras de apoyo. Las plataformas se completan con un suelo de tramex, una barandilla en su perímetro y una escalera de acceso a este nivel (Figura 32).

5. REHABILITACIÓN DE LAS CÁMARAS DE ANCLAJE Y DE LOS PILONOS

Tras la sustitución de los cables, el siguiente paso fue la rehabilitación de los recintos de las cámaras de anclaje, reparando también los deterioros producidos durante las obras. En esas cámaras, como en las de los apoyos, se instalaron luminarias, puntos de luz y tomacorrientes.

Con el fin de solucionar los problemas de acumulación de agua que había habido anteriormente, se construyeron unas cunas de drenaje, con una primera capa de cascotes cerámicos que absorbe el agua, bajo una segunda capa de gravilla (Figura 33).

Los pilonos se limpiaron mediante chorro de agua y arena (Figura 34).

6. EJECUCIÓN DE LOS ACABADOS

Como acabado de la estructura metálica se realizó la aplicación de una pintura, de color RAL 9006 Aluminio Blanco, pulverizada con pistola (*airless*) en general, o con rodillo o brocha en casos particulares.

En estos trabajos de pintura se incluyó la reposición de la impermeabilización, con un material de dos componentes a base de resinas epoxi y brea. Además, se repuso el relleno del cordón inferior de la viga de rigidez con un mortero sin retracción, para garantizar una buena conservación de esta zona.

A continuación se realizó la impermeabilización del tablero prevista en el proyecto y se pavimentó el puente con una mezcla bituminosa del tipo S12 de 5 cm de espesor. Se fresaron y pavimentaron también las dos zonas adyacentes de acceso al puente (Figura 35), y se pintó la señalización horizontal. Luego se colocaron los tubos de desagüe de los sumideros y sus rejillas (Figura 36) y la junta de dilatación en cada extremo del puente (Figura 37).



Figura 32. Exterior de las cámaras de apoyos y sus accesos.
Figure 32. Support chamber exteriors and accesses.



Figura 33. Interior de las cámaras de anclaje rehabilitadas.
Figure 33. Rehabilitated anchorage chamber interiors.

5. ANCHORAGE CHAMBER AND PIER REHABILITATION

After the cables were replaced, the anchorage chamber enclosures were rehabilitated and the damage generated during the works was repaired. Luminaires, spots and electrical outlets were installed in these chambers, as well as in the support chambers.

Drainage cradles were built consisting in an under layer of clay-based rubble to absorb the water, and an over layer of gravel to solve the water ponding problems identified prior to bridge rehabilitation (Figure 33).

The piers were cleaned with sand-containing hydro-jet technology (Figure 34).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 34. Pilono una vez rehabilitado.
Figure 34. Rehabilitated pier.



Figura 35. Trabajos de pavimentación.
Figure 35. Paving operations.

Colocadas las cuatro losas extremas de la acera, se montaron las barandillas; además, se limpió y pintó la barandilla exterior al tablero, que rodea a los pilonos, y que se encontraba en buen estado de conservación.

Para proteger los cables en la zona por donde entran a las cámaras de anclaje, se pusieron unas vallas antivandálicas a lo largo de todo el perímetro de estos huecos.

Se instaló la iluminación peatonal y la nueva iluminación monumental del puente. En las aceras se dispusieron luminarias de tipo LED y para la iluminación monumental se instalaron una serie de focos orientables a fin de destacar el sistema de cables del puente y sus pilonos.

La instrumentación montada sobre los cables nuevos, utilizada para controlar el proceso de sustitución, finalmente quedó instalada de forma permanente en el puente, para poder realizar un seguimiento de su comportamiento a lo largo de la vida útil del mismo. Consta de un total de 76 extensómetros: en los cables principales entre las cámaras de anclaje y las sillas (8), entre las sillas y el centro del vano (8), en todos los cables de retenida (8), en los dos cables horizontales (2), en todos los tirantes (20) y en las péndolas (30). Aproximadamente la mitad de estos dispositivos pueden realizar a la vez un registro de la temperatura concomitante con la lectura de deformación.

6. FINISHES

The finish on the steel structure was RAL 9006 white *aluminium paint, generally sprayed but also applied with a roller or brush in specific areas.*

This finish included the replacement of the initial weather-proofing with an epoxy resin and tar-based two-component material. In addition, the cover on the bottom chord of the stiffening girder was replaced with non-shrink mortar to ensure good conservation in this area.

The deck was also weather-proofed as provided in the design and paved with a 5 cm layer of S12 hot mix asphalt and the two areas adjacent to the bridge approaches were milled (Figure 35) and horizontally signed. The sumps were then fitted with drain pipes and grids (Figure 36) and an expansion joint was built on each end of the bridge (Figure 37).

Once the four end walkway slabs were set in place, the railings were erected. The outer deck railing that circles the piers, which was found to be in a good state of repair, was simply cleaned and painted.

Anti-vandalism fences were built around the entire perimeter of the anchorage chambers to protect the cables.



Figura 36. Detalle de sumideros y bordillo.
Figure 36. Detail of sump and kerb.



Figura 37. Junta de la calzada.
Figure 37. Carriageway joint.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 38. Prueba de carga.
Figure 38. Load test.

Además, se han instalado 12 extensómetros en los cordones de las vigas longitudinales y un LVTD en cada silla para registrar sus desplazamientos.

La plataforma que originalmente se montó bajo el puente para realizar los trabajos de rehabilitación, también quedó finalmente instalada como parte integrante del mismo, con el objeto de facilitar futuros trabajos de inspección y mantenimiento, lo que obligó a su adaptación.

7. EJECUCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA

La preceptiva prueba de carga tuvo lugar el martes 24 de marzo de 2009. Debido a la singularidad de esta estructura, los controles realizados no se limitaron a la comprobación de las deformaciones (flechas del tablero) sino que también se controlaron los incrementos de tensión en los cables y los movimientos de las sillas.

Para el desarrollo de la prueba se utilizaron ocho camiones de cuatro ejes, cargados cada uno con 380 kN, y para realizar los controles de tensión en los cables y de movimientos en las sillas, se realizaron con la instrumentación dispuesta en los distintos elementos (cables principales, de retenida, tirantes, péndolas y sillas), mientras que las deflexiones del tablero se controlaron topográficamente.

La primera medición se hizo con el puente descargado, repitiéndose después de cada estado de carga una vez estabilizado el mismo.

Se inició la prueba cargando el puente con cuatro camiones de manera asimétrica, es decir, disponiéndolos en uno de los extremos del puente, pero centrados en la calzada. Para el siguiente estado de carga se introdujeron en el puente, por el otro extremo, otros cuatro camiones centrados en la calzada, dando lugar a un estado de carga simétrico (Figura 38).

A continuación se retiraron los cuatro primeros camiones, obteniendo así un segundo estado de carga asimétrico, y posteriormente, para finalizar, se retiraron la totalidad de los camiones.

Pedestrian lighting as well as new monumental lighting for the bridge were installed. The walkways were fitted with LED-type luminaires, while the monumental lighting consists in a series of adjustable spotlights to highlight the bridge's cable system and piers.

The instruments initially mounted on the new cables to control the replacement process were left as permanent fixtures on the bridge to monitor its performance throughout its service life. The system comprises a total of 76 strain gauges: on the main cables between the anchorage chambers and the saddles (8), between the saddles and mid-span (8), on all the guylines (8), on the two horizontal cables (2), on all the stays (20) and all the suspenders (30). Approximately half of these devices can record the temperature at the same time as strain values.

In addition, 12 strain gauges were installed on the chords of the longitudinal girder and one LVTD was positioned on each saddle to record displacements.

The platform initially erected under the bridge for the rehabilitation work was also ultimately left as an integral part of its structure to facilitate future inspection and maintenance, although with certain adaptations.

7. LOAD TESTING

The mandatory load test was conducted on Tuesday, 24 March 2009. In light of the singularity of this structure, the controls were not confined to checking deformation (deck deflection). Rather, increases in stress on the cables and possible saddle displacements were also monitored.

The test was conducted with eight four-axle lorries, each loaded to 380 kN. Stress on the cables and saddle movements were monitored with the instruments installed on the various members (main cables, guylines, stays, suspenders and saddles), while deck deflection was monitored topographically.

The first measurement was made with the bridge unloaded, and successive readings were taken on the stabilized bridge after each loading state.

The test was begun by loading the bridge asymmetrically with four lorries, i.e., placing them from one side of the bridge to mid-span, centred over the carriageway. The following load state consisted in driving the other four lorries onto the opposite side of the bridge, likewise centred on the carriageway to induce symmetric loading (Figure 38).

The four first lorries were then removed to generate a second asymmetric load state, and finally all the lorries were removed.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 39. Tablero terminado.
Figure 39. Finished deck.

Con la prueba de carga se comprobó el correcto comportamiento del puente, ya que los resultados de los controles coincidieron prácticamente con las previsiones teóricas, destacando que la recuperación del tablero fue del 99 por ciento del valor previsto.

8. RESUMEN DE LAS ACTUACIONES: DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA REHABILITADA

Tras su rehabilitación, el puente de Amposta conserva, por una parte, sus características estéticas y, por otra, sus fundamentos de funcionamiento estructural. La tecnología actual ha permitido mejorar algunos de sus elementos, lo que permitirá, sin duda, prolongar su vida útil sin necesidad de importantes inversiones. A continuación se resume la configuración del puente una vez finalizadas las obras de rehabilitación.

8.1. Tablero

El tablero, con sus 134 m de longitud, está formado por dos vigas longitudinales (vigas de rigidez), derecha e izquierda, constituidas por las celosías metálicas originales, a las que se incorporaron dos platabandas de refuerzo de 160x20 mm, dispuestas en el cordón superior en la parte central del vano y en las zonas intermedias del cordón inferior.

Salvos las dos primeras y las dos últimas vigas transversales, que fueron sustituidas por nuevas vigas metálicas,

The load test confirmed satisfactory bridge performance, for the findings were practically concurrent with the design forecasts: deck recovery was an excellent 99 per cent of the expected value.

8. SUMMARY OF ACTION TAKEN: DESCRIPTION OF THE REHABILITATED STRUCTURE

After rehabilitation, Amposta Bridge has conserved both its aesthetic features and its structural fundamentals. The improvements made in some of its members thanks to today's technology will indisputably extend its service life with no need for major investment. Bridge configuration upon conclusion of the rehabilitation works is described below.

8.1. Deck

The 134 m deck comprises two longitudinal (stiffening) girders, on the right and left. The initial steel lattices were reinforced with one 160x20 mm steel plate positioned on the top chord at mid-span and two in intermediate areas on the bottom chord.

With the exception of the first two and last two transverse girders, which were replaced by new steel members because they formed part of the deck support system, all the other 105 variable depth steel transverse girders, set at intervals of approximately 1.25 m, were conserved, with only occasional local reinforcement of some of the top flanges. The steel structure was also reinforced with new wind bracing on the underside consisting in UPN 100x50x6 angle shapes. These braces, spanning five transverse girders each. replaced the initial elements that were attached to the bottom flanges of the transverse girders.

The carriageway slab was demolished and rebuilt with a series of HP-35/P/20/IIIa precast concrete plates 14 cm thick, 1.10 long and a width that concurred with the distance between the stiffening girders, 5.60 m. These slabs were built to rest on the transverse girders and joined by cast-in-place concrete. The slab was post-tensioned with nine 4T15 cables to ensure permanent compression and thereby improve durability, for the initial deck was one of the members that exhibited the greatest deterioration. A kerb with a New Jersey type barrier was cast in place along the edges of the carriageway to protect the longitudinal girders from possible vehicle impact (Figure 39).

The original walkways were replaced by new wider members made of HA-30/P/20/IIIa precast concrete slabs 1.50 m wide and 3.70 m long with a maximum thickness of 21 cm in the area resting on the transverse girders and a minimum of 9 cm at the cantilevered edges (Figure 40). They have built-in tubing and collection boxes for service ways, plates to attach the railings and manholes to access the support chambers.

8.2. Cable system

The main support system now consists in a total of eight 72-mm "galfanized"[1] steel locked coil main cables, each measur-

[1] Galfanizing: zinc and aluminium alloy coating with higher corrosion resistance than galvanizing

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

ya que formaban parte del nuevo sistema de apoyo del tablero, el resto de las 105 vigas metálicas transversales de canto variable, que se encuentran separadas aproximadamente 1,25 m, se conservaron y sólo se realizaron algunos refuerzos locales en las alas superiores de algunas de ellas. La estructura metálica se completa con el arriostramiento en su parte inferior mediante unos nuevos perfiles angulares UPN 100x50x6 dispuestos en Cruz de San Andrés, que abarcan cinco vigas transversales. Éstos sustituyeron a los originales, que unían las alas inferiores de las vigas transversales.

La losa de la calzada fue reconstruida, después de su demolición, utilizando una serie de placas prefabricadas de hormigón HP-35/P/20/IIIa, de 14 cm de espesor, 1,10 m de largo y 5,60 m de ancho, que es la distancia entre las vigas de rigidez. Estas placas se apoyan en las vigas transversales y se unieron mediante hormigonado "in situ". La losa se postesó con nueve cables de 4T15, para garantizar que está permanentemente comprimida y, por tanto, mejorar las condiciones de durabilidad del tablero, que es uno de los elementos que más se habían deteriorado de la estructura original. En los bordes de la calzada se ha construido un bordillo "in situ", con perfil similar al de una barrera tipo "New Jersey", a fin de proteger las vigas longitudinales del posible impacto de los vehículos (Figura 39).

Las aceras originales fueron reemplazadas por otras más anchas, a base de losas prefabricadas de hormigón HA-30/P/20/IIIa, de 1,50 m de ancho y 3,70 m de largo, con un espesor máximo de 21 cm en la zona en que apoyan en las vigas transversales y mínimo de 9 cm en los extremos de la parte volada (Figura 40). Incorporan tubos y arquetas para la canalización de servicios, placas para la fijación de las barandillas y también los huecos para los pasos de hombre de acceso a las cámaras de los apoyos.

8.2. Sistemas de cables

El sistema de sustentación principal está ahora constituido por un total de ocho cables principales de acero galfanizado* de 72 mm de diámetro nominal y sección cerrada (en "Z"), con una longitud total de aproximadamente 240 m cada uno. Cuatro de estos cables discurren por el lado derecho y otros cuatro por el lado izquierdo. Recorren toda la estructura, pasando por encima de los pilonos a través de unas sillas, cuyas características geométricas han sido mejoradas con un suplemento que las dota de un radio de curvatura de 1.250 mm, y se anclan a los macizos de anclaje, que también han sido adaptados para recibir a los nuevos terminales o mazarotas (Figura 41).

En la actualidad, la parte central del tablero cuelga de 138 péndolas, 69 a cada lado, que transmiten la carga recibi-

ing approximately 240 m long. Four of these cables run along the right and four along the left side of the bridge. They cover the entire structure, rising over the piers where they rest on saddles whose radius of curvature was raised to 1 250 mm thanks to the addition of a special supplement. They are anchored to the original massive concrete anchorage blocks, adapted to receive the new terminations or sockets.

The central part of the deck now suspends from 138 hangers, 69 on each side, that transfer the load to the main cables. The two types of suspenders used are: type I (forty on each side made of 16 mm diameter galvanized braided cable) and type II (twenty nine on each side, made of 20 mm diameter steel bar).*

The suspenders are connected to the main cables across bands consisting in two solid steel elements bolted together, whose design aims to minimize their effect on the cables. The bottom end of the suspenders is attached to the transverse girders by means of a series of steel plates and threaded rods.

The areas of the deck closest to the piers are presently braced by a total of twenty slanted stays, five on each side and end of the bridge, which transfer the deck load to the piers across the saddle. The 40 mm, locked coil cables forming these stays are made of galfanized steel.

The stays are anchored directly to new steel terminations built into the secondary horizontal beams for this purpose.

The two secondary beams on each side are joined by a 40 mm diameter, locked coil horizontal galfanized steel cable.



Figura 40. Nueva acera terminada.
Figure 40. Finished walkway.

* Galfanizado: revestimiento de mayor resistencia a la corrosión que el galvanizado, a base de una aleación de cinc y aluminio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

da a los cables principales y que corresponden a dos tipos: el tipo I (cuarenta a cada lado con cable trenzado galfanizado de diámetro 16 mm) y el tipo II (veintinueve a cada lado con barra de diámetro 20 mm).



Figura 41. Sistema de cables definitivo.
Figure 41. Permanent cable system.

Las péndolas están conectadas a los cables principales a través de perchas de nuevo diseño, que están formadas por dos elementos macizos de acero, unidos mediante tornillos, y diseñados con el fin de minimizar la afección a los cables a los que se unen. En la parte inferior, las péndolas se unen a las vigas transversales a través de un conjunto de placas de acero y varillas roscadas.

Las zonas del tablero más próximas a los pilonos están atirantadas actualmente por un total de veinte tirantes, cinco a cada lado y extremo del puente (tirantes inclinados), que transmiten la carga del tablero a los pilonos por medio de la silla. Los cables que forman los tirantes inclinados son de acero galfanizado, tienen un diámetro de 40 mm y sección cerrada (en "Z").

Estos tirantes inclinados se encuentran anclados directamente a las vigas secundarias horizontales mediante nuevos terminales de acero, que se han integrado en la estructura para fijar adecuadamente estos anclajes.

Las dos vigas secundarias de cada lado están unidas por un cable horizontal de acero galfanizado, con un diámetro de 40 mm y también sección cerrada (en "Z").

Los otros ocho cables, dos por silla, que completan el sistema, son los de retenida, que parten de cada pilono hacia el macizo de anclaje; su misión es compensar los esfuerzos horizontales que introducen en la silla los tirantes inclinados y el diferente ángulo de salida de los cables principales. Son cables de acero galfanizado, con un diámetro de 40 mm y sección cerrada (en "Z").

Todos estos cables son de acero con una tensión de rotura superior a 1.570 N/mm^2, las péndolas de barra son de acero de 275 N/mm^2 de límite elástico. Además, todos los cables permiten regulación.

8.3. Instrumentación permanente y plataforma auxiliar de inspección

La instrumentación permanente del puente consta de una serie de dispositivos para controlar deformaciones

Lastly, the system comprises eight guylines, two per saddle, that run from each pier to the anchorage block. Their mission is to offset the horizontal forces generated on the saddle by the difference between the slanted stay and main cable angles. These are also 40-mm diameter, locked coil galfanized steel cables.

All these cables are made of steel with an ultimate strength of over 1,570 N/mm^2. The bar suspenders are made of steel with a modulus of elasticity of 275 N/mm^2. All the cables are adjustable.

8.3. *Permanent instrumentation and ancillary inspection platform*

The instruments permanently installed on the bridge consist in a series of devices to monitor strain and the displacement of certain structural members, as described in section 6.

The system is computerized to record and store the data. Specific software is at hand to access the information and check the performance of the members instrumented (Figure 42).

Moreover, the ancillary suspended platform, initially built for the rehabilitation works, has been left permanently in place on the underside of the deck for inspection and maintenance.

8.4. *Support system*

The new support system consists in four steel appendices positioned at the ends of the deck, with the same lattice-like structure as the longitudinal girders and extending from these girders into the new support chambers. The steel structure consists in 250x250 mm, 30 mm thick reinforced girders welded to the longitudinal girders and resting on POT-style bearings.

These bearings are housed in new chambers built partly in the lower part of the piers and partly under the carriageway. They consist in unidirectional POT bearings with lock-up device (shock absorbers) that accommodate forces of up to 1 400 kN (in the longitudinal direction) and displacements of

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 42. Sistema de instrumentación. Gráfico de control.
Figure 42. Instrumentation system. Monitoring graph.

y desplazamientos de determinados elementos de la estructura, tal como se detalla en el apartado 6.

El sistema está informatizado, de forma que se pueden registrar y almacenar los datos obtenidos, teniendo la posibilidad de acceder a la información deseada y comprobar el funcionamiento de los elementos instrumentados a través de un programa específico (Figura 42).

Además, para realizar las inspecciones y los trabajos de mantenimiento de la cara inferior del tablero, se ha conservado definitivamente la plataforma suspendida auxiliar, que fue colocada inicialmente para ejecutar los trabajos de rehabilitación.

8.4. Sistema de apoyos

El nuevo sistema de apoyos consta de cuatro apéndices metálicos dispuestos en los extremos del tablero en prolongación de las vigas longitudinales, manteniendo la configuración en celosía de la estructura de la viga y se introducen en las nuevas cámaras de apoyos. La estructura metálica está compuesta por vigas armadas de 250x250 mm y 30 mm de espesor, que se unen mediante soldadura a las vigas longitudinales y se apoyan sobre los aparatos tipo POT.

Para alojar los aparatos de apoyo, se han construido unas nuevas cámaras en parte bajo los pilonos y en parte bajo la calzada. Los aparatos de apoyo dispuestos son del tipo POT unidireccionales, con bloqueadores de impacto que admiten fuerzas de hasta 1.400 kN (en la dirección longitudinal del puente) y desplazamientos de +/-100 mm. La acción del bloqueador impide el movimiento natural del puente cuando actúan determinadas sobrecargas (acciones rápidas), evitando problemas funcionales del tablero que afectarían, por una parte, a los usuarios y, por otra, a la vida útil de algunos elementos, en particular de las juntas.

8.5. Cámaras de anclaje y pilonos

Las cámaras de anclaje han sido rehabilitadas, pero no se han reformado, por lo que conservan su configuración original. Los emparrillados han sido modificados después de su rehabilitación para poder anclar correc-

+/- 100 mm. The absorbers constrain natural bridge movements under certain live loads (rapid action), preventing functional deck problems that would affect both users and the service life of certain elements, joints in particular.

8.5. Anchorage chambers and piers

The anchorage chambers were rehabilitated but not remodelled, to maintain their original design. The grids were modified after rehabilitation to be able to anchor the new cables.

The piers were simply cleaned and rehabilitated. They underwent no change nor were they affected by the works, and all



Figura 43. El puente con su iluminación monumental.
Figure 43. Bridge with monumental lighting.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

tamente los nuevos cables.

Los pilonos sólo se han limpiado y rehabilitado, sin sufrir ningún cambio ni afección por las obras, por lo que conservan sus decorados históricos. De la misma forma, no se ha realizado trabajo alguno que afectara a las cimentaciones originales del puente.

8.6. Acabados

Los acabados del puente han sido muy cuidados, ya que en gran medida serán los que condicionarán el correcto funcionamiento y la durabilidad de las estructura.

Por ello, se ha realizado una impermeabilización completa del tablero mediante una membrana y se ha dispuesto una capa de rodadura de 5 cm de espesor de pavimento asfáltico del tipo S12. Completando estos acabados, se instalaron ocho sumideros a cada lado, con sus correspondientes conductos de desagüe.

Las juntas de dilatación en ambos extremos del puente son del tipo armado, con una carrera total de 230 mm.

En ambos lados de cada acera se han colocado barandillas, con montantes verticales constituidos por una chapa de 15 mm de espesor, anclados en las losas de las aceras, separados 2,50 m y con un tubo pasamanos de 100 mm de diámetro y una altura total de 1,10 m, que se completa con cuatro cables, entre el pasamanos y el suelo, de 18 mm de diámetro.

Se ha dotado al puente de iluminación peatonal y también de iluminación monumental (Figura 43).

9. CONCLUSIONES

Desde los inicios de este más que interesante trabajo, con la inspección especial realizada al puente, continuando con la redacción del proyecto de rehabilitación y finalizando exitosamente con la ejecución de la obra, siempre hemos considerado necesaria la aplicación a nuestra tarea del *"buen sentido"* a que apelaba Don Eugenio Ribera en el artículo que escribió para sus alumnos en el momento de su jubilación *"En mi última lección, establezco mi balance profesional"* en el que manifestaba:

"Aunque sepáis mucha matemática, no incurráis en pedantería, pues más que problemas científicos, tendréis que poner a contribución el buen sentido. Más que sabios, deberéis ser gerentes.

Sed valerosos, cívica y profesionalmente, pues un ingeniero no debe ser nunca pusilánime; no temáis, pues, las responsabilidades, cuando están fortalecidas por honradas convicciones y el austero cumplimiento de vuestros deberes, ya que no sólo es punible el delito, sino la pereza o la cobardía que lo consiente.

Antes que ingenieros y antes que funcionarios, habréis de ser hombres y ciudadanos."

Deseamos y confiamos en que las actuaciones realizadas, permitan la conservación durante muchos años de esta destacada obra, patrimonio de la ingeniería española.

their initial adornments are intact. The original bridge foundations were likewise unaffected by the works.

8.6. Finishes

Particular care went into the finishes on the bridge, for the satisfactory performance and durability of the structure will largely depend on their quality.

In this regard, a fully weather-proof membrane was laid on the deck, which was paved with a 5 cm thick S12 type asphalt wearing course. In addition, eight sumps with their respective drain pipes were installed on each side.

The reinforced expansion joints at both ends of the bridge can accommodate dimensional changes of up to 230 mm.

Railings were erected on both sides, with 15 mm sheet steel uprights anchored in the walkway slabs at 2.50 m intervals and a 100 mm diameter handrail 1.10 m high. Four 18 mm diameter cables were strung between the handrail and the ground.

The bridge was fitted with pedestrian as well as monumental lighting (Figure 43).

9. CONCLUSIONS

Throughout this highly interesting project, from the special inspection of the bridge to the drafting of the rehabilitation design and finally to the successful conclusion of the works, the authors were guided by one of Eugenio Ribera's principles: good sense. In an article written on his retirement and addressed to his students titled, "En mi última lección, establezco mi balance profesional" (my last lesson and a balance sheet of my career), he asserted:

"Despite all your mathematical knowledge, don't be pedantic, for rather than solving scientific problems, you'll have to draw on your common sense. More than scholars, you'll have to be managers.

Be brave, both personally and professionally, for an engineer should never be fainthearted; don't fear responsibility when strengthened by honest conviction and austere fulfilment of duty, for the negligence or cowardice that consents an offence is as punishable as the offence itself.

First be men and citizens, for then and only then may you be engineers and civil servants."

Hopefully, the action performed will ensure a long life for this prominent sample of Spain's engineering heritage.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

BIBLIOGRAFÍA

[1] RIBERA DUTASTE, José Eugenio. "Puente colgado sobre el río Ebro en Amposta (Tarragona)". *Revista de Obras Públicas*, 1914, volumen 62, tomo I, n.º 2039, p. 527-532.

[2] RIBERA DUTASTE, José Eugenio. "Puente colgado sobre el río Ebro en Amposta (Tarragona)". *Revista de Obras Públicas*, 1914, volumen 62, tomo I, n.º 2040, p. 539-545.

[3] RIBERA DUTASTE, José Eugenio. "Puente colgado sobre el río Ebro en Amposta (Tarragona)". *Revista de Obras Públicas*, 1914, volumen 62, tomo I, n.º 2041, p. 551-555.

[4] RIBERA DUTASTE, José Eugenio. "En mi última lección, establezco mi balance profesional". *Revista de Obras Públicas ROP*. Año 1931, n.º 258, p. 394-401.

[5] RIBERA DUTASTE, José Eugenio: Ingeniero de Caminos 1864:1936. Catalogo de la exposición celebrada en el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, junio de 1982.

[6] CHÍAS, Pilar; ABAD, Tomás. "Puentes de España". FCC Fomento de Construcciones y Contratas, S.A, Madrid, 1994.

[7] GIMSING, Niels. "Cable Supported Bridges. Concept & Design". John Wiley & Sons, Chichester, 1998.

[8] VIRLOGEUX, M. "Recent evolution of cable-stayed bridges. Engineering Structures", 1999, 21, 737-755.

[9] WALTHER, R. Ponts Haubanés, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne (Switzerland), 1988.

[10] POZO VINDEL, Florencio del; ARRIETA TORREALBA, José María; CEREZO MACÍAS, Jorge Alberto; VELANDO CABAÑAS, Concepción. "Estudios, inspección especial y proyecto de rehabilitación del puente de Amposta" Hormigón y acero, 2006, n.º 241, p. 5-41.

[11] VENTOSA, Javier R. "Puente de Amposta: colgado sobre el Ebro" Revista del Ministerio de Fomento, 2004, n.º 531, p. 70-75.

[12] VELANDO CABAÑAS, Concepción; POZO VINDEL, Florencio del; ARRIETA TORREALBA, José María. "Ribera. Ideas de ayer para puentes de hoy e ideas de hoy para puentes de ayer". Estética e ingeniería civil. Arctecnium. 2006, p. 71-82.

[13] MIRANDA, Óliver. "Rehabilitación del Puente Colgante de Amposta (Tarragona). Una reconstrucción con mucha historia". CIC Arquitectura y Construcción, mayo 2008, n.º 451, p. 128.

[14] LÓPEZ, Albert. "Un puente nuevo de 1921". Revista de la Construcción Tanitpress, enero-febrero 2009.

REFERENCES

[1] RIBERA DUTASTE, José Eugenio. "Puente colgado sobre el río Ebro en Amposta (Tarragona)". Revista de Obras Públicas, 1914, volume 62, I, n.º 2039, p. 527-532.

[2] RIBERA DUTASTE, José Eugenio. "Puente colgado sobre el río Ebro en Amposta (Tarragona)". Revista de Obras Públicas, 1914, volume 62, I, n.º 2040, p. 539-545.

[3] RIBERA DUTASTE, José Eugenio. "Puente colgado sobre el río Ebro en Amposta (Tarragona)". Revista de Obras Públicas, 1914, volume 62, I, n.º 2041, p. 551-555.

[4] RIBERA DUTASTE, José Eugenio. "En mi última lección, establezco mi balance profesional". Revista de Obras Públicas ROP, 1931, n.º 258, p. 394-401.

[5] RIBERA DUTASTE, José Eugenio: Ingeniero de Caminos 1864:1936. Catalogo de la exposición celebrada en el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, june 1982.

[6] CHÍAS, Pilar; ABAD, Tomás. "Puentes de España". FCC Fomento de Construcciones y Contratas, S.A., Madrid, 1994.

[7] GIMSING, Niels. "Cable Supported Bridges. Concept & Design". John Wiley & Sons., Chichester, 1998.

[8] VIRLOGEUX, M. "Recent evolution of cable-stayed bridges. Engineering Structures", 1999, 21, 737-755.

[9] WALTHER, R. Ponts Haubanés, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne (Switzerland), 1988.

[10] POZO VINDEL, Florencio del; ARRIETA TORREALBA, José María; CEREZO MACÍAS, Jorge Alberto; VELANDO CABAÑAS, Concepción. "Estudios, inspección especial y proyecto de rehabilitación del puente de Amposta" Hormigón y acero, 2006, n.º 241, p. 5-41.

[11] VENTOSA, Javier R. "Puente de Amposta: colgado sobre el Ebro" Revista del Ministerio de Fomento, 2004, n.º 531, p. 70-75.

[12] VELANDO CABAÑAS, Concepción; POZO VINDEL, Florencio del; ARRIETA TORREALBA, José María. "Ribera. Ideas de ayer para puentes de hoy e ideas de hoy para puentes de ayer". Estética e ingeniería civil. Arctecnium. 2006, p. 71-82.

[13] MIRANDA, Óliver. "Rehabilitación del Puente Colgante de Amposta (Tarragona). Una reconstrucción con mucha historia". CIC Arquitectura y Construcción, may 2008, n.º 451, p. 128.

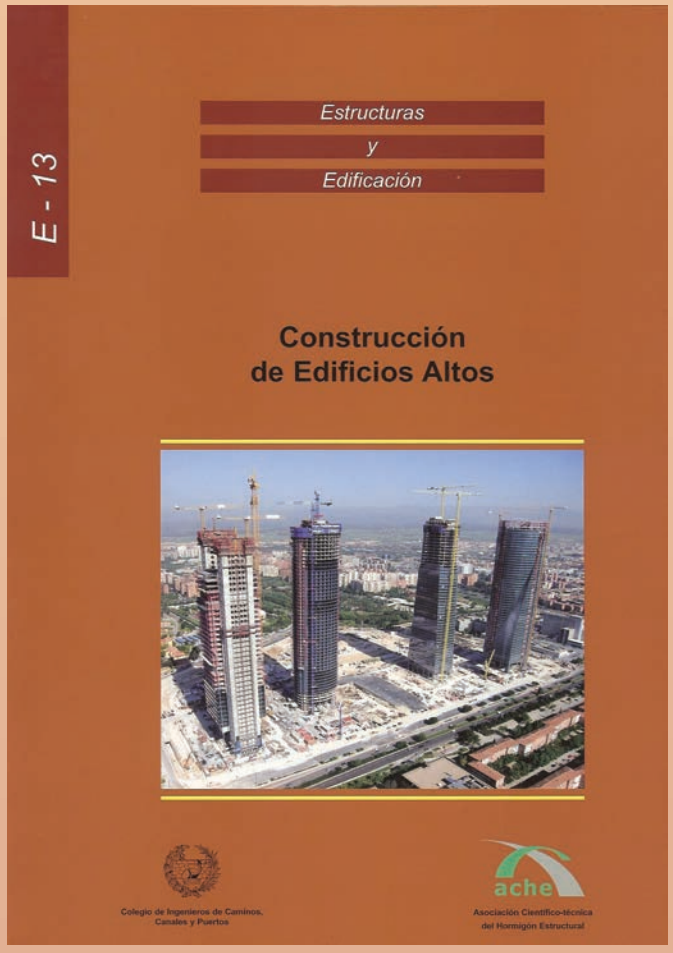
[14] LÓPEZ, Albert. "Un puente nuevo de 1921". Revista de la Construcción Tanitpress, january-february 2009.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

RELACIÓN DE PARTICIPANTES
LIST OF PARTICIPANTS

– **Propiedad:** *Owner:*	Ministerio de Fomento *Ministry of Public Works* Dirección General de Carreteras *Directorate General of Roads* Demarcación de Carreteras de Cataluña *Catalonian Division*
– **Ingeniero Director:** *Engineer-in-chief*	D. Alberto Hernández
– **Proyecto de Rehabilitación:** *Rehabilitation design*	PROES consultores, S. A.
– **Empresa Constructora :** *General contractor*	UTE AMPOSTA (FPS-GEOCISA-ZUT)
– **Asistencia Técnica a la Dirección de Obra:** *Engineering support for site supervision*	PROES consultores, S. A.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS ALTOS

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

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

Precios:

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

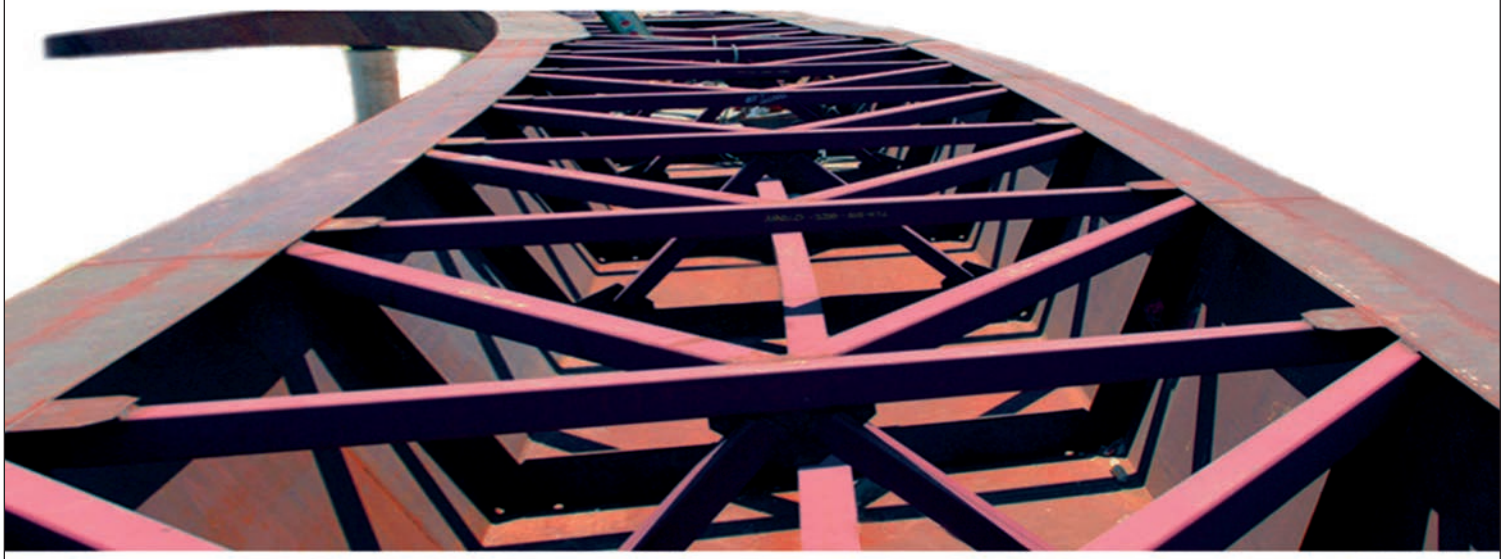
COLEGIO DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Tel. 91 308 19 88. Ext. 272/298 **www.ciccp.es**

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

CALTER

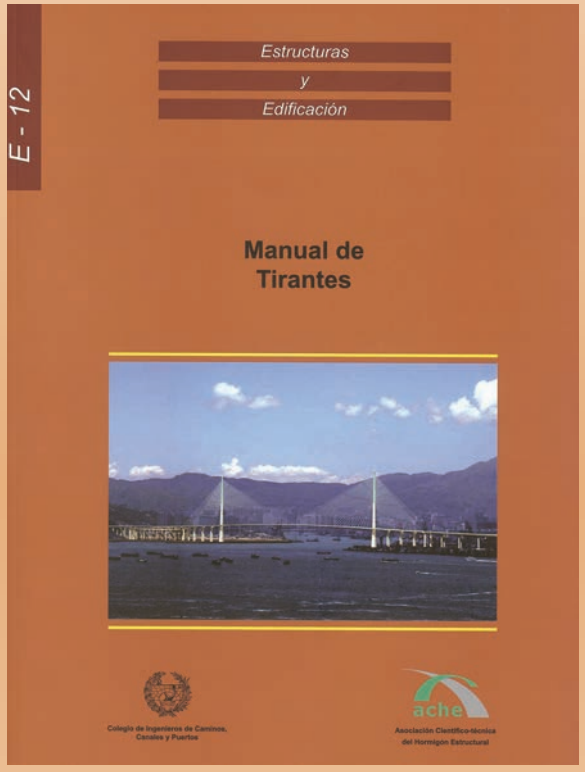
experiencia · eficacia · compromiso en el **proyecto de estructuras**



CALTER ingeniería TER

www.calter.es

SOFiSTiK COMPETENCE CENTER



MANUAL DE TIRANTES

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

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

Precios:

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

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Tel. 91 308 19 88. Ext. 272/298 **www.ciccp.es**

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Puentes de París y Madrid sobre el río Gran Valira, en Andorra

Paris and Madrid bridges over Andorra´s Gran Valira River

Leonardo Fernández Troyano[1] **y Guillermo Ayuso Calle**[2]

Recibido | *Received:* 17-11-2008
Aceptado | *Accepted:* 14-04-2009

Resumen

Los puentes de París y Madrid están situados sobre el río Gran Valira en Andorra, el primero en el centro de Andorra la Vella, y el segundo como parte del nuevo acceso desde el sur a la ciudad.

Ambas estructuras han sido proyectadas con una serie de puntos en común: las plataformas de ambos puentes tienen formas irregulares; la sección hidráulica del río obligó en ambos casos a plantear una solución de estructura superior para conseguir un canto mínimo del tablero; y las estructuras debían tener una superficie estricta en planta, según las directrices fijadas por el "Ministeri d'Ordenament Territorial, Urbanismo i Medi Ambient", que cubriera el río únicamente en las zonas definidas por las plataformas viales.

Bajo estas premisas, se ha planteado en ambos casos una solución con tablero mixto, atirantada mediante barras, que se anclan en dos esferas de 2,2 m de diámetro en el puente de París y en una esfera de 4 m de diámetro en el puente de Madrid.

Palabras clave: estructura mixta, puente atirantado, tirantes de barras, esfera.

Abstract

The Paris and Madrid bridges are placed over the river Gran Valira in Andorra, the first one in the centre of Andorra la Vella, and the second one belongs to the new access from the south to the city.

Both structures have been designed with series of common features: the decks of the bridges have an irregular shape, in both cases maximum flood levels forced to fix a solution of upper structure to get minimum depth; and finally, both structures should have a strict area in plant, according to the guidelines set by the "Ministeri d'Ordenament Territorial I Urbanisme", consist of covering the river only in those areas defined by the road decks.

Under these considerations, in both cases the final solution presented is a composite deck, cable-stayed by bars, which are anchored in two spheres of 2,2 m in diameter in the Paris bridge, and in one sphere of 4,0 m in diameter in the Madrid bridge.

Keywords: *composite structure, stayed bridge, stays bars, sphere.*

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

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

Persona de contacto / *Corresponding author:* gayuso@cfcsl.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

1. PLANTEAMIENTO GENERAL DE LOS DOS PUENTES

Los puentes de París y de Madrid están situados sobre el río Gran Valira, en Andorra. El primero está situado dentro de la ciudad de Andorra la Vella (Figura 1), y el segundo cuatro kilómetros aguas abajo (Figura 2), en el acceso a la ciudad desde la frontera española.

Se puede considerar que ambos puentes forman una unidad, porque además de estar muy próximos, en el proyecto de ambos se han planteado problemas análogos, y por ello hay coincidencias en las soluciones que se han adoptado en ellos (Figura 3).

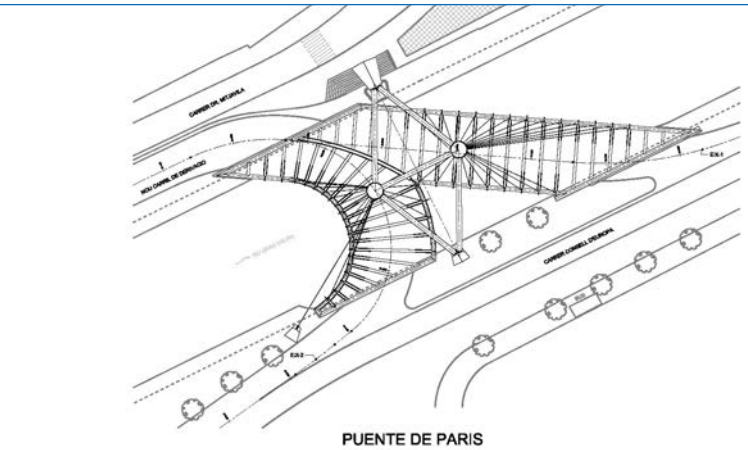
Sus características son las siguientes:



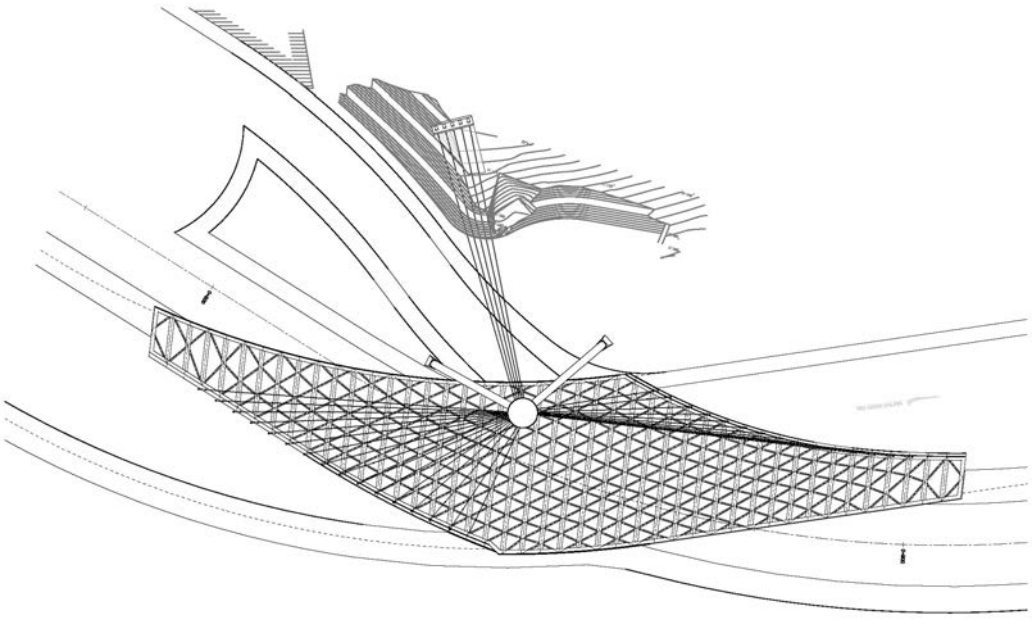
Figura 1. Puente de París.



Figura 2. Puente de Madrid.



PUENTE DE PARIS



PUENTE DE MADRID

Figura 3. Plantas de las estructuras de los puentes de París y de Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

a) Los dos tienen plataformas irregulares sobre el río, con oblicuidades grandes que dan lugar a luces mayores que la sección normal del río.

b) El río Gran Valira está canalizado a su paso por la ciudad de Andorra la Vella, donde está situado el puente de París, y también aguas abajo de la ciudad, donde está situado el puente de Madrid. La sección de la canalización tiene un resguardo estricto sobre las avenidas máximas.

La canalización del río y las rasantes de las vías de tráfico definidas por los bordes de la canalización, obliga en ambos puentes a hacer el tablero con canto mínimo para disminuir lo menos posible la capacidad de desagüe en caso de avenidas. Por la misma razón no son admisibles pilas en el cauce.

c) De acuerdo con las directrices fijadas por el "Ministeri d'Ordenament Territorial, Urbanismo i Medi Ambient" del Gobierno de Andorra, las estructuras debían tener la superficie estricta en planta, es decir, no se debía cubrir el río en más zonas que las definidas por las plataformas viales. Esta condición elimina toda solución de tipo pérgola, que hubiera resuelto ambos casos con estructuras sencillas, pero que hubiera cubierto el río en longitudes grandes.

Para conseguir cantos mínimos en unos tableros irregulares como los de estos puentes, sin posibilidad de apoyarlos en puntos intermedios en el cauce del río como ocurre en ambos casos, es preciso apoyarlos en todo su contorno. Esto se consigue apoyando directamente sobre los estribos los bordes definidos por ellos, y apoyando elásticamente los bordes libres mediante tirantes. La irregularidad de los bordes da lugar a unas geometrías irregulares de los tirantes, sea cual sea el sistema de atirantamiento que se utilice. Esta irregularidad nos ha llevado a atirantar los tableros desde un elemento geométrico que permita cualquier geometría espacial de los tirantes. La figura geométrica que mejor resuelve este problema es la esfera, en la que se pueden anclar los tirantes en cualquier dirección que queramos fijar. Por ello en ambos puentes se han utilizado esferas para anclar los tirantes que soportan el tablero (Figuras 4a y 4b).

En los dos puentes, como hemos dicho, ha sido necesario hacer el tablero con una estructura de canto mínimo. Además, se ha buscado una solución de estructura lo más ligera posible para facilitar su transporte y montaje. Por ello, los dos tableros se han hecho con estructuras mixtas, que han permitido montar inicialmente las estructuras metálicas, después los tirantes, y por último se ha hormigonado una losa de 0,20 m de espesor que define las plataformas viales.

Los planteamientos anteriores son comunes a los dos puentes y por ello se han buscado soluciones análogas en ambos. Sin embargo, las irregularidades de las geometrías de ambos tableros son distintas, y por ello las estructuras de los tableros y las de soporte de los tirantes son distintas en ambos puentes.

Vamos a estudiarlos cronológicamente, es decir, en el orden en que se han proyectado y construido.

2. PUENTE DE PARÍS

2.1. Situación y condiciones del puente

El Puente de París cruza el río Gran Valira en la ciudad de Andorra la Vella, capital del Principado de Andorra.

Esta ciudad está situada en la confluencia de los dos ríos principales del país: el río Valira del Nord y el río Valira de Orient, que se unen al llegar a la ciudad para formar el río Gran Valira, que sigue hasta España donde desemboca en el río Segre. Esta configuración geográfica obliga a la mayor parte del tráfico del país a pasar por la ciudad, que está dividida por el río, y por ello ha sido necesario construir una serie de puentes sobre él. El último de ellos es el puente de París.

Este puente une dos calles de la ciudad, situadas en las dos orillas del río: la del Consell d'Europa en la margen izquierda y la del Dr. Mitjavila en la margen derecha. Estas dos calles son cuasi-paralelas al río, y la unión entre ellas consiste en enlazar los dos sentidos de tráfico de la calle del Consell d'Europa con un solo sentido de tráfico en la calle del Dr. Mitjavila. Esto ha dado lugar a un enlace singular en planta, formado por un ramal oblicuo y otro en semicircunferencia, que pasan de una orilla a otra del río (Figura 5).




Figuras 4a y 4b. Esferas de anclajes de los tirantes de los dos puentes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

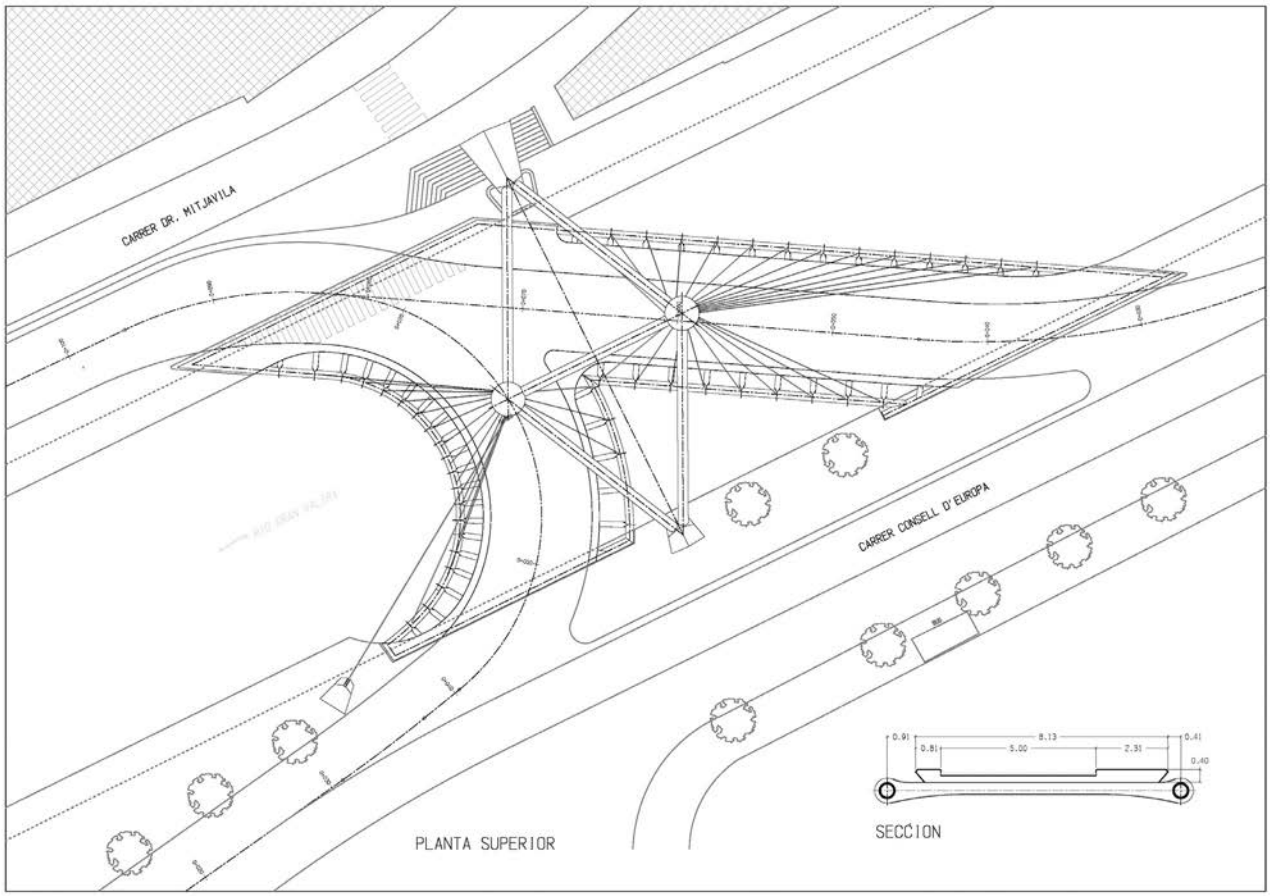


Figura 5. Planta superior del puente de París.



Figura 6. Vista del puente de París desde aguas abajo.

La canalización del río en la zona del puente tiene un ancho entre los muros verticales de 22,6 m. Esta luz es la que debe salvar el ramal semicircular, y también el ramal oblicuo que da lugar a una luz real de 44,3 m.

La calle del Consell d'Europa está a la altura de la margen del río y muy próxima a él. La calle del Dr. Mitjavila está más separada del río, y a una cota inferior a la canalización. Por ello, la rasante del puente viene definida por la calle del Consell d'Europa, lo que obliga, como hemos visto, a un canto mínimo del tablero.

Esta configuración especial de las vías de tráfico, sumado a que el nuevo puente está situado en una zona céntrica de la ciudad, ha llevado a adoptar una solución





Figura 7a y 7b. Estructura superior del puente de París.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

original que se pueda convertir en un elemento de referencia en la zona, como símbolo de la Andorra actual.

Como hemos dicho, la geometría de los ramales obliga a una geometría irregular de los tirantes de cuelgue, y por ello los elementos de anclaje de los tirantes se han materializado en dos esferas, una por cada ramal. Estas dos esferas, de 2,2 m de diámetro y 40 mm de espesor, se conectan entre sí mediante un tubo de 660 mm de diámetro, y se apoyan en dos puntos, uno en cada orilla, con tubos que parten de las esferas, formándose así un tetraedro con los cinco tubos del mismo diámetro que forman la estructura (Figuras 6 y 7).

2.2. Definición y estudio de la estructura

Como se ha dicho, la geometría del puente es muy singular porque tiene dos ramales que fue necesario colgar de dos puntos diferentes. La irregularidad del tablero y la configuración en forma de tetraedro de la estructura superior requieren, para equilibrar el sistema, disponer dos tirantes de retenida anclados a un punto fijo fuera del tablero, en una orilla del río, que estabilizan esta estructura superior para movimientos transversales, de forma que las flexiones en ella sean mínimas.

El tablero está apoyado verticalmente en seis apoyos, dispuestos dos en el lado de la calle del Doctor Mitjavila, dos en el ramal oblicuo y dos en el ramal curvo del lado de la calle Consell d'Europa.

La irregularidad del atirantamiento debida a la irregularidad del tablero, hace que las cargas horizontales que se producen en él no den resultante nula, lo que ha obligado a resistir estas cargas mediante apoyos verticales que las transmiten a los estribos. Por ello hubo que apoyar longitudinalmente y transversalmente el tablero, estableciendo uno de los estribos como fijo. Se fijó el estribo del lado del Consell d'Europa. Las coacciones horizontales se hicieron con apoyos verticales, en el estribo del tramo oblicuo, donde se apoya el tubo transversal, y la coacción longitudinal se hizo mediante cuatro barras en los apoyos. La geometría del tablero ha obligado a anclar verticalmente tres apoyos en el estribo de Doctor Mitjavila y cuatro en el de Consell d'Europa, que eran los mismos que se fijaron longitudinalmente. Todos estos anclajes son registrables por si fuere necesario actuar en alguno de ellos.

El elemento más singular de este puente son las esferas donde se anclan los tirantes. Para el cálculo de estos elementos se realizó un modelo de elementos finitos tipo placa que reproducía la esfera y la rigidización interior. Como la geometría de los tirantes es diferente en cada uno de los ramales, hubo que estudiar cada una de las esferas por separado, aplicando en cada modelo las cargas de los tirantes obtenidas del modelo general.

Otro de los problemas singulares que se ha estudiado en esta estructura fue el de las vibraciones, porque debido a su geometría y a su canto reducido podían resultar fundamentales en el comportamiento y uso del puente. Para analizar este fenómeno se hizo un cálculo dinámico de la estructura paseando una serie de cargas a diferentes velocidades que nos dieron resultados satisfactorios en cálculo. Durante la construcción se observó que antes de poner el pavimento, el paso de camiones durante la prueba de carga por uno de los estribos producía vibraciones en el otro apreciables para los peatones. Este problema se solucionó una vez colocado el pavimento, porque su masa amortiguó las vibraciones.

2.3. Descripción del puente

2.3.1. Estribos

El puente se apoya en los muros de borde de la canalización, que son de hormigón en masa cimentados directamente sobre los acarreos. Las cargas adicionales que introducía el puente obligaron a recalzar la cimentación mediante micropilotes. Debido a la forma irregular del tablero, sus reacciones sobre los estribos son también irregulares, y por ello se producen en algunos puntos cargas ascendentes, y en otros cargas horizontales. El refuerzo de la cimentación se estudió teniendo en cuenta estas irregularidades.

2.3.2. Tablero

El tablero está formado por dos ramales, uno curvo, y el otro recto y esviado, que son independientes en la margen izquierda del río (calle del Consell de'Europa) y posteriormente se unen sobre el puente, llegando juntos a la calle del Dr. Mitjavila.

La estructura de este tablero está formada por tubos de contorno de 508 mm de diámetro y 25 mm de espesor, que bordean ambos ramales y están unidos entre sí por costillas en doble T de 0,40 m de canto (Figura 8). Estas

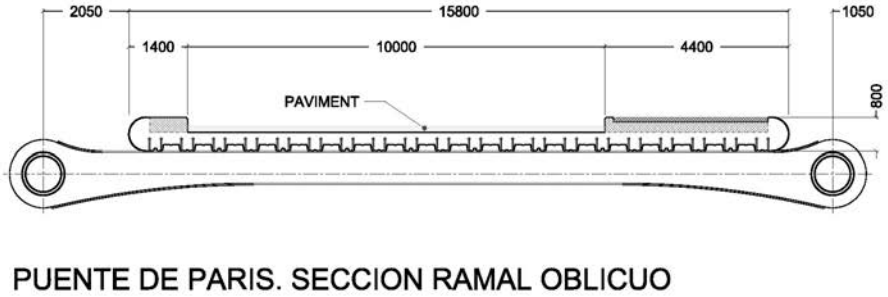


Figura 8. Secciones transversales del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 9. Estructura del tablero del puente de París.

costillas se abren en sus extremos para abrazar los tubos de borde. En la intersección de los ramales, los tubos se han sustituido por una viga en doble T de 0,40 m de canto, unida a las vigas transversales. Estas vigas transversales son paralelas entre sí y ortogonales al eje, en el ramal oblicuo y radiales en el ramal curvo (Figura 9). Las líneas de apoyo sobre los estribos se han resuelto también con tubos de 508 mm de diámetro, y a partir de estos tubos se han materializado los apoyos que, como hemos visto, son de diferentes tipos.

Al tener el puente un vano único, el tablero está simplemente apoyado en los estribos y por ello los giros que se producen durante el proceso de construcción son demasiado elevados para absorberlos únicamente mediante neoprenos, porque inicialmente la estructura metálica se monta completa sin atirantar. Esta condición llevó a utilizar rótulas metálicas hechas con orejetas y bulones pasantes situadas sobre apoyos de neopreno: las rótulas recogen los giros en la dirección principal, que son los grandes, y los apoyos de neopreno los giros en las otras direcciones.

El montaje de la estructura se planteó buscando simplificar al máximo el sistema de construcción: primero se montó la estructura metálica completa del tablero, luego se montó la estructura superior, y se atirantó el tablero en primera fase; por último se construyó la losa de hormigón y se hizo la segunda fase de tesado de los tirantes. Este proceso generó deformaciones grandes en la estructura metálica, que inicialmente es muy flexible.

La plataforma del tablero se ha resuelto mediante una losa de hormigón conectada a las vigas transversales, de forma que el conjunto es una estructura mixta, fundamentalmente en lo que se refiere a la flexión transversal. Esta losa se hormigonó sobre una chapa grecada colocada sobre las vigas metálicas.

Los tirantes atraviesan los tubos que forman la estructura longitudinal y que están situados en los bordes de los ramales. Se anclan bajo ellos con una chapa que se apoya en dos medias lunas metálicas.

2.3.3. Estructura superior

Como ya se ha dicho, el tablero debía tener canto mínimo, y esto obligó a colgar cada uno de los ramales de un punto. Estos puntos se materializaron mediante dos esferas metálicas de 2,2 m de diámetro y 40 mm de espesor, conectadas entre sí y a la cimentación mediante tubos de 660,4 mm de diámetro, formando el conjunto un tetraedro. Las esferas están situadas a 13,40 m de altura sobre el tablero.

Los tirantes se han resuelto con barras en vez de cables para reducir al máximo las dimensiones de sus anclajes. La ventaja de las barras es que se pueden anclar con una tuerca, y por ello las dimensiones del anclaje se reducen al mínimo, lo que resultaba necesario en los anclajes de las esferas. Por ello se han utilizado barras de acero de alta resistencia con doble protección: funda de plástico y vainas de acero inoxidable. Los tirantes están formados por barras de 36 mm o de 50 mm de diámetro, según las cargas a resistir.

Un problema singular que hubo que resolver, fue el sistema de anclaje de los tirantes a la esfera. En principio se pensó que los anclajes de las barras se situaran en su interior y hacer ésta accesible, pero esto planteó varias dificultades:

– La primera es que los anclajes tienen una disposición muy irregular, y esto daba lugar a que las chapas y tuercas de algunos de ellos interfiriesen entre sí. Para solucionar esto eran necesarias esferas de mucho mayor diámetro.

– La otra dificultad es que los tirantes deben tener la posibilidad de ser sustituidos, y para ello el interior de la esfera debía ser accesible. La dimensión prevista de la esfera de 2,2 m de diámetro no era suficiente para ello, debido a su rigidización interior que impedía el acceso a muchos de los anclajes, y esto obligaba también a ampliar su diámetro.

Para no aumentar el diámetro de las esferas se situaron los anclajes de los tirantes fuera de ellas. Para ello se diseñaron unos cilindros mecanizados que albergan en su interior unos huecos donde se sitúan las tuercas de anclaje. Los cilindros van roscados a unos tornillos que salen de las esferas, y llevan la dirección de cada tirante. Esta solución obligó a tesar los tirantes desde el anclaje inferior del tablero, lo que no planteó ningún problema.

Uno de los temas de proyecto que ha requerido más trabajo ha sido la definición geométrica de la estructura. Dada la forma en planta del tablero, y la disposición irregular de los tirantes, tanto en las esferas como en el tablero, se decidió realizar todo el dibujo del proyecto mediante un modelo tridimensional del que se obtuvieron todos los datos necesarios de geometría y replanteo. Uno de los puntos críticos fue la definición de los agujeros de las esferas, debido a que es pequeño el error que permiten los tirantes, a pesar de que se ha previsto una holgura de giro en sus anclajes superiores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 10. Montaje de la primera fase del tablero.



Figura 11. Montaje de la pieza superior de la estructura.



Figura 12. Iluminación nocturna del puente.

2.3.4. Macizo de retenida

Para asegurar la estabilidad de la estructura se han dispuesto dos tirantes de retenida formados por barras de 50 mm de diámetro que se anclan en un macizo situado en el borde de la calle Consell d'Europa. Dicho macizo está anclado al terreno con 6 anclajes de 4 torones de 0,6", tesados al 40% de su carga de rotura. La carga inicial de estos anclajes se transmite al terreno mediante 6 micropilotes de 127 mm de diámetro y 10 mm de espesor. Para reducir lo más posible el número de micropilotes, el tesado de los anclajes se hizo en dos fases.

2.4. Proceso de construcción

El proceso de construcción de la estructura principal se hizo en las siguientes fases:

Fase 1.- Montaje de la estructura metálica del tablero

Fase 2.- Montaje de la estructura superior

Fase 3.- Tesado de los tirantes en primera fase

Fase 4.- Hormigonado de la losa

Fase 5.- Tesado de los tirantes en segunda fase

Fase 6.- Pavimentación, colocación de la barandilla y remates.

El tablero se dividió en cuatro partes para el montaje. La primera comprendía el tramo recto oblicuo, que se fabricó paralelamente al cauce del río en el lado de la calle Consell d'Europa, y una vez terminado se montó mediante una grúa (Figura 10). Posteriormente se montó una parte del tramo curvo formada por el tubo de contorno exterior y un tramo del tubo de apoyo sobre un estribo. La tercera parte incluía el otro tubo curvo, y la cuarta un tramo del tubo de apoyo del otro estribo. Después de empalmar estas cuatro piezas se soldaron las costillas del ramal curvo. Una vez terminada la estructura metálica del tablero se fijó a los estribos mediante las barras de anclaje.

La estructura superior se dividió en nueve piezas para el montaje: a) las cuatro piezas de fijación a los cimientos de los tubos de apoyo de las esferas; b) los cuatro tubos que sirven de apoyo a las esferas, excepto sus extremos; y c) las dos esferas junto con el tubo que las une, y el arranque desde las esferas de los tubos de apoyo (Figura 11). En el empalme superior de los tubos de apoyo se colocaron unas bridas metálicas que se atornillaban inicialmente para fijar el conjunto. Los tubos se soldaron inicialmente a las piezas de arranque, después se empalmaron a las esferas y se retiraron las bridas. El montaje se hizo mediante tres grúas para sostener las esferas y los tubos.

Terminada la estructura metálica se tesó la primera fase de los tirantes, se hormigonó la losa, y se tesó la segunda fase, con lo que quedó terminada la estructura.

El puente se terminó en otoño del 2005 (Figura 12).

3. PUENTE DE MADRID

3.1. Situación y condiciones del puente

El puente de Madrid está situado en un nuevo acceso desde el Sur a la ciudad de Andorra la Vella.

Como hemos dicho, el río Gran Valira es consecuencia de la unión de los dos ríos principales de Andorra, el

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 13. Puente de Madrid.

Valira del Nord y el Valira de Orient, y continúa hasta desembocar en el río Segre cerca de la Seu d'Urgell.

El valle del río Gran Valira es el acceso Sur al País, por donde llega todo el tráfico procedente de España, lo que da lugar a una intensidad alta de tráfico. Por ello, el tramo de este acceso más próximo a la ciudad de Andorra la Vella, situado en la margen derecha, se ha desdoblado por la margen izquierda. Este nuevo acceso requiere un puente para pasar de una margen a otra al iniciarse el desdoblamiento.

El paso sobre el río es extraordinariamente irregular porque es oblicuo y curvo; y además los dos carriles que pasan sobre el puente se van separando, porque en la margen derecha van juntos, y en la izquierda hay una separación entre los ejes de 25 m. A esto se suma que el río en el tramo del puente también tiene planta curva. Todo ello da lugar a una plataforma irregular y oblicua sobre el río, con unas longitudes de los bordes libres de 55 y 60 m.

Con una solución en pérgola, a la que ya nos hemos referido en el planteamiento general, tendríamos una longitud de ocupación del cauce del río de 120 m, por lo que se consideró inadecuado en una zona semiurbana como ésta, donde el gobierno andorrano quería un puente con un valor simbólico de puerta de llegada a la ciudad de Andorra la Vella, que se encuentra a una distancia aproximada de 4 km (Figura 13).

Como ya hemos dicho, era necesario un tablero con el menor canto posible por exigencias de la sección hidráulica del río, y esto ha llevado a apoyar el puente sobre los dos estribos, y mediante tirantes en los dos bordes libres, lo que permite conseguir una luz equivalente del puente igual a la de la pérgola, es decir la ortogonal al cauce, que en este caso son 21 m libres, que dan lugar a 23 m entre apoyos. Se ha adoptado un canto de 0,80 m (0,60 de vigas metálicas + 0,20 de losa de hormigón), lo que da lugar a una esbeltez de 1/28,7, que es extraordinaria para una obra de estas características. Los problemas que plantea una esbeltez tan grande son los siguientes:

En primer lugar, una vibración excesiva al paso de los vehículos; pero en este caso la irregularidad de la losa y su oblicuidad hacen que las vibraciones totales de la estructura sean reducidas.

En segundo lugar, un exceso de material, en este caso de acero, para resistir las flexiones. La esbeltez adoptada ha dado lugar a que la cantidad de acero por metro cuadrado sea mayor de lo normal para un puente de estas características pero, como hemos dicho desde el principio, la exigencia de un canto mínimo ha sido esencial en este caso.

Hemos visto que se atirantan los dos bordes libres, que son curvos y divergentes. Por ello, dada la geometría irregular de los tirantes, se adoptó la solución de anclarlos en una esfera de 4 m de diámetro que permite fijarlos en ella con cualquier geometría.

En principio se pensó sustentar la esfera en cuatro patas apoyadas dos a dos en una y otra orilla, pero esta solución no fue viable porque no se pudieron hacer los apoyos de la orilla derecha, debido a la falta de disponibilidad de los terrenos necesarios para ello. Por ello se utilizaron únicamente dos puntos de apoyo en la orilla izquierda, y se creó un bípode para apoyar la esfera (Figura 14). La estabilidad del bípode se consiguió mediante unos tirantes anclados a la roca de la ladera contigua al puente (Figura 15).

Esta solución de un bípode estabilizado mediante anclajes es la que se ha utilizado en la noria gigante de Londres, sólo que en este caso los tirantes traseros se anclan en el suelo porque no hay ninguna ladera próxima.



Figura 14. Bípode de apoyo de la esfera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 15. Tirantes anclados en la roca.

3.2. Definición y estudio de la estructura

La forma en planta del tablero es similar a un paralelogramo de lados curvos, apoyado en dos de ellos en los estribos, y los otros dos colgados mediante barras que se anclan en la esfera. La esfera está referida al terreno mediante dos tubos metálicos de 1 m de diámetro. El bípode se estabilizó mediante tirantes anclados en la esfera y en la roca situada detrás del puente. Se dispusieron cinco tirantes formados por barras de 75 mm de diámetro, de acero de calidad 85/105. La dirección de los tirantes traseros se obtuvo del modelo general de cálculo de forma que el momento transversal fuera lo más pequeño posible. El anclaje de las barras en la roca se hizo con un macizo de hormigón en el que se fijan las barras, anclado a su vez al terreno con anclajes pretensados. En principio se pensó situar los anclajes en una línea horizontal, pero esta disposición tenía dos problemas:

1. La longitud del macizo es del orden de 10 m. Esto obligaba, a causa de la forma de la roca, a realizar una excavación muy grande para asegurar su apoyo.

2. El segundo problema es que la disposición horizontal introduce momentos transversales en el conjunto que producían una diferencia excesiva de carga entre los tirantes, hasta el grado de que en algunas hipótesis las barras de un extremo se comprimían y las del otro tenían cargas de tracción muy grandes.

Por estos motivos se decidió colocar el macizo verticalmente, de tal forma que se minimizaron los problemas anteriores, porque no se requirió excavar la roca, sino simplemente una preparación superficial; y se eliminaron los momentos transversales. Los tirantes forman un paraboloide porque en la roca se anclan en una línea vertical y en la esfera en una horizontal.

El estudio del macizo de roca afectado por los anclajes se estudió por medio de un modelo de elementos finitos para ver la distribución de tensiones bajo la acción de los anclajes al terreno y definir la longitud de los anclajes.

Al igual que en el puente de París, las fuerzas horizontales producidas por los tirantes en el tablero no se equilibran, y por ello se fijó el tablero a uno de los estribos longitudinal y transversalmente. La coacción transversal se realizó mediante dos ménsulas cortas metálicas dispuestas en la zona central del estribo, que se refieren a él mediante apoyos de neopreno en los dos sentidos. La coacción longitudinal se realizó mediante barras accesibles para su inspección.

El estudio de la esfera se hizo de la misma forma que en el puente de París. Se realizó un modelo de elementos finitos con elementos tipo placa, y para todo el tema de definición geométrica se dibujó toda la estructura en tres dimensiones.

También se realizó un estudio dinámico, porque como en el caso del puente de París, la geometría es muy singular, aunque en este caso al ser muy esviado los problemas debían ser menores. Se pasearon diferentes vehículos a distintas velocidades y se obtuvieron resultados admisibles. Durante la construcción, con el tablero parcialmente hormigonado, se vio que el paso de los vehículos de obra generaba vibraciones fuertes en la esquina opuesta. Estas vibraciones prácticamente desaparecieron cuando se hormigonó el tablero completo y se puso el pavimento.

3.3. Descripción del puente

3.3.1. Estribos

Igual que en el puente de París, el puente se apoya en los muros de borde de la canalización, cimentados igualmente sobre los acarreos. El muro de una margen estaba ya construido y el de la otra margen se hizo nuevo con una solución análoga. En ambos lados se reforzó la cimentación directa del muro mediante micropilotes.

3.3.2. Tablero

El tablero está formado por una superficie irregular con los cuatro bordes curvos que forman una figura que se aproxima a un rombo.

La idea inicial de la estructura del tablero era crear unas vigas principales metálicas en doble T de alma llena con una dirección próxima a la normal al cauce, aunque ello no es posible porque el cauce es curvo y las vigas principales se han hecho paralelas. Estas vigas principales se unen mediante unas vigas secundarias trianguladas, con dos direcciones, de forma que el tablero se convierte en un entramado triangulado en planta. Estas vigas secundarias sirven para el reparto de flexiones entre las principales, y para transmitir las fuerzas horizontales de los tirantes, porque para ello no era suficiente la losa de hormigón.

Del cálculo de esta losa triangulada en planta se obtuvo que la flexión en las vigas secundarias era mayor de lo esperado, lo que obligó a hacerlas también de alma

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 16. Vista inferior del tablero.

llena, aunque con menor sección que las principales (Figura 16).

En los nudos de la triangulación se unen tres vigas, la principal y dos secundarias que llegan a él. Esto se resolvió en proyecto mediante dos semicilindros macizos soldados a los dos lados del alma de la viga principal que pasa por el nudo. A estos cilindros se soldaban las almas de las vigas secundarias. El taller metálico que hizo la estructura propuso sustituir los semicilindros por chapas cilíndricas de mayor diámetro, para facilitar la soldadura (Figura 17). El cálculo de los nudos en estas condiciones permitió hacer el cambio, lo que facilitó su fabricación.

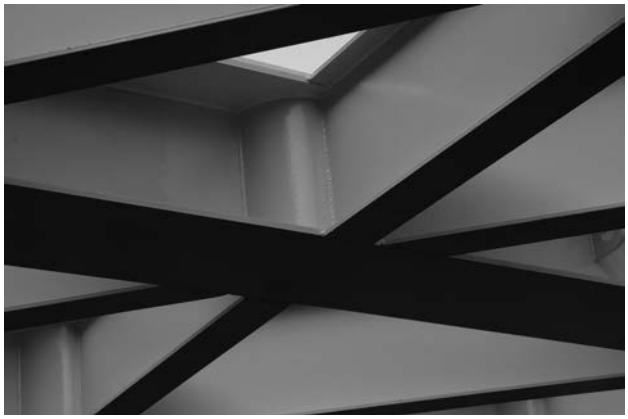


Figura 17. Detalle del nudo del tablero.

Las vigas de borde a las que se anclan los tirantes, están formadas por unas vigas en C de sección irregular, con el alma inclinada para que coincida lo más posible con la inclinación de los tirantes. Estas vigas tienen más canto que las que forman el emparrillado de la estructura, y se unen entre sí soldando las almas de las vigas del emparrillado al alma de la viga de borde.

El anclaje de los tirantes se hace mediante tubos unidos con una chapa a la viga de borde. Las barras de los tirantes se pasan por el tubo, y se anclan con chapa y tuerca en su extremo inferior (Figura 18).

3.3.3. Estructura superior

Como hemos visto, la estructura superior está formada por una esfera de 4 m de diámetro (Figuras 19a y 19b) donde se anclan los tirantes que soportan el tablero y los tirantes de compensación, que se anclan en el otro extremo a la roca. La esfera se apoya en un bípode formado por dos tubos de un metro de diámetro.

Igual que en el puente de París, los tirantes se han resuelto con barras en vez de con cables, para reducir al máximo las dimensiones de los anclajes. Pero en este caso, dada la dimensión de la esfera, ésta es accesible y por ello los tirantes se han podido anclar en su interior. El acceso a la esfera se ha hecho mediante una tapa circular herméticamente cerrada.

Los tirantes están formados por barras de 50 mm o de 75 mm de diámetro, según la carga a resistir, y los que unen la esfera a la roca son todos de 75 mm. Todas las barras son de acero 85/105. Estos tirantes tienen doble

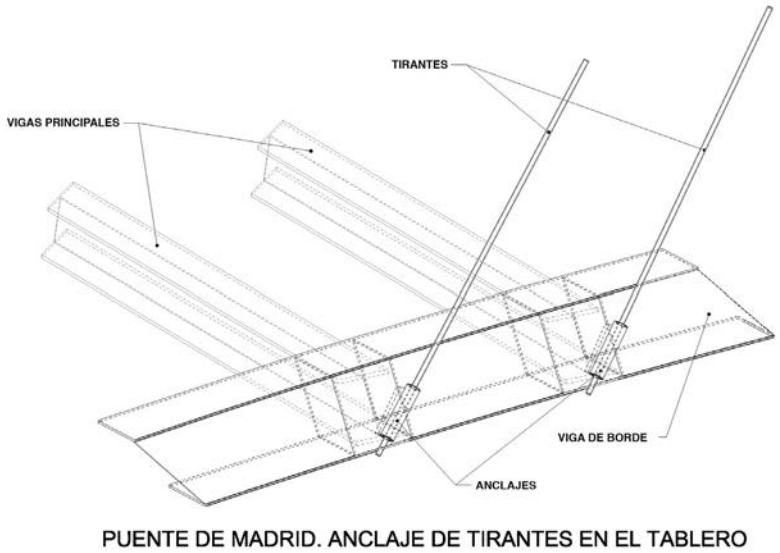
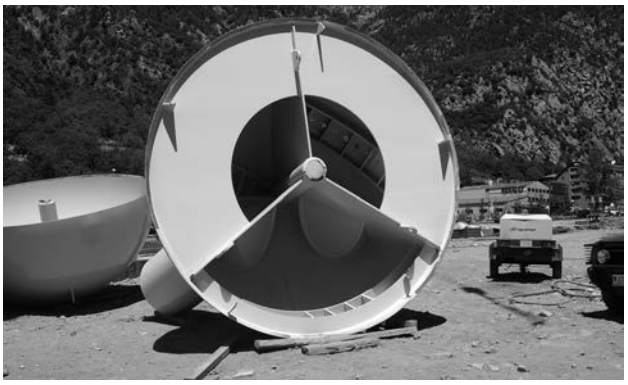


Figura 18. Vigas principales, viga de borde y anclaje de los tirantes en el tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026





Figuras 19a y 19b. Las semiesferas del puente de Madrid antes del montaje.



Figura 20. Tirantes soporte del tablero y tirantes de fijación de la esfera.

protección: una funda de plástico adherida a la barra y una vaina exterior de acero inoxidable (Figura 20).

Igual que en el puente de París, uno de los temas de proyecto que ha requerido más trabajo ha sido la definición geométrica de la estructura que se ha realizado también mediante un dibujo tridimensional de toda ella.

3.3.4. Apoyos de bípode

Cada tubo del bípode se apoya en un macizo de sección triangular a los que se anclan los tubos de los apoyos.

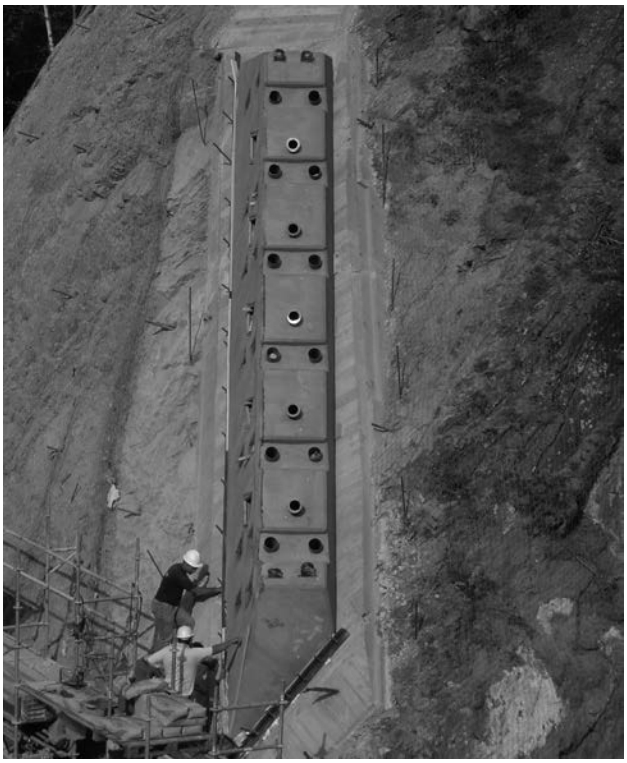


Estos macizos se cimentan mediante micropilotes inclinados.

3.3.5. Anclaje al terreno de los tirantes de fijación de la esfera

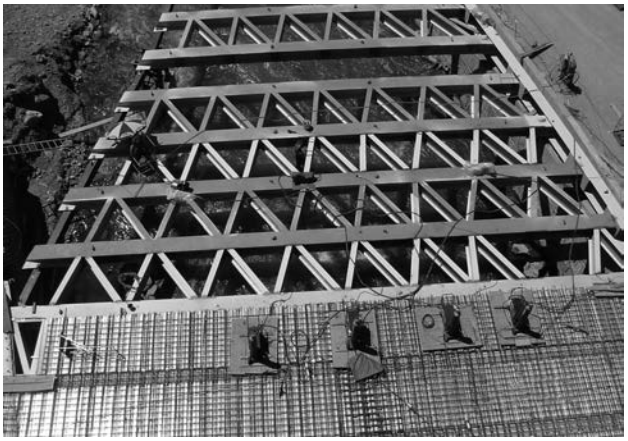
Los tirantes de compensación de la estructura están formados por barras ancladas en un extremo en la esfera, y en el otro extremo en la ladera de roca contigua al puente, en la margen izquierda del río.

El anclaje a la roca, como hemos visto, se efectuó mediante un macizo de hormigón adosado a ella, del que parten los cinco tirantes que sujetan la esfera. Este macizo se fijó a la roca mediante 12 anclajes pretensados. Cada anclaje está formado por doce cables de 0,6" de diámetro. La geometría de la ladera da lugar a un contacto muy oblicuo entre el macizo de hormigón y la roca, lo que ha requerido aumentar la seguridad al des-



Figuras 21a y 21b. Macizo de anclaje de los tirantes de compensación.
a) El anclaje en el suelo. b) El anclaje en su posición definitiva.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026





Figuras 22a y 22b. Construcción del tablero. Apoyos provisionales para el montaje.

lizamiento entre ellos, mediante 14 anclajes pretensados al terreno adicionales, normales al contacto roca-hormigón. Estos anclajes están formados por barras de 32 mm de diámetro de acero 85/105.

La dificultad mayor que planteó el macizo de hormigón fue su construcción, porque debe alojar las cabezas de todos los anclajes y tirantes que parten de él, y los tubos correspondientes que atraviesan el macizo. Construir este elemento en medio de la roca, a una altura sobre el suelo de cerca de 20 m, no es tarea fácil. Por ello se decidió prefabricar el macizo en la misma obra (Figura 21a), y una vez terminado, se elevó mediante grúas a su posición definitiva (Figura 21b). Para ello primero se saneó la roca y se hormigonó una base con una superficie exterior plana donde se apoyó el macizo de hormigón. La junta entre el macizo y la base de hormigón se inyectó con resina epoxi. Una vez fijado el macizo, se perforaron los anclajes al terreno a través de los tubos del macizo.

3.3.6. Proceso de construcción

El proceso de construcción de la estructura principal se hizo en las siguientes fases:

1. Montaje de la estructura metálica del tablero.
2. Montaje de la estructura superior.
3. Tesado de los tirantes.
4. Hormigonado de la losa.
5. Pavimentación y remates.

El tablero se montó por parejas de vigas principales, unidas por su triangulación. Una vez montadas dos parejas de vigas contiguas se unieron in situ soldando la triangulación entre ellas (Figura 22a).

Para este montaje fue necesario hacer unos apoyos provisionales en el río, sobre los que se apoyaban unas vigas que servían a su vez de apoyo provisional de las vigas principales (Figura 22b). Terminadas las vigas principales se montaron las vigas de borde y se terminó el tablero.

La estructura superior se montó mediante unas torres provisionales que se apoyaban sobre un borde del puente, y por ello fue necesario hormigonar inicialmente una zona de la losa del tablero contigua al estribo. En estas torres se apoyaron las dos patas del bípode, y sobre ellas se montó primero la semiesfera inferior que se soldó a las patas del bípode, y posteriormente se montó la semiesfera superior, que se soldó a la inferior.

Una vez terminada la estructura superior se montó un tirante trasero que permitió retirar las torres provisionales, y posteriormente tesar alternativamente los tirantes del tablero y los de compensación.

El tesado de los tirantes permitió desmontar los apoyos provisionales, y hormigonar después la losa, que se hizo igual que en el puente de París, mediante una chapa grecada colocada sobre las vigas metálicas que



Figura 23. Construcción de la losa de hormigón del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 24. El puente de Madrid terminado.

sirve de encofrado (Figura 23). En este puente no fue necesaria una segunda fase de tesado de los tirantes. Únicamente se hizo una comprobación de las cargas finales después de hormigonada la losa, que coincidió suficientemente bien con las cargas teóricas.

El puente se terminó en otoño del 2006 (Figura 24).

REFERENCIAS

[1] Fernández Troyano, L., Ayuso Calle, G.: "Puente de París, en Andorra la Vella". *Cauce 2000*. Nº 135. Año 2007. p. 60-67.

[2] Laguna de Pablo, S.: "Pont de Madrid". *L'ART de VIURE*. Andorra. Nº 59. Septiembre 2007. p. 8-16.

[3] Fernández Troyano, L., Ayuso Calle, G.: "Puente de Mitjavila". *III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE*. Zaragoza. Noviembre 2005.

[4] Fernández Troyano, L., Ayuso Calle, G.: "Puente de Madrid sobre el río Gran Valira, en Andorra". *IV Congreso de ACHE. Congreso Internacional de Estructuras*. Valencia. Noviembre 2008.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Propiedad y dirección de obra:	Govern de Andorra. Ministeri d'Ordenament Territorial, Urbanisme i Medi Ambient. Director: Erón Estany Vidal Subdirector: Esteve Comes Simona
Dirección de obra:	Govern de Andorra. Ministeri d'Ordenament Territorial, Urbanismo i Medi Ambient. Puente de París: Manel Riera Martínez Puente de Madrid: Josep Mª Huertas Puigdemasa y Ramón Serra Vives
Proyecto:	**Carlos Fernández Casado, s.l.** Leonardo Fernández Troyano, Guillermo Ayuso Calle **Suport, e.c, s.a.** Josep Mª Vila Brescó, Jaume Escolà Minguel
Dirección técnica de la obra:	**Suport, e.c, s.a.** Josep Mª Vila Brescó, Carlos García Galera **Carlos Fernández Casado, s.l.** Leonardo Fernández Troyano, Guillermo Ayuso Calle
Construcción:	Puente de París: CEVALLS Pere Cadafalch Puente de Madrid: TREBISA Salvador Laguna de Pablo

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Otoño 2009
Ciclo 61

El Instituto de Ciencias de la Construcción *Eduardo Torroja*, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

22 OCTUBRE
12,00 h

Juan Ignacio Fernández-Golfín Seco
Dr. Ingeniero de Montes
ICIFOR - INIA, Madrid

Contribuciones de la madera a la innovación en el proceso constructivo

05 NOVIEMBRE
11,30 h

Amalia Pérez Ruiz
Presidenta SECEGSA
Nicolás Sandóval Montero
Geólogo
Francisco Roca Banach
Ingeniero Civil
Jesús M. Sauras Viñuales
Dr. Ing. Caminos, C y P
SECEGSA

Estado del Proyecto de Enlace Fijo a través del Estrecho de Gibraltar

19 NOVIEMBRE
12,00 h

Virtudes Azorín López
Dra. en Geografía e Historia
Instituto Eduardo Torroja, CSIC, Madrid
Pepa Cassinello Plaza
Dr. Arquitecto
Escuela TS de Arquitectura, UPM

Eduardo Torroja y los años dorados del IETcc (1948-61)

03 DICIEMBRE
12,00 h

Josep María Adell Argiles
Dr. Arquitecto
Escuela TS de Arquitectura, UPM

Concurso Solar Decathlon 2009. The Black and White House

17 DICIEMBRE
12,00 h

Mónica Aineto Goñi
Dra. en Ciencias Químicas
UCLM, Ciudad Real

Obtención de áridos ligeros expandidos con escorias y cenizas volantes

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, 4 (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar *normalmente los jueves* alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Seminarios **Torroja** — Programación

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"
C/ Serrano Galvache, 4 28033 Madrid
Tlf.: 91 302 04 40 - Fax: 91 302 07 00

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Estudio de las condiciones de resistencia al fuego de los túneles de la autovía Madrid calle 30

Fire resistance in the tunnels on Madrid´s M-30 ring road

José María Izquierdo y Bernaldo de Quirós*

Recibido | *Received:* 10-01-2008
Aceptado | *Accepted:* 23-04-2009

Resumen

La diversidad de las estructuras de la autovía MADRID CALLE 30, así como las diferentes condiciones de la vía a lo largo de su trazado recomendaron analizar soluciones particulares en cada tramo para garantizar un correcto comportamiento de las estructuras en la hipótesis de fuego en el interior de los túneles.

En este artículo se presentan las distintas condiciones de Proyecto establecidas para la intensidad del fuego de cálculo en las estructuras enterradas más significativas a lo largo del trazado, así como la justificación de las soluciones estructurales adoptadas en cada caso.

Se presentan también los resultados de los análisis teóricos y ensayos de laboratorio efectuados para conseguir los fines propuestos.

Palabras clave: fuego, túnel, microfibras de polipropileno, desconchado explosivo del hormigón, ensayos de exposición.

Abstract

The wide variety of structures on the urban subway MADRID CALLE 30, as well as the different conditions of the way along its route, made necessary the analysis of a couple of particular solutions in order to assure a correct behaviour on the fire hypothesis inside the tunnels for each stretch.

This paper resumes the different conditions established on the design for the fire action of the most significant buried structures along the route, as well as the support of the structural solutions adopted in each case.

The paper exhibit also the results of the computer assessment and laboratory tests that were made in order to obtain the abovementioned purposes.

Keywords: *fire, tunnel, polypropylene microfibres, spalling, exposure test.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 97 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

* Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe del Departamento de Estudios Especiales, INTEMAC (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* jmizquierdo@intemac.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

1. DEFINICIÓN DEL FUEGO DE CÁLCULO EN LOS TÚNELES DE MADRID CALLE 30

El fuego en túneles tiene unas características netamente diferentes de los fuegos en edificación. Los factores diferenciadores más importantes son los siguientes:

– La carga de fuego, lejos de estar constituida fundamentalmente por materiales de comportamiento celulósico, tiene un componente importante de hidrocarburos. El fuego de hidrocarburos tiene un desarrollo muy rápido, alcanzando temperaturas muy altas en pocos minutos.

– Los camiones suponen acumulaciones de carga de fuego importantes en zonas de tamaño reducido y relativamente próximas al techo.

– El fuego está confinado en un recinto con ventilación complicada, y el calor radiante de las paredes del túnel incrementa notablemente la temperatura del gas (*efecto horno*).

En la normativa española no se proporcionan directrices concretas para el establecimiento de la hipótesis de incendio en los túneles. Ante esta carencia, era usual aceptar los criterios de las recomendaciones de la circular interministerial francesa nº 2063 de Agosto de 2000 [1]. En esta norma se define una curva de calentamiento denominada *de hidrocarburos mayorada* (HCM) diferente de la utilizada por la normativa española, que sigue los criterios establecidos por el Eurocódigo EN 1991-1-2 [2], que define las acciones en la hipótesis de incendio.

En la figura 1 se representa esta curva de calentamiento, en comparación con la que se emplea habitualmente en edificación – ISO 834 –, con la curva de fuego definida por el Eurocódigo para hidrocarburos y con la RWS definida por la norma holandesa. Podemos observar que la curva HCM es muy similar a holandesa y ambas se diferencian de la curva de hidrocarburos definida por el Eurocódigo fundamentalmente en la temperatura máxima alcanzada, pues resultan ser superior en un 20 % aproximadamente a la definida por EN 1991-1-2.

La citada circular francesa, clasifica los escenarios de fuego en un túnel en el que esté vetada la circulación de vehículos con mercancías peligrosas[1] en cuatro categorías:

Nivel de exigencia N0

Corresponde a verificar la ausencia de riesgo de colapso en cadena en caso de producirse un fallo local. Es el nivel de riesgo mínimo, y se exige cuando la estructura está lejos de zonas habitadas. No es aplicable a la estructura principal de túneles en zona urbana.

Nivel de exigencia N1

Se aplica a las estructuras que deben soportar una calzada o una zona accesible a los peatones. También se exige cuando la estructura es necesaria para garantizar la estabilidad de otro túnel conectado con el anterior, o la separación entre ellos, cuando existen comunicaciones directas con el exterior por las salidas de emergencia. Asimismo se exige este nivel a aquellas estructuras cuyo colapso puede producir el corte de un conducto de ventilación, evacuación de humos o el fallo del suministro a los sistemas de seguridad.

Corresponde a una exigencia de comportamiento correcto durante una exposición de 120 minutos al

[1] En mi opinión, esta clasificación de "*vehículos con mercancías peligrosas*" precisaría de una definición más concreta en el caso de analizar las cargas de fuego. Un camión cargado de mantequilla, por ejemplo, tiene una carga potencial de fuego considerablemente superior a un camión cargado con explosivos. Y a nadie se le ocurriría clasificarlo de "*vehículo con mercancías peligrosas*".

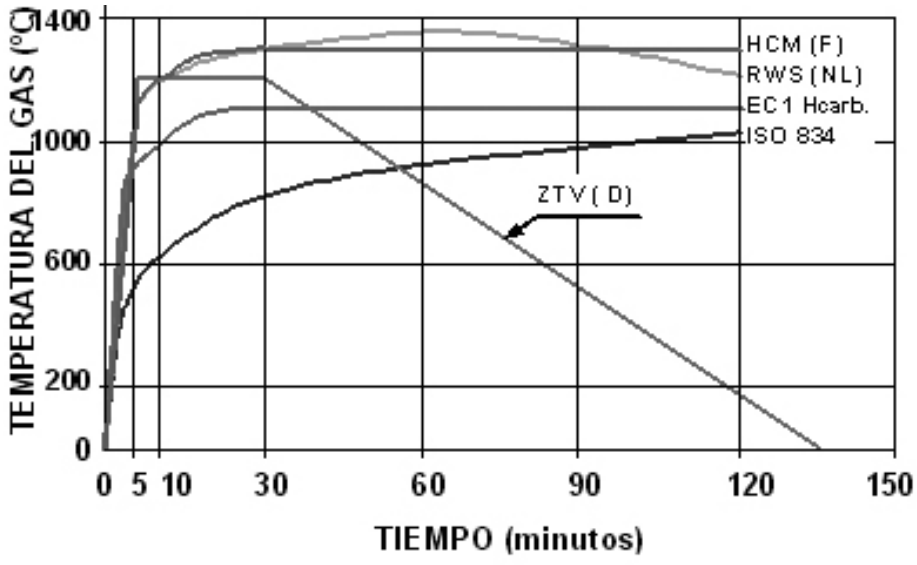


Figura 1. Curvas normalizadas de calentamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

fuego ISO 834 R (EI) 120. Salvo – en todo caso – en los incendios más violentos, garantiza la seguridad de la estructura durante el tiempo necesario para la evacuación y la actuación de los equipos de emergencia.

Nivel de exigencia N2

Se exige cuando la estructura es necesaria para garantizar la estabilidad de otro túnel conectado con el anterior, o la separación entre ellos, cuando no existen comunicaciones directas con el exterior. Asimismo se exige este nivel a aquellas estructuras cuyo colapso puede producir el corte de un conducto de ventilación, evacuación de humos o el fallo del suministro a los sistemas de seguridad de los refugios o de las chimeneas de acceso para evacuación.

Corresponde a una exigencia de comportamiento correcto durante una exposición de 120 minutos al fuego de hidrocarburos mayorado (HCM120).

Nivel de exigencia N3

El nivel N3 es exigido en los túneles cuando en caso de colapso total o parcial de la estructura existe el riesgo bien de una inundación rápida en túneles bajo el nivel freático en terrenos muy permeables o de un aterramiento catastrófico o daños graves en la superficie tanto en tuneles que atraviesen terrenos muy sueltos, como en túneles contiguos a edificaciones en servicio.

Corresponde a unas exigencias de comportamiento correcto durante una exposición de 120 minutos al fuego de hidrocarburos mayorado (HCM120) e, independientemente, de comportamiento correcto durante una exposición de 240 minutos al fuego normalizado ISO 834.

Las exigencias indicadas fueron un primer paso muy importante para orientar a los proyectistas, pero en algunos aspectos son claramente mejorables. En primer lugar, a lo largo de toda la circular francesa se observa una tendencia a identificar de alguna manera el tiempo necesario de resistencia al fuego de la estructura con el tiempo necesario para la evacuación del túnel, cuando son conceptos claramente diferentes. Como siempre que hablamos de curvas normalizadas de calentamiento, estas curvas no corresponden a una simulación de un fuego real, sino a un ensayo en el horno de un laboratorio de fuego. Así, un fuego normalizado con una intensidad de 120 minutos, por ejemplo, quiere decir que el fuego real considerado en Proyecto produciría sobre la estructura el mismo daño que si se mantuviera en el horno de ensayos durante 120 minutos y en absoluto significa que supongamos que el incendio tenga esa duración o que tenga nada que ver con el tiempo necesario para la evacuación del túnel, pues ese daño puede producirse con una, dos o quince horas de fuego real completamente desarrollado hasta su extinción.

Por otra parte, y a efectos prácticos este factor es, si cabe, más importante, los requerimientos a la estructura citados adolecen de flexibilidad, al relacionar el nivel de exigencia con la magnitud de los daños probables exclusivamente y no establecer distinción alguna relacionada con el tráfico posible, salvo la ya indicada de exclusión del paso de vehículos con mercancías peligrosas.

Es evidente que tanto la probabilidad de iniciación de un incendio como su intensidad probable son función del tipo y la intensidad del tráfico que circula por la vía, luego si el fuego de cálculo definido por estas exigencias es suficiente para un túnel urbano con una elevada intensidad de tráfico pesado, es excesivamente conservador para un túnel en una vía con baja intensidad y con circulación reservada a vehículos ligeros.

Una idea de la trascendencia de este aspecto la proporciona la Tabla 1 en el que se expresan las cargas de fuego típicas de las diferentes clases de vehículos, sacado del Informe TRANS/AC.7/9/Add.1 del grupo especial multidisciplinar de expertos sobre la seguridad en los túneles del Consejo Económico y Social de las Naciones Unidas, de fecha 5 de Junio de 2002 [3].

Teniendo en cuenta este aspecto, en el año 2004 el comité conjunto de la Asociación Mundial de la Carretera (PIARC) y la Asociación Internacional de Túneles (ITA) elaboró un conjunto de recomendaciones sobre resistencia estructural de túneles de carretera que fueron publicadas en Julio de 2005 [4]. Estas recomendaciones permiten de individualizar el estudio para cada una de las estructuras en función de las circunstancias del entorno y del tráfico que se prevé discurra por el túnel.

Las recomendaciones ITA – PIARC clasifican los túneles en cuatro categorías en función del tráfico:

– Categoría 1: Vehículos ligeros exclusivamente. Ausencia de vehículos pesados.

Tabla 1. Cargas de fuego de vehículos típicos

Vehículo	Carga calorífica (MJ)	Potencia calorífica (MW)	Observaciones
Ligero	3.000 – 3.900	2,5 - 5	–
Autocar	41.000	20	–
Pesado	65.000 / 88.000	20 / 30	Cargado con materiales que no sean altamente combustibles
Cisterna	1.500.000	300	Cargado con 50 m^3 de gasolina

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Tabla 2. Estabilidad al fuego exigible según ITA - PIARC.

ESTRUCTURA PRINCIPAL				
Categoría del tráfico de cálculo	Características de la estructura			
	Sumergida con riesgo de inundación en caso de fallo	En terreno inestable	En terreno estable	Falso túnel
1	R 60	R 60	R 60(1)	R 60(1)
2	HCM 120	HCM 120	R 120(2)	R 120(2)
ELEMENTOS SECUNDARIOS				
Categoría del tráfico de cálculo	Tipo de elemento			
	Conductos de ventilación	Salidas de emergencia al exterior	Salidas de emergencia a otro túnel	Refugios
1	R 60	R 30	R 60	R 60
2	R 120	R 30	HCM 120	HCM 120

Notas: (1) Si el coste de la protección es muy alto en comparación con el coste de las consecuencias en caso de fallo se permite no establecer exigencia alguna.
(2) En caso de que el fallo de la estructura pueda producir daños graves a edificios próximos o el túnel sea esencial en la red de transportes, se exige HCM 120.

– Categoría 2: Permitido el tránsito de vehículos pesados, salvo transportes de combustible.
– Categoría 3: Permitido el tránsito de camiones de combustible.
– Categoría 4: Caso especial para túneles sumergidos.

En el caso que nos ocupa, en que en cualquier caso estará prohibido el tránsito de camiones con carga de combustible, y no existe riesgo apreciable de inundación catastrófica del túnel en caso de incendio, las recomendaciones citadas se resumen en la Tabla 2.

En las estructuras de Madrid Calle 30, el diseño de los túneles del By-Pass Sur es anterior a la publicación del documento de ITA – PIARC, y la urgencia en comenzar a fabricar las losas prefabricadas y establecer el diseño definitivo de las dovelas no permitió adaptar las especificaciones de resistencia al fuego de los elementos estructurales a dichas recomendaciones, por lo que se emplearon las recomendaciones de la circular francesa.

Por el contrario, en el resto de las estructuras la protección frente al fuego estaba previsto que se realizara mediante la aplicación de capas externas, por lo que no afectaba a la construcción de la estructura. Ello permitió realizar un estudio diferenciado de la extensión y tipo de capa protectora necesaria en cada uno de los distintos casos aplicando los criterios de las recomendaciones ITA – PIARC.

De acuerdo con la información contenida en el Manual de Explotación de Madrid Calle 30, la composición del tráfico que circulará por la autovía es la siguiente:

– Turismos y motocicletas.
– Vehículos de mercancías ligeras, con carga máxima de 7.500 kg (73,5 kN)
– Autobuses urbanos e interurbanos.
– Vehículos de emergencias.

Con esta composición, el tráfico puede considerarse como *tráfico de categoría G* según la clasificación del Eurocódigo UNE EN 1991-1-1 [5], en la cual se incluyen los vehículos con tara máxima de 60 kN y carga máxima de 35 kN.

La limitación al paso por las estructuras de vehículos pesados haría que el tráfico fuera clasificado como *tráfico de categoría 1* según una interpretación literal de las especificaciones ITA – PIARC. En nuestra opinión, sin embargo, esta clasificación, que está prevista para tráfico de carretera, no se ajusta de forma adecuada a un tráfico urbano, pues hace abstracción de los autocares, que constituyen una fracción no desdeñable de la composición del tráfico en estas condiciones. Por ello utilizamos un criterio de selección del fuego de cálculo más conservador que el correspondiente a la aplicación estricta de dichas especificaciones, admitiendo una situación intermedia entre las *categorías 1 y 2*.

2. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE PROTECCIÓN

Como hemos indicado anteriormente, el criterio original empleado para garantizar el comportamiento ade-

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

cuado en la hipótesis de fuego de los diferentes elementos de las estructuras de los túneles MADRID CALLE 30, era limitar la temperatura máxima alcanzada en los paramentos mediante la aplicación de capas protectoras, en principio paneles rígidos. Este criterio se fundamentaba en los siguientes argumentos:

– En los elementos de hormigón, es preciso minimizar el riesgo de desconchado del hormigón por efecto del fuego (*spalling*), especialmente si se utilizan hormigones de altas prestaciones (H60 o superior).

– En los elementos metálicos, la disposición de capas protectoras es el único procedimiento eficaz de asegurar un correcto comportamiento en situación de incendio, incluso empleando aceros QST.

– La reparación de los daños producidos por el fuego es considerablemente más rápida si consiste en reponer las capas de protección que si es preciso realizar un saneamiento o refuerzo de la estructura.

Sin embargo, lo cierto es que en el caso de los túneles, los paramentos expuestos al fuego se encuentran de forma prácticamente permanente en ambiente tipo I, con la excepción de unas zonas de longitud limitada en las proximidades de las entradas, en las que están influidos por el ambiente exterior. Sin embargo, y precisamente por esa influencia del ambiente exterior, en esas zonas las temperaturas alcanzadas en caso de incendio son considerablemente más reducidas y se desarrollan de forma mucho más lenta que en el tronco del túnel, tanto por la mayor facilidad en el acceso de aire fresco como por la menor eficacia del *efecto horno*.

Pueden existir excepciones al hecho anterior en la envoltura de los túneles en las zonas situadas bajo el nivel freático, en el entorno del río Manzanares, en las cuales el terreno podría proporcionar un aporte significativo de humedad al hormigón. En estos casos, sin embargo, si el hormigón es suficientemente compacto y el espesor es suficiente, es presumible que su humedad de equilibrio sea asimismo inferior al 3% en la mayor parte de los casos por lo menos en diez centímetros de profundidad desde el intradós de la envoltura, que es la zona en la que el riesgo de *spalling* es considerable. Tan sólo resultaría superior en los puntos en que se produjeran filtraciones, pero en este caso se trataría de zonas aisladas, y consideramos altamente improbable que el fallo localizado de estas zonas llegara a producir el fallo catastrófico de la envoltura. En caso de que durante la vida del túnel apareciera alguna zona extensa con filtraciones importantes, siempre se podría disponer en ella, de forma local, una envoltura de protección.

En cuanto al menor coste social que supone una mayor rapidez de reparación y puesta en servicio en caso de incendio, se trata de un argumento que debe ponderarse teniendo en cuenta el coste de primera instalación, la relativamente baja probabilidad de un incendio severo que obligue a una reparación importante, y el coste y merma de las condiciones de servicio que supone la realización de las actividades de mantenimiento de la capa protectora que se disponga. Para ello, es preciso tener en cuenta no sólo su mantenimiento periódico normal sino la necesidad de intervención rápida en caso de daño a la capa de revestimiento – por impacto del tráfico rodado, por ejemplo – que dejaría la estructura en condiciones de riesgo si su seguridad está confiada a la eficacia de las capas protectoras.

Por todo ello MADRID CALLE 30 decidió que el criterio más adecuado para definir las medidas de protección era limitar en lo posible la necesidad de disponer capas de protección adicionales, de forma que las propias estructuras debían cumplir con los requisitos necesarios para garantizar su correcto comportamiento en la hipótesis de incendio y las capas de protección serían, como norma general una medida de seguridad adicional destinada no tanto a garantizar el comportamiento estructural cuanto a limitar la urgencia y el alcance de las reparaciones necesarias en caso de incendio.

3. APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS A LAS DIFERENTES ESTRUCTURAS DE LA AUTOVÍA

3.1. Secciones tipo consideradas

La diversidad de situaciones que se presentan a lo largo del trazado es considerable. En las figuras 2 a 7 se representan algunas de las secciones tipo más representativas.

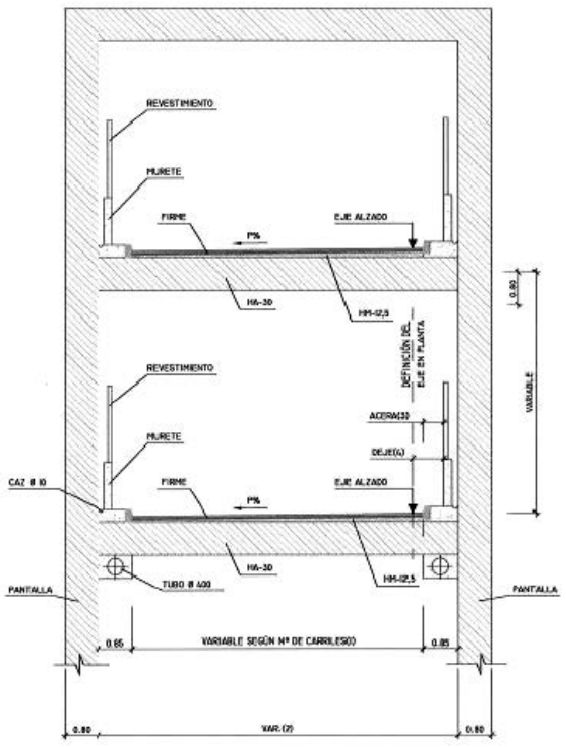


Figura 2. Sección "Tipo 4Ó
Calzadas superpuestas entre pantallas

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

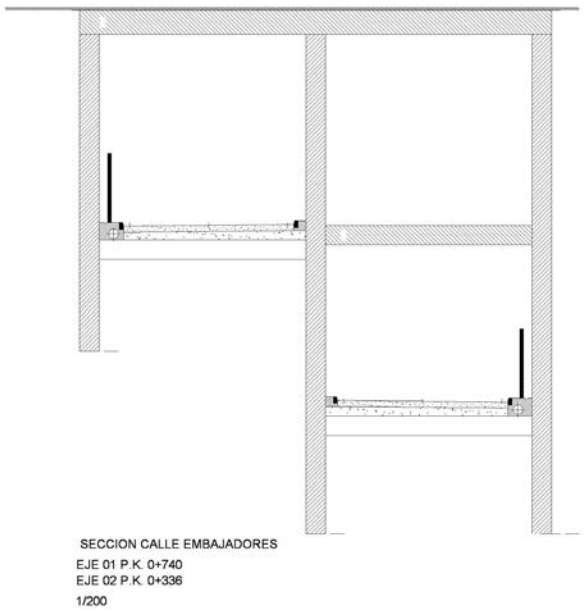


Figura 3. Sección "Tipo 8Ó
Calzadas superpuestas y adosadas entre pantallas.

3.2. Exigencias de estabilidad en condiciones de incendio

De acuerdo con las recomendaciones ITA – PIARC, las exigencias de estabilidad estructural de los diferentes elementos en condiciones de incendio serían las que se indican en el apartado nº 4, teniendo en cuenta que, en ningún caso estará permitido el paso de cisternas de combustible. La definición de las clases de resistencia al fuego indicadas en los cuadros se incluye en el Anejo de este documento.

En los casos en que el elemento estructural deba cumplir la función de elemento separador entre sectores de incendio, el elemento deberá cumplir, además con los criterios de aislamiento térmico y estanqueidad correspondientes a la clase de resistencia al fuego correspondiente.

Como hemos expuesto anteriormente INTEMAC consideró que podría ser excesivamente optimista la clasificación del tráfico como *de categoría 1* a efectos de exigencia de comportamiento en condiciones de incendio, entendiendo que se trata realmente de un caso intermedio entre éste y el definido como *tráfico de categoría 2*, que incluye la existencia de camiones pesados de mercancías.

4. COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1. Obras en el túnel entre pantallas o construido en mina

Como ejemplos de la aplicación de los criterios indicados anteriormente, presentamos seguidamente los condicionantes de estabilidad al fuego de algunas de las secciones más significativas de la obra.

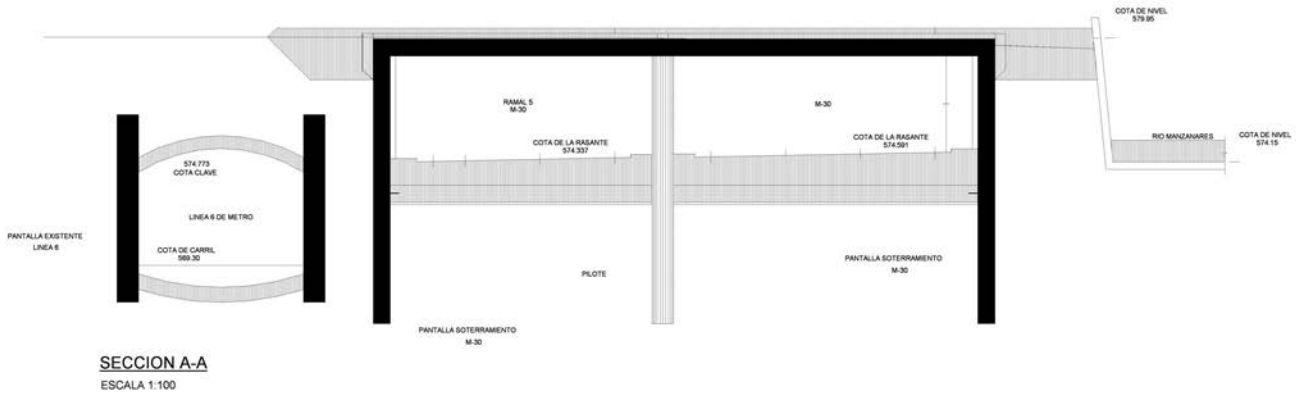


Figura 4. Sección Tipo "9 aÓ
Paso paralelo al túnel de metro.

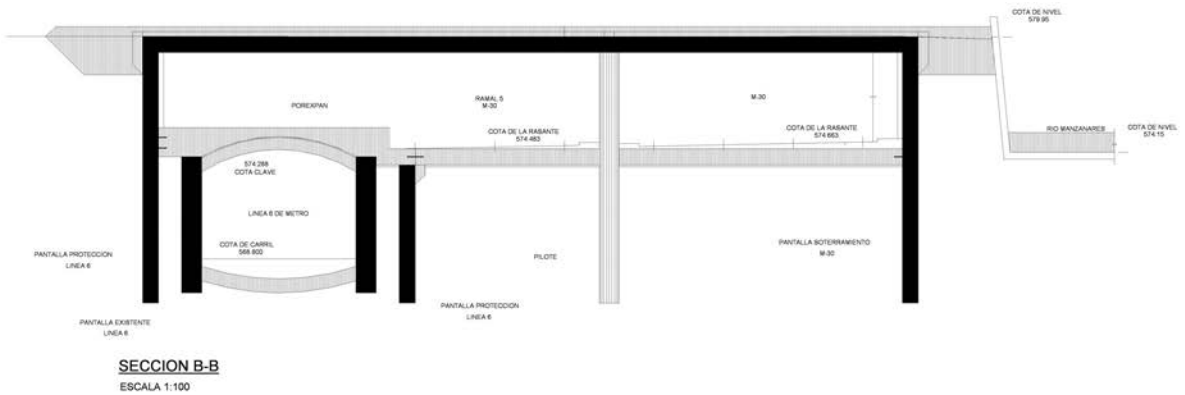


Figura 5. Sección "TIPO 9 bÓ
Paso adosado al túnel del metro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

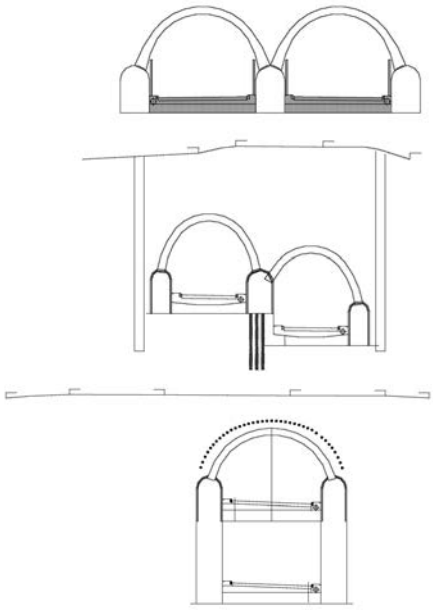


Figura 6. Secciones en mina.

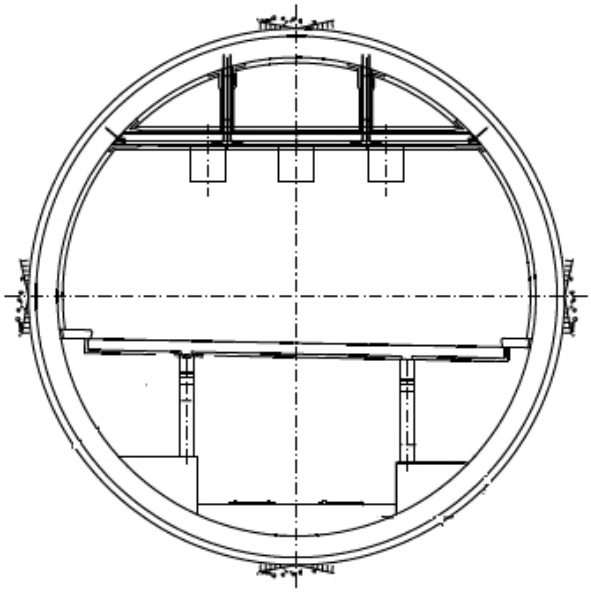


Figura 7. BY PASS SUR. Zona de tuneladora.

SECCIÓN "TIPO 1Ó CALZADA UNIDIRECCIONAL ENTRE PANTALLAS

Consta básicamente de dos pantallas laterales en voladizo y una losa de circulación. En todo caso se trata de elementos hormigonados *in situ* y no se emplea hormigón de alta resistemcia. La sección se representa en la figura 8. Tratándose de una estructura al exterior no son aplicables las recomendaciones establecidas para túneles.

En rigor no le es exigible resistencia al fuego alguna, pues las temperaturas alcanzadas en caso de incendio no serían suficientemente elevadas para producir situaciones de riesgo de colapso estructural, y sólo se producirían daños superficiales de carácter local. No obstante, debe tenerse en cuenta que las dimensiones mínimas de las pantallas por condicionantes de durabilidad cumplen directamente con una exigencia de estabilidad al fuego correspondiente a 60 minutos de exposición al fuego normalizado ISO 834.

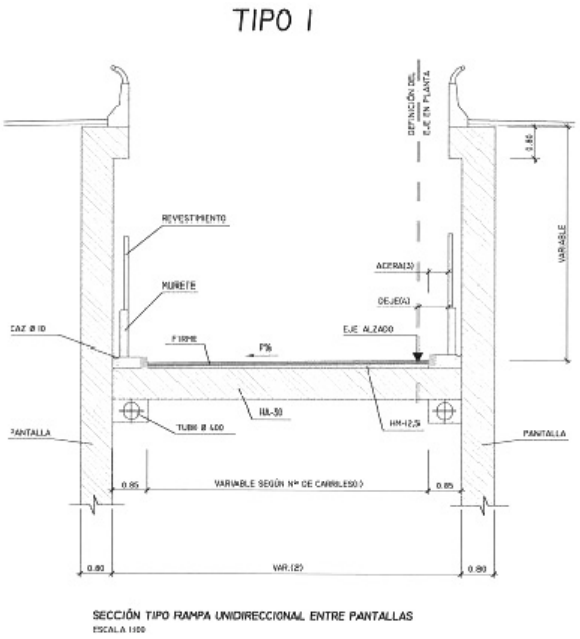


Figura 8. Sección Tipo 1.

SECCIÓN "TIPO 2Ó CALZADA BIDIRECCIONAL ENTRE PANTALLAS

Consta básicamente de una sección en cajón entre dos pantallas laterales empotradas en el terreno, una losa de circulación inferior y una losa o forjado de cubierta. La sección se representa en la figura 9

Como hemos indicado anteriormente, consideramos que, aunque estrictamente la ausencia de camiones pesados de mercancías y cisternas haría que el tráfico pudiera ser considerado como de categoría 1, adoptamos de forma conservadora como criterio de exigencia

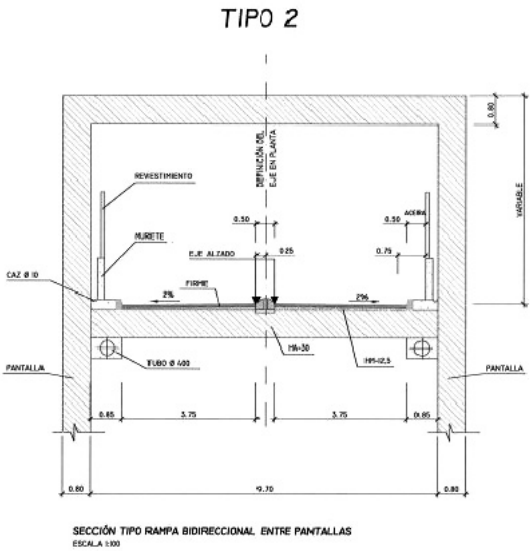


Figura 9. Sección Tipo 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

de resistencia al fuego de los elementos estructurales un requerimiento intermedio entre los previstos para la categoría 1 y la categoría 2. La exigencia de resistencia al fuego en esta sección sería, pues, en nuestra opinión, la siguiente:

– **Pantallas:** Clase de resistencia al fuego R 90.

– **Pantallas: Losa de cubierta:** Clase de resistencia al fuego R 90.

– **Pantallas: Losa de tráfico:** No precisa exigencia de resistencia al fuego.

Se considerarán **casos excepcionales** atendiendo a las condiciones geotécnicas del terreno, la tipología estructural o las condiciones del entorno los siguientes:

– Obra en terreno inestable, de forma que un colapso de la estructura pudiera producir el soterramiento brusco del túnel.

– Obra en terreno poco estable con edificaciones próximas, de forma que un colapso de la estructura pudiera producir movimientos del terreno suficientes como para producir lesiones de importancia en dichas edificaciones.

– Obra bajo el nivel freático en terreno muy permeable, de forma que un colapso de la estructura pudiera producir la inundación catastrófica de la zona de tráfico o de las de evacuación.

En los casos excepcionales anteriormente citados se aplicaría para las pantallas y losa de cubierta la clase de resistencia R 120.

Todas estas verificaciones son inmediatas por aplicación directa de las tablas de especificaciones del Eurocódigo EN 1992–1–2. y las estructuras cumplen con los condicionantes dimensionales y de recubrimientos allí establecidas, como ocurre con las demás secciones de este apartado, salvo las excepciones que se indican en los casos correspondientes (túneles en mina y sección con vigas metálicas).

SECCIÓN "TIPO 3Ó CALZADAS UNIDIRECCIONALES ADOSADAS ENTRE PANTALLAS CON UNA DE ELLAS ABIERTA AL EXTERIOR

Consiste básicamente en una combinación en paralelo de las secciones tipo 1 y 2 arriba analizadas. La sección se representa en la figura 10.

Las exigencias de comportamiento al fuego de los diferentes elementos resultan directamente de la aplicación de los criterios expuestos en los casos anteriores, con la salvedad de que la pantalla entre rampas adyacentes debe ser considerada, en nuestra opinión, como elemento singular a efectos de integridad estructural en caso de incendio, pues su fallo provocaría la propagación del fuego al túnel no afectado.

– **Pantalla de la calzada a cielo abierto:** No precisa exigencia de resistencia al fuego.

– **Pantalla entre calzadas adosadas:** Clase de resistencia al fuego REI 120.

– **Pantalla de la calzada cubierta:** Clase de resistencia al fuego R 90.

– **Losas de tráfico:** No precisan exigencia de resistencia al fuego.

– **Losa de cubierta:** Clase de resistencia al fuego R 90.

En los casos excepcionales citados en el apartado correspondiente a la sección tipo 2 se aplicaría a la losa de cubierta y a la pantalla lateral hacia el terreno de la calzada cubierta la clase de resistencia R 120.

SECCIÓN "TIPO 5Ó TRES CALZADAS UNIDIRECCIONALES SUPERPUESTAS ENTRE PANTALLAS

Consta básicamente de una sección en cajón tricelular peraltado entre dos pantallas laterales empotradas en el terreno, con una losa de circulación inferior, dos losas o forjados de circulación intermedias y una losa o forjado de cubierta. La sección se representa en la figura 11.

Análogamente a lo establecido en la sección tipo 4, las exigencias de comportamiento al fuego de los diferentes elementos resultan ser las siguientes:

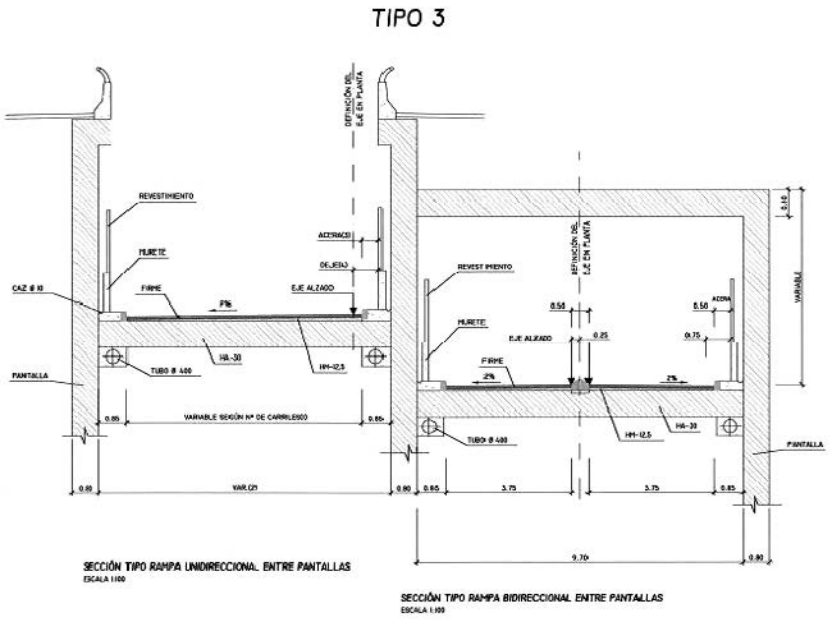


Figura 10. Sección Tipo 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

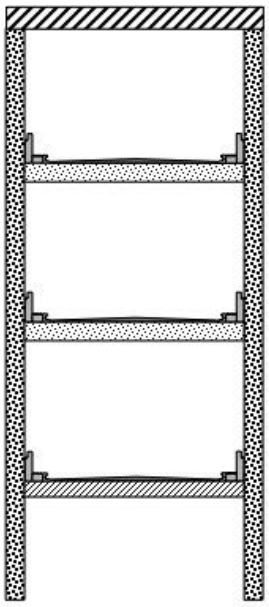


Figura 11. Sección Tipo 5.

– **Pantallas en el nivel superior:** Clase de resistencia al fuego R 90.

– **Pantallas en niveles inferiores:** Clase de resistencia al fuego R 120.

– **Losa de cubierta:** Clase de resistencia al fuego R 90.

– **Losas de tráfico intermedias:** Clase de resistencia al fuego REI 120.

– **Losa de tráfico inferior:** No precisa exigencia de resistencia al fuego.

En los casos excepcionales citados en el apartado correspondiente a la sección tipo 2 se aplicaría a la losa de cubierta y a las pantallas del nivel superior la clase de resistencia R 120.

SECCIÓN "TIPO 6Ó CALZADAS UNIDIRECCIONALES CUBIERTAS ADOSADAS ENTRE PANTALLAS

Consta básicamente de una sección en cajón bicelular apaisado entre pantallas laterales empotradas en el terreno, con una pantalla de separación entre las dos calzadas, dos losas de circulación inferiores y una losa o forjado de cubierta. La sección se representa en la figura 12.

Las exigencias de comportamiento al fuego de los diferentes elementos se deducen directamente de la aplicación de los criterios arriba expuestos, y son las siguientes:

– **Pantallas laterales:** Clase de resistencia al fuego R 90.

– **Pantalla intermedia:** Clase de resistencia al fuego REI 120.

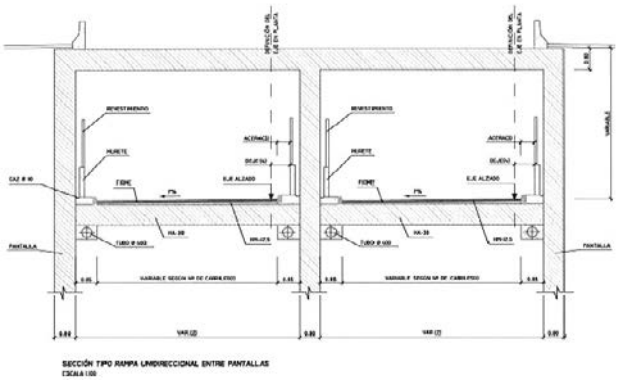


Figura 12. Sección Tipo 6.

– **Losa de cubierta:** Clase de resistencia al fuego R 90.

– **Losas de tráfico:** No precisan exigencia de resistencia al fuego.

En los casos excepcionales citados en el apartado correspondiente a la sección tipo 2 se aplicaría a la losa de cubierta y pantallas laterales la clase de resistencia R 120.

SECCIÓN "TIPO 7Ó CALZADAS UNIDIRECCIONALES ADOSADAS ENTRE PANTALLAS CON PLANTA SUPERIOR DE ESTACIONAMIENTO

La sección consta básicamente de dos plantas con acceso de vehículos, estando la planta superior destinada a estacionamiento de vehiculos ligeros y la inferior destinada al tráfico de la autovía. En cada planta hay dos compartimentos separados entre sí por una pantalla intermedia. El conjunto está construido entre dos pantallas laterales empotradas en el terreno, y cubierto con una losa o forjado de cubierta. La sección se representa en la figura 13.

En este caso, en la planta superior podrían ser de aplicación las especificaciones que para los estacionamientos impone el Código Técnico de la Edificación, más rigurosas que las exigidas por las recomendaciones ITA-PIARC. Las condiciones del forjado intermedio son análogas a las del existente en la sección tipo 4, y las de las pantallas y solera del nivel inferior a las de los elementos análogos en las secciones tipo 4 y 5.

Con estos criterios, las exigencias de comportamiento al fuego de los diferentes elementos resultan ser las siguientes:

– **Pantallas laterales:** Clase de resistencia al fuego R 120.

– **Pantalla intermedia:** Clase de resistencia al fuego REI 120.

– **Losas de cubierta e intermedia:** Clase de resistencia al fuego REI 120.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

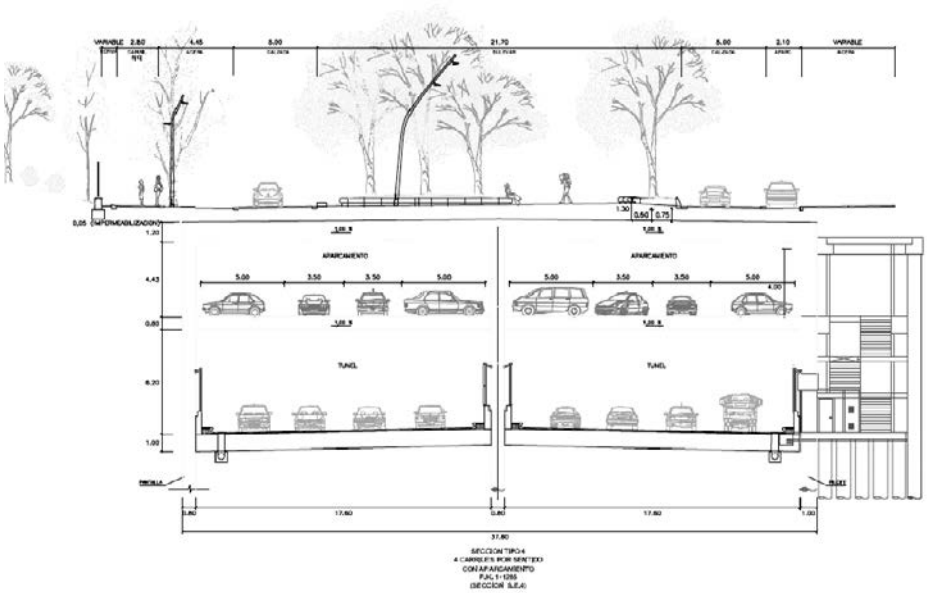


Figura 13. Sección Tipo 7.

– **Losas de tráfico:** No precisan exigencia de resistencia al fuego.

– **Escalera de evacuación, incluso techo y pantalla lateral**: Clase R 30

En los casos excepcionales citados en el apartado correspondiente a la sección tipo 2 se aplicaría a la losa de cubierta y pantallas laterales la clase de resistencia R 120.

SECCIÓN TIPO 10: CRUCES BAJO TÚNELES DEL METRO CON VIGAS METÁLICAS DE SUSTENTACIÓN

La sección consta básicamente de dos pantallas laterales, una losa superior de sustentación del túnel del metro, soportada por vigas metálicas, y una losa de tráfico inferior. La sección se representa en la figura 14.

Las exigencias de comportamiento al fuego de los diferentes elementos de esta tipología resultan ser las siguientes:

– **Pantallas en tramo superior:** No precisan exigencia de resistencia al fuego.

– **Pantalla en tramo de tráfico:** Clase de resistencia al fuego REI 120.

– **Losa bajo túnel del metro:** Clase de resistencia al fuego REI 120.

– **Vigas metálicas de sustentación:** Clase de resistencia al fuego R 120.

– **Losa inferior de tráfico:** No precisa exigencia de resistencia al fuego.

Las vigas metálicas deberán ser protegidas para una estabilidad al fuego normalizado ISO 834 de 120 minutos con un sistema que garantice un comportamiento adecuado frente al impacto tras la exposición al fuego.

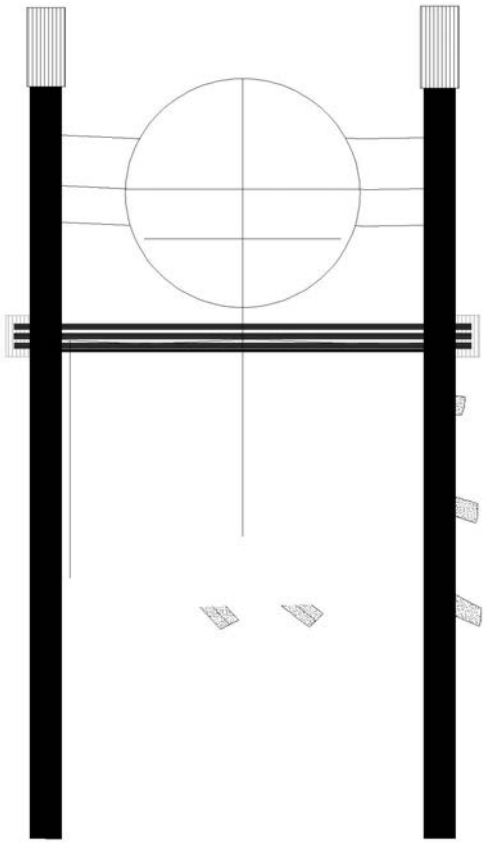


Figura 14. Sección Tipo 10.

TÚNELES EN MINA CON REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN EN MASA

Se trata de tramos singulares en zonas con infraestructuras de ferrocarril o viales en superficie. La tipología se

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

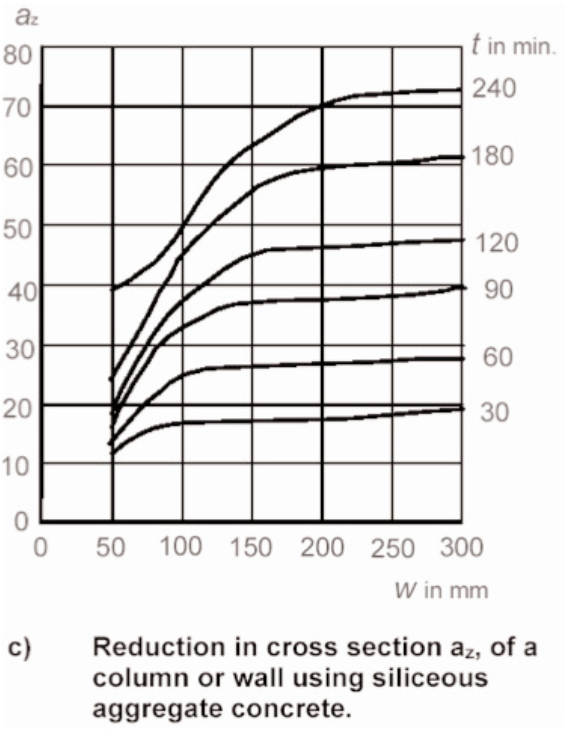


Figura 15. Reducción de sección según EN 1992-1-2 Anejo B.

adapta a las características de cada zona, teniendo en común que la excavación es en mina en lugar de cómo falso túnel y que el revestimiento es de hormigón en masa de 70 cm de espesor, aproximadamente.

Las exigencias de comportamiento al fuego de los diferentes elementos resultan ser, como norma general, las siguientes:

- **Bóveda:** Clase de resistencia al fuego R 90.
- **Hastiales (en su caso):** Clase de resistencia al fuego REI 90.
- **Contrabóveda (en su caso):** No precisa exigencia de resistencia al fuego.

En los casos excepcionales citados en el apartado correspondiente a la sección tipo 2 se aplicaría a la bóveda la clase de resistencia R 120.

Tanto en la bóveda de hormigón en masa de 70 centímetros de espesor como en los hastiales[2], la aplicación del método simplificado de comprobación de secciones sometidas al fuego denominado *"de las zonas"* recogido en el Anejo B del Eurocódigo EN 1992-1-2: 2004 supone una reducción de la sección resistente equivalente de hormigón de entre cuatro y cinco centímetros para la clase resistente REI 90 y de algo más de cinco centímetros para la clase resistente REI 120, como puede verse en la figura 15, obtenida de dicha Norma. Dado que esta reducción de sección supondría una merma del espesor de la bóveda del orden de tan sólo un 7 %, la disminución de capacidad portante que supone no resulta en absoluto condicionante, por lo que puede considerarse que el elemento cumple directamente con la exigencia correspondiente a la clase REI 120.

CASO ESPECIAL DE LOS PASOS BAJO LOS PUENTES DE SEGOVIA Y TOLEDO

Se trata de un caso especial de la sección tipo 2 en que la excavación bajo la pila del puente se realiza en mina, disponiendo un micropilotaje provisional para el apoyo de la mina. Seguidamente, se demuele la cimentación de la pila y se apoya ésta en la losa de cubierta del túnel – que a estos efectos dispone de un canto de 260 centímetros –, apoyada en las pantallas de pilotes laterales, las cuales, a su vez, van trasdosadas por sendas pantallas de *Jet-grouting*.

Las exigencias de comportamiento al fuego de los diferentes elementos de esta tipología resultan ser las siguientes:

- **Pantallas**: Clase de resistencia al fuego REI 120.
- **Losa superior:** Clase de resistencia al fuego REI 120.
- **Losa inferior:** No precisa exigencia de resistencia al fuego.

Entendemos que tanto el espesor de la losa superior como el efecto de las pantallas de *Jet-grouting* proporcionan estanqueidad suficiente como para que los paramentos interiores del túnel tengan una humedad de equilibrio inferior al 3 %, por lo que el riesgo de descon-

[2] En los hastiales intermedios la reducción de la sección equivalente a que nos referimos en este párrafo sería por una sola de sus caras, la expuesta al fuego.

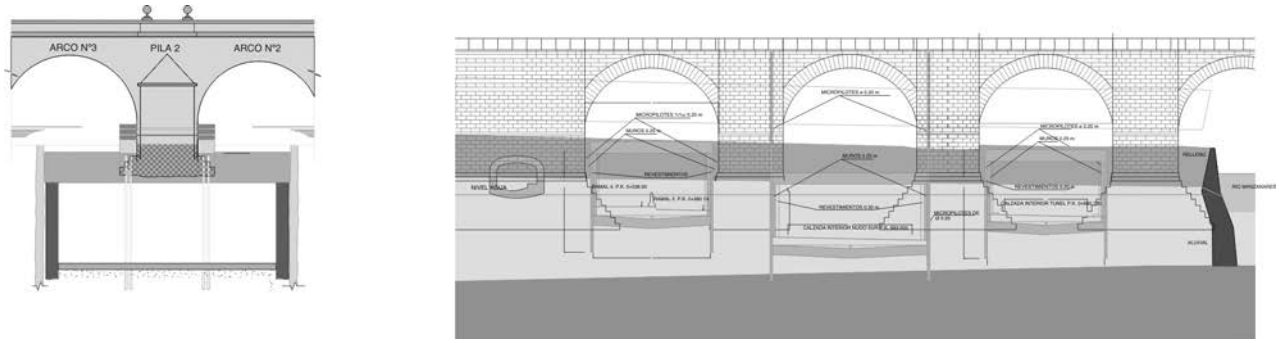


Figura 16. Sección especial. Paso por el Puente de Toledo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

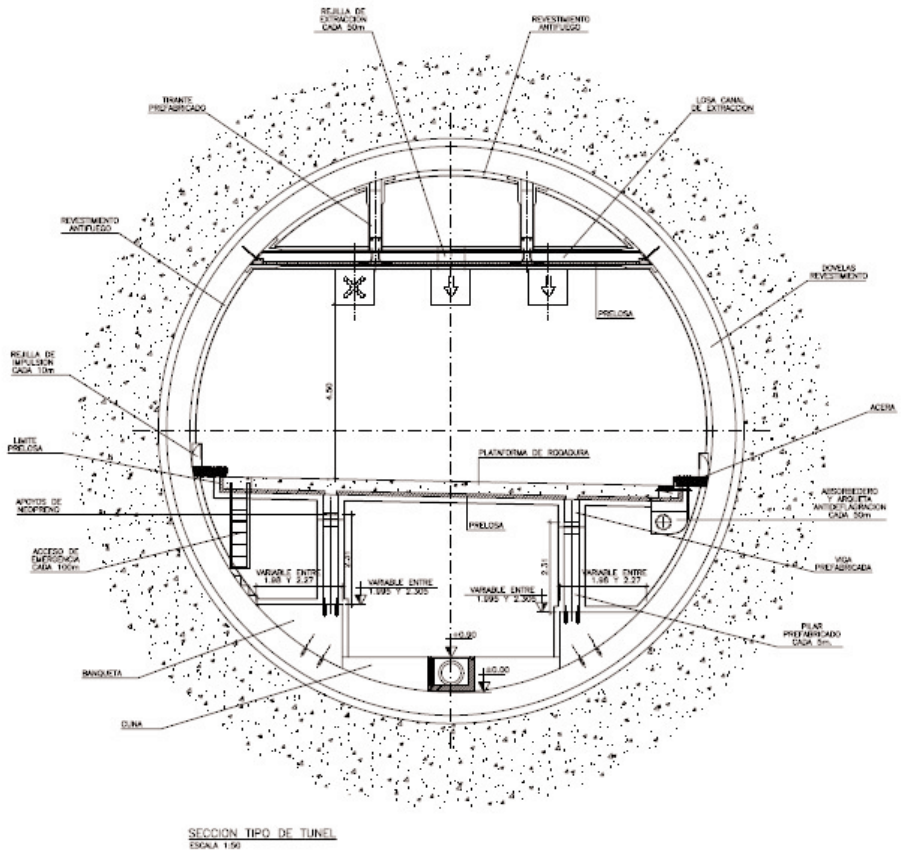


Figura 17. Sección tipo del túnel del By Pass Sur.

chado explosivo del hormigón en caso de incendio (*spalling*) puede considerarse pequeño. En caso contrario, si se prevé un riesgo importante de filtraciones, por ejemplo, recomendamos que se disponga una protección adicional que garantice una clase de fuego HCM 120 en un tramo comprendido entre las secciones ubicadas a 20 metros a cada lado del paso bajo las pilas propiamente dicho.

4.2. EL TÚNEL DEL BY-PASS SUR

El túnel es una estructura cilíndrica de 13,45 metros de diámetro interior. El anillo perimetral está constituido por un sistema de dovelas prefabricadas de hormigón con un espesor nominal de 600 milímetros. El sobreespesor de construcción (*gap*) medio previsto entre las dovelas y el terreno es de 100 milímetros, que se prevé se inyecte con mortero de cemento tras el cierre de cada anillo. El recubrimiento mínimo de las armaduras de las dovelas es de 40 milímetros. El hormigón es de calidad HP-50.

Interiormente, los vehículos transitan sobre un forjado de losas aligeradas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado de 550 mm de canto cuyas características se representan en las figuras 18 y 19, que apoyan en ménsulas adosadas al intradós del anillo, dejando un espacio inferior de gálibo suficiente para el tránsito de vehículos de emergencias y servicios. Los recubrimientos mínimos de las armaduras en estas losas son de 40 milímetros, tanto para la armadura superior como para la inferior. El hormigón es de calidad HP-50.

El gálibo vertical de la zona de tránsito normal del túnel es de 5,30 m, y como techo de esta zona existe una losa maciza de hormigón armado que fue predimensionada con 350 mm de canto. Esta losa delimita inferiormente un espacio destinado a canal de ventilación.

Los cálculos preliminares efectuados por INTEMAC habían puesto de manifiesto que las estructuras podían considerarse seguras con los recubrimientos de armadura previstos siempre y cuando se evitara la aparición del desconchado explosivo del hormigón (*spalling*), y la recomendación de INTEMAC, ante los positivos resultados de los ensayos previos efectuados sobre probetas de hormigón en el laboratorio de MFPA Leipzig GMBH, fue que para conseguir este objetivo era suficiente con añadir a la composición del hormigón una carga de microfibras de polipropileno de un diámetro máximo de 30 mm, con una dosificación de 2,0 kg/m^3.

Para establecer la capacidad de los elementos comenzamos por efectuar un estudio teórico de transmisión de calor en el túnel. Para ello dividimos la sección en tres sectores de incendio independientes que se representan en la figura 21 adjunta: el superior, que denominamos "*Zona de Ventilación*", el intermedio, que denominamos "*Zona de Tránsito Normal*", y el inferior, que denominamos "*Zona de emergencias*".

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

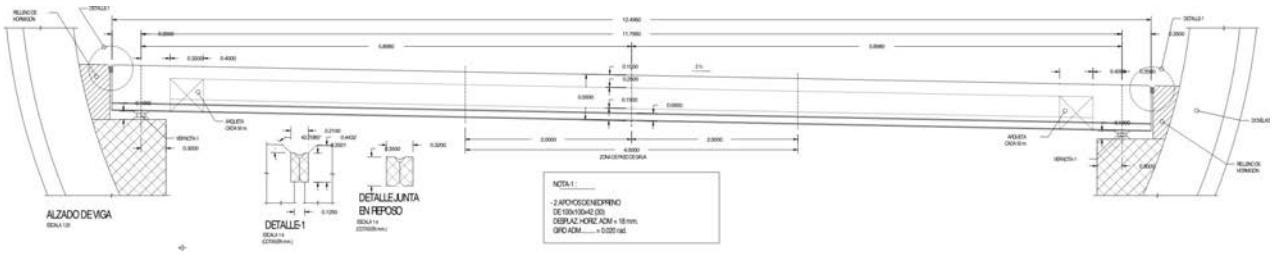


Figura 18. Sección longitudinal de la losa de tráfico.

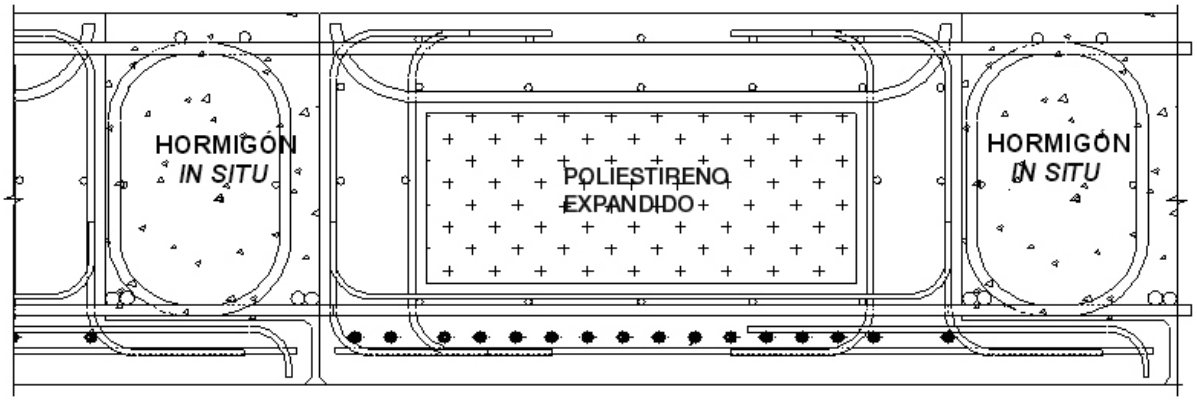


Figura 19. Sección transversal tipo de la losa de tráfico.

Los requerimientos de la estructura del túnel con respecto a su comportamiento en caso de incendio resultan ser los siguientes:

– **Losa de techo**: Nivel N1, equivalente a 120 minutos de exposición al fuego normalizado ISO 834 (120 ISO).

– **Losa de tráfico:** Nivel N3, equivalente a 240 minutos de exposición al fuego normalizado ISO 834 (240 ISO) e, independientemente, 120 minutos de exposición al fuego de hidrocarburos mayorado, HCM (120 HCM)

– **Anillo perimetral**: Nivel N2, equivalente a 120 minutos de exposición al fuego de hidrocarburos mayorado, HCM.

De acuerdo con estas exigencias, y dado que los tres recintos definidos en la sección recta del túnel constituyen sectores de fuego independientes, el estudio de verificación del cumplimiento de las especificaciones de Proyecto debería en principio efectuarse considerando los siguientes escenarios de fuego simples (un solo sector en fuego):

– Exposición al fuego 240 ISO de la ZONA DE VENTILACIÓN.

– Exposición al fuego 240 ISO de la ZONA DE TRÁNSITO NORMAL.

– Exposición al fuego 240 ISO de la ZONA DE EMERGENCIAS.

– Exposición al fuego de hidrocarburos 120 HCM de la Zona de Ventilación.



Figura 20. Sectores de fuego en el By-Pass Sur.

– Exposición al fuego de hidrocarburos 120 HCM de la Zona de Tránsito Normal.

– Exposición al fuego de hidrocarburos 120 HCM de la Zona de Emergencias.

Un tanteo preliminar del comportamiento del anillo permitió reducir el número de escenarios de fuego a considerar a los siguientes:

H1a: 240 minutos de fuego normalizado ISO 834 en la zona de tránsito normal.

H1b: 120 minutos de fuego de hidrocarburos mayorado HCM en la zona de tránsito normal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

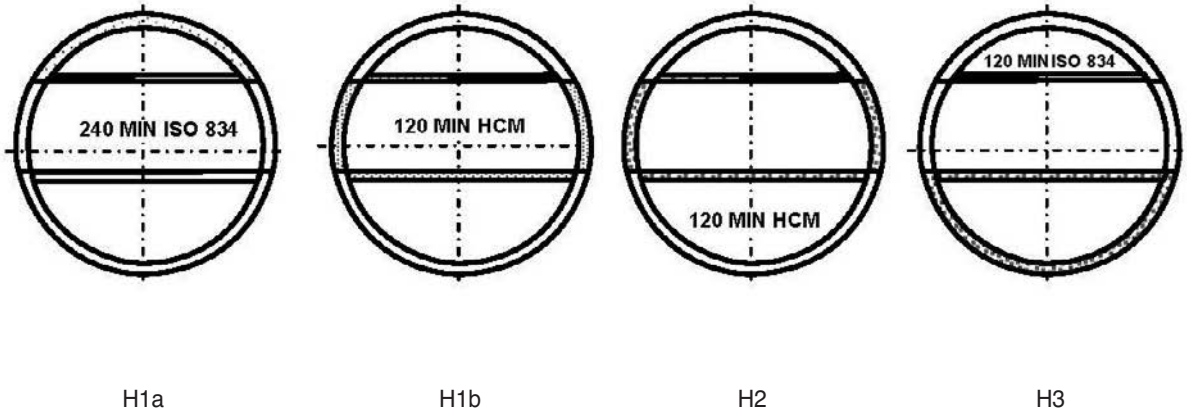


Figura 21. Escenarios de fuego en situación de proyecto.

H2: 120 minutos de fuego de hidrocarburos mayorado HCM en la zona de emergencias.

H3: 120 minutos de fuego normalizado ISO 834 en la zona de ventilación.

Aunque en rigor no era necesario, estudiamos también los casos de varios sectores en fuego simultáneamente. Un tanteo previo permitió establecer que las hipótesis de escenarios combinados con dos o tres compartimentos sometidos a fuegos de la misma intensidad no conducían a situaciones más desfavorables que los escenarios simples, pues los esfuerzos axiles no sufrían apenas variación y se reducían las flexiones.

Por otra parte, era necesario proceder a analizar la influencia de la conductividad del hormigón cuando se sometía al conjunto a un escenario en el que se introdujeran fases de enfriamiento. Los escenarios combinados de fuego finalmente considerados para analizar el comportamiento del anillo han sido los siguientes:

C1A: 120 minutos de fuego normalizado ISO 834 en la zona de ventilación y 240 minutos de fuego normalizado ISO 834 en zona de tráfico normal. Conductividad del hormigón alta.

C1B: 120 minutos de fuego normalizado ISO 834 en la zona de ventilación y 240 minutos de fuego normalizado ISO 834 en zona de tráfico normal. Conductividad del hormigón baja.

C2A: 120 minutos de fuego de hidrocarburos mayorado HCM en la zona de emergencias y 240 minutos de fuego normalizado ISO 834 en zona de tráfico normal. Conductividad del hormigón alta.

C2B: 120 minutos de fuego de hidrocarburos mayorado HCM en la zona de emergencias y 240 minutos de fuego normalizado ISO 834 en zona de tráfico normal. Conductividad del hormigón baja.

C3A: 120 minutos de fuego de hidrocarburos mayorado HCM en la zona de emergencias y en zona de tráfico normal. Conductividad del hormigón alta.

C3B: 120 minutos de fuego de hidrocarburos mayorado HCM en la zona de emergencias y en zona de tráfico normal. Conductividad del hormigón baja.

En los casos en que la duración del fuego de cálculo en dos sectores adyacentes no es coincidente, se ha efectuado una aproximación de la situación más desfavorable decalando el comienzo del incendio de menor duración (120 minutos) en intervalos sucesivos de 30 minutos desde el comienzo del incendio de mayor duración (240 minutos). Durante la fase de enfriamiento consideramos que el comportamiento de la superficie que ha sido expuesta al fuego de menor duración durante la fase de enfriamiento es adiabático, lo que en todo caso queda del lado de la seguridad.



Figura 22. Escenarios de fuego complementarios.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

4.2.1. Comprobación teórica del comportamiento del anillo

En las figuras 23 y 24 se representa un ejemplo de los resultados obtenidos, tanto en fase de calentamiento como en fase de enfriamiento.

Con los resultados del análisis térmico efectuado por INTEMAC, pudimos determinar las características mecánicas del hormigón en cada punto del anillo tras las exposiciones al fuego previstas, así como las dilataciones libres correspondientes a las temperaturas alcanzadas. Estos datos fueron facilitados a INTECSA – INARSA, como proyectista de la estructura, con el fin de que pudiera determinarse la influencia que el proceso de calentamiento tenía en las solicitaciones del anillo. En las figuras 25 y 26 se representa una selección de los resultados obtenidos.

De estos resultados obtuvimos los siguientes datos sobre las solicitaciones máximas en el anillo:

Tabla 3. Solicitaciones en las hipótesis de incendio.

Hipótesis	Escenario	Axil (kN/m)	Momento (m kN/m)	Excentricidad (mm)
H0	Sin fuego	6.168	133,3	21,6
H1	240 ISO en zona Tráfico	6.124	-180,8	-29,5
H2	120 HCM en zona emergencias	6.168	147,8	24,0
H3	120 ISO en zona ventilación	6.067	-246,1	-40,6
C1A	240 ISO en zona Tráfico +120 ISO en zona ventilación	6.056	-320,2	-52,9
C2A	240 ISO en zona Tráfico +120 HCM en zona emergencias	6.342	-174,4	-27,5

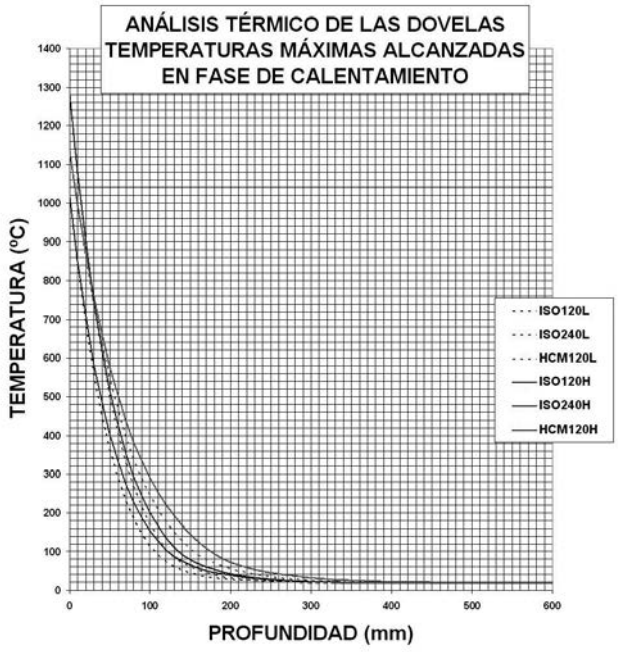


Figura 23. Exposición al fuego de las dovelas del anillo. Calentamiento. Temperaturas máximas alcanzadas a diferentes profundidades.

ISO 120 L: tras 120 minutos de fuego normalizado ISO 834. Conductividad baja

ISO 240 L: tras 240 min. de fuego normalizado ISO 834. Conductividad baja

HCM 120 L: tras 120 min. de fuego HCM. Conductividad baja

ISO 120 H: tras 120 minutos de fuego normalizado ISO 834. Conductividad alta

ISO 240 H: tras 240 min. de fuego normalizado ISO 834. Conductividad alta

HCM 120 H: tras 120 min. de fuego HCM. Conductividad alta

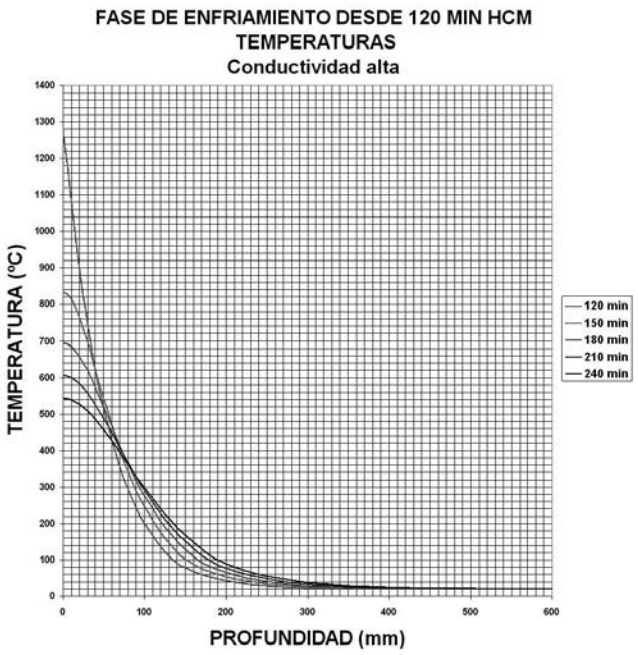


Figura 24. Exposición al fuego de las dovelas del anillo. Enfriamiento. Temperaturas alcanzadas a diferentes profundidades.

120 min: tras 120 minutos de fuego de hidrocarburos HCM

150 min: tras 120 min. de fuego de hidrocarburos HCM y 30 min. de enfriamiento

180 min: tras 120 min. de fuego de hidrocarburos HCM y 60 min. de enfriamiento

210 min: tras 120 min. de fuego de hidrocarburos HCM y 90 min. de enfriamiento

240 min: tras 120 min. de fuego de hidrocarburos HCM y 120 min. de enfriamiento

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

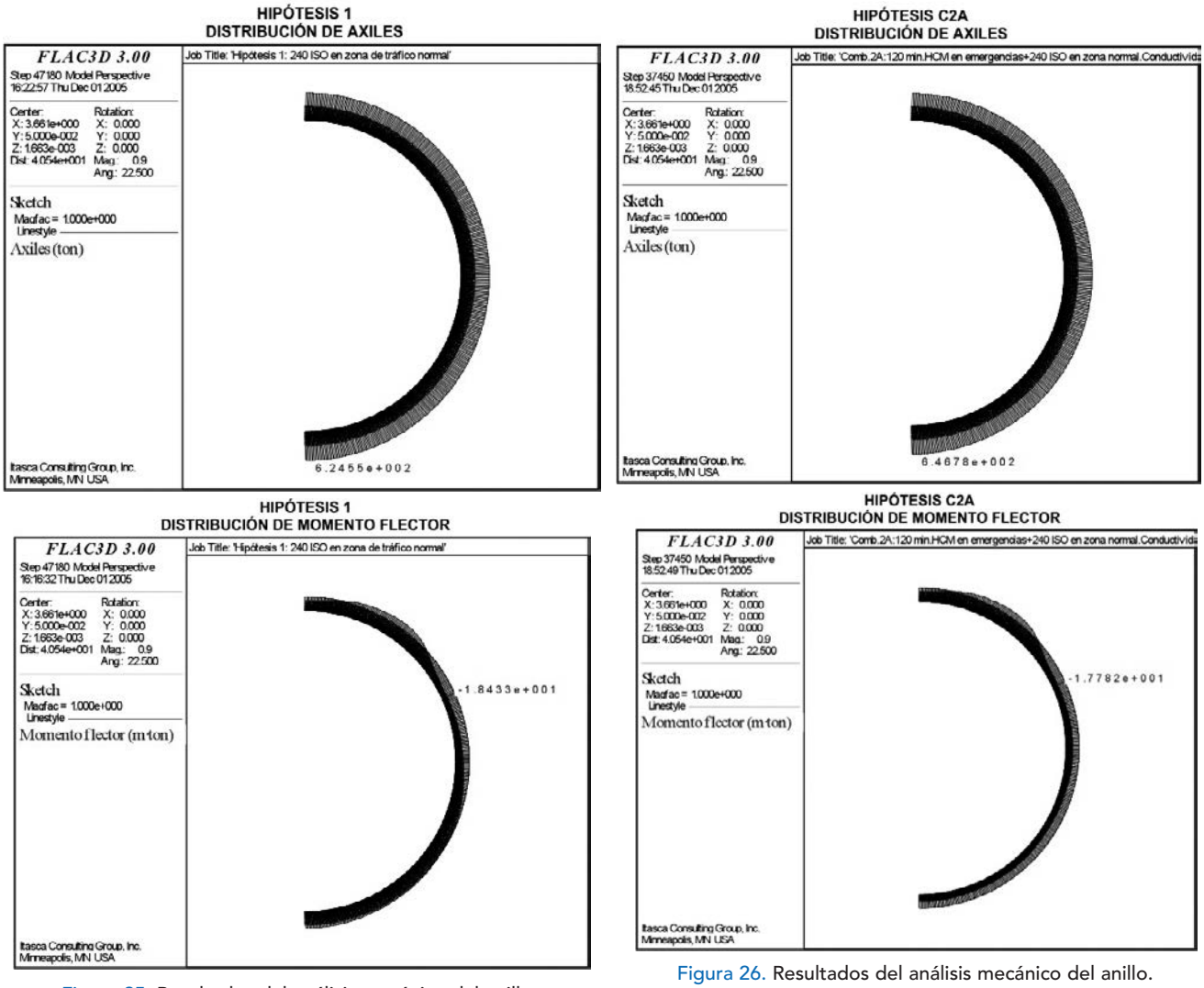


Figura 25. Resultados del análisis mecánico del anillo.
Hipótesis 1: tras 240 minutos de fuego ISO 834 en la zona de tránsito normal.

Figura 26. Resultados del análisis mecánico del anillo.
Combinación 2A: estado tras 240 minutos de exposición al fuego ISO 834 en la zona de tránsito normal y envolvente de los resultados de calentamiento y enfriamiento tras 120 minutos de exposición al fuego HCM en la zona de emergencias. Conductividad del hormigón alta.

En la Tabla 3 se observa que la variación del esfuerzo axil en la dovela en la hipótesis de fuego con respecto a la situación inicial es de tan solo $-1{,}8 \leq \Delta N \leq 2{,}8$ %, esto es, en algunas hipótesis se produce incluso una ligera disminución del axil máximo, debido a la redistribución de esfuerzos motivada por la menor rigidez de la corona interna del anillo afectada por el fuego. Observamos también que el gradiente de temperaturas produce un momento negativo (compresiones en el intradós), que hace que la máxima excentricidad de la carga alcance los 53 mm.

En relación con la máxima tensión producida en cada hipótesis, en la Tabla 4 se expresan la máxima tensión

Tabla 4. Comprobación de seguridad del anillo en la hipótesis de incendio.

Hipótesis	Escenario	σ_{max} (N/mm²)	Z (σ_{max}) (mm)	θ (Z) (°C)	$f_{c\theta}$ (z) (N/mm²)	$s_{max}/f_{cd,q}$(z)
H0	Sin fuego	10,0	– –	20	33,3(1)	30,0 %(1)
H1	240 ISO en zona Tráfico	20,0	106	268	44,1	45,3 %
H2	120 HCM en zona emergencias	18,7	89	244	45,3	41,3 %
H3	120 ISO en zona ventilación	21,1	73	254	44,8	47,1 %
C1A	240 ISO en zona Tráfico +120 ISO en zona ventilación	21,8	115	237	45,7	47,7 %
C2A	240 ISO en zona Tráfico +120 HCM en zona emergencias	20,6	114	240	45,5	45,3 %

Nota (1): Relativa a la resistencia de cálculo, f_{cd}

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

resultante y la profundidad a que dicha tensión se alcanza, así como la temperatura y la resistencia de cálculo del hormigón a esa profundidad, y la relación entre la tensión máxima y la resistencia de cálculo concomitante.

4.2.2. *Comprobación teórica del comportamiento de la losa de tráfico*

En las figuras 27 y 28 se representa una selección de las distribuciones de isotermas obtenidas en el análisis térmico de la losa de soporte de la calzada.

Podemos observar que la presencia del aligeramiento de polietileno expandido produce un mayor calentamiento de las capas internas de hormigón en la zona aligerada, debido a que la presencia de este material hace que la interfaz se comporte prácticamente como una frontera adiabática, no permitiendo la difusión del calor hacia capas interiores.

La situación pésima a efectos de resistencia a flexión de la losa se produce, en las situaciones de proyecto, en la hipótesis H2, tras 120 minutos de exposición al fuego de hidrocarburos mayorado HCM en la zona de emergencias.

En las figuras 29 y 30 se representan las distribuciones de isotermas en dos de las hipótesis complementarias. El análisis realizado mostró que la situación pésima se produce cuando se genera una temperatura en el gas

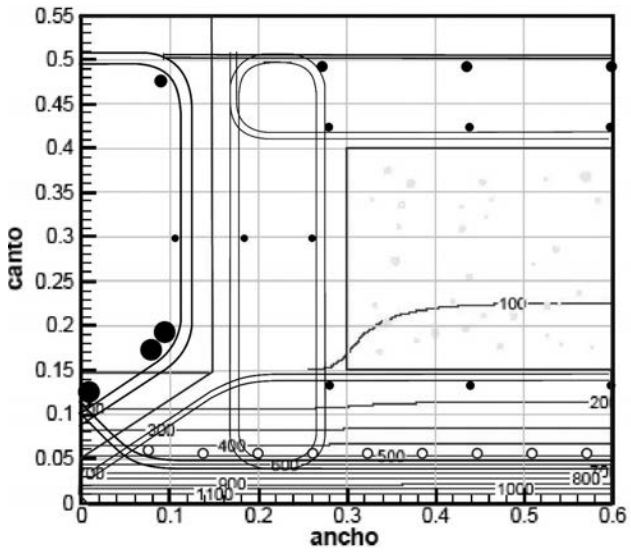


Figura 27. Resultados del análisis térmico de la losa. Isotermas tras 120 minutos de exposición a HCM por cara inferior.

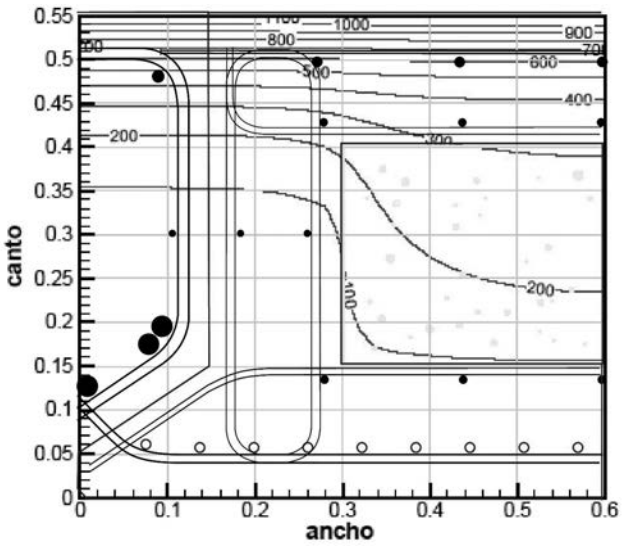


Figura 28. Resultados del análisis térmico de la losa. Isotermas tras 240 minutos de exposición a ISO 834 por cara superior.

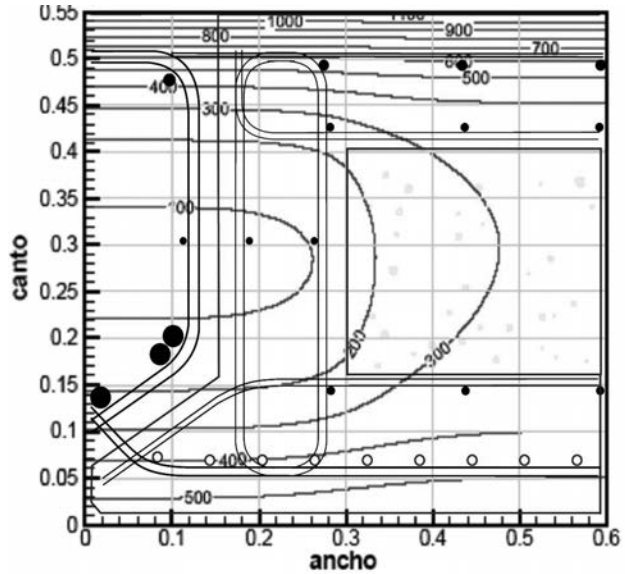


Figura 29. Resultados del análisis térmico de la losa. Isotermas tras 240 minutos de exposición a ISO 834 por cara superior y 120 minutos de exposición a HCM en la inferior. Inicio simultáneo del incendio en ambos sectores.

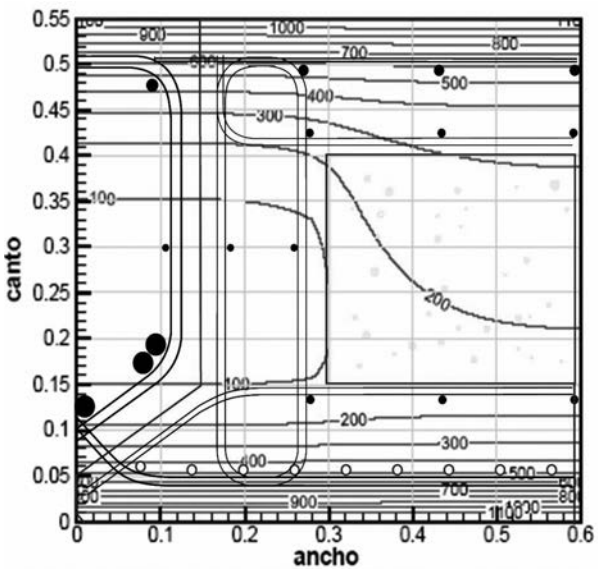


Figura 30. Resultados del análisis térmico de la losa. Isotermas tras 240 minutos de exposición a ISO 834 por cara superior y 120 minutos de exposición a HCM en la inferior. Inicio en sector inferior 120 min. después que en superior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Tabla 5. Comprobación de seguridad del anillo en las hipótesis de incendio.

Afectación del acero. Hipótesis 3						
Armadura	**Tipo**	**X (mm)**	**Z (mm)**	**A (mm²)**	**θ (ºC)**	**k**
1	Activa	200	70	280	370	0,538
2	Activa	250	70	280	372	0,534
3	Activa	325	70	280	377	0,519
4	Activa	375	70	280	380	0,513
5	Activa	425	70	280	381	0,509
6	Activa	475	70	280	381	0,509
7	Activa	525	70	280	381	0,509
8	Activa	575	70	280	381	0,509
9	Pasiva	100	126	628	140	1,000
10	Pasiva	120	126	628	140	1,000
11	Pasiva	290	121	100,6	151	1,000
12	Pasiva	440	121	100,6	173	1,000
13	Pasiva	600	121	50,3	173	1,000

correspondiente a la curva normalizada ISO 834 durante 240 minutos en el sector de fuego correspondiente al tráfico normal, y 90 minutos más tarde de comenzar ésta se genera una temperatura en el gas correspondiente al fuego de hidrocarburos mayorado HCM durante 120 minutos en el sector de fuego correspondiente a emergencias, con una fase de enfriamiento de esta zona de 30 minutos de duración hasta los 240 minutos totales.

En la Tabla 5 se expresa, para cada una de las armaduras principales de tracción de la semisección conjunta de losa y nervio, la temperatura teórica alcanzada en la hipótesis de proyecto – 120 minutos de exposición al fuego de hidrocarburos HCM por la cara inferior – y la resistencia residual del acero a esa temperatura, dada por el coeficiente η, que representa a $k_s = f_{y\theta}/f_{yk}$ en las armaduras pasivas y a $k_p = f_{p\theta}/f_{max}$ en las armaduras activas.

En esta hipótesis de cálculo, la capacidad residual a flexión de la losa resulta ser del 68% de su capacidad inicial de proyecto.

La capacidad a flexión de la losa en situación de proyecto está sobredimensionada a temperatura ambiente con un coeficiente de sobredimensionado de valor $M_u / M_d = 1,93$, y en la hipótesis pésima de exposición al fuego, incluso manteniendo en situación de exposición al fuego el coeficiente de seguridad adicional de 1,20 especificado en Proyecto para el cálculo a temperatura ambiente, resultaría tener un sobredimensionado de valor $M_{u,fi} / M_{d,fi} = 1,86$.

En cuanto a la situación en los escenarios complementarios de fuego analizados, la capacidad residual a flexión de la losa resulta ser del 52,7 % de su capacidad inicial.

Aún en estas condiciones pésimas y no exigibles según las condiciones de Proyecto, la losa cumpliría con el criterio N2 manteniendo en situación de exposición al fuego el coeficiente de seguridad adicional de 1,20 especificado en Proyecto para el cálculo a temperatura ambiente con un sobredimensionado de valor $M_{u,fi} / M_{d,fi} = 1,44$.

4.3. Ensayos de exposición al fuego

Con el fin de comprobar el comportamiento teórico previsto, se efectuaron ensayos de exposición al fuego de cálculo de una probeta representativa de las dovelas del anillo de revestimiento del túnel y de una losa alveolar prefabricada idéntica a las que se utilizarían para el sostenimiento de la calzada de tráfico.

La eficacia de las fibras de polipropileno para limitar el desconchado explosivo del hormigón sólo puede considerarse completa cuando los elementos han alcanzado un equilibrio hidráulico con un ambiente seco que suponga una humedad intersticial del hormigón reducida. Por lo anterior estaba previsto que los ensayos se realizaran sobre piezas de al menos tres meses de edad, aunque previamente se realizarían sendos ensayos – piloto de puesta a punto con muestras de 40 días de edad idénticas a cada una de las previstas para ensayo.

No obstante, los favorables resultados obtenidos en el ensayo Piloto de la probeta modelo de dovela permitieron adelantar el ensayo final a menos de dos meses, como se indica en la Tabla 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Tabla 6. Cronología de los ensayos efectuados.

Pieza	Exposición	Fecha de hormigonado	Edad de ensayo
Modelo de dovela	ISO 834	2006-04-28	39 días
Modelo de dovela	ISO 834	2006-04-28	53 días
Losa	HCM	2006-05-06	39 días
Losa	HCM	2006-07-07	123 días

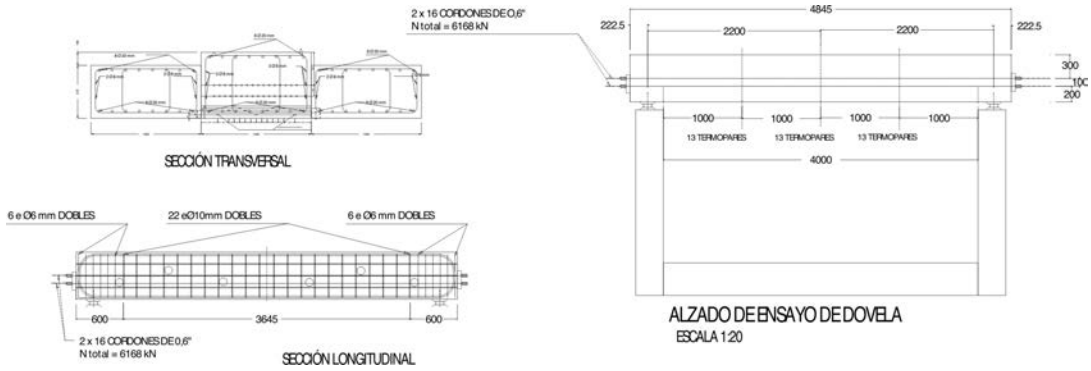


Figura 31. Disposición de ensayo de las piezas modelo del comportamiento de las dovelas.

Las características de los materiales y procedimientos de ejecución de las piezas a ensayar fueron análogas a las empleadas en la obra. En particular, la resistencia a compresión del hormigón de las piezas a ensayar, controlada mediante probetas fue la siguiente:

Dovelas (ambas piezas): 53,0 N/mm^2

Losa "Ensayo Piloto": 55,7 N/mm^2

Losa "Ensayo definitivo: 44,2 N/mm^2

4.3.1. Ensayo de piezas modelo de las dovelas

Ante las dificultades de ensayo de una dovela completa representando adecuadamente las solicitaciones previstas para simular las condiciones de trabajo, se decidió ensayar una pieza plana de idénticas condiciones a las de las dovelas, en la que se reprodujeron los axiles y momentos más desfavorables previstos mediante un pretensado materializado utilizando barras roscadas.

En la figura 31 se representan las piezas y la disposición de los ensayos de exposición al fuego según la curva ISO 834, que se efectuaron en el laboratorio de AFITI – LICOF en Arganda, Madrid.

Los ensayos se dieron por terminados tras 360 minutos de exposición al fuego normalizado ISO 834, sin que ninguna de las dos piezas diera síntomas de agotamiento. Por encima de esa duración, el calentamiento del nivel al que se ubicaban los cordones de pretensado con los que se simulaba el estado de flexocompresión de la dovela podría dar resultados no representativos.

En la pieza correspondiente al "Ensayo Piloto" se mantuvieron las lecturas de algunos de los termopares durante al menos 16 horas después de finalizado el ensayo con el fin de obtener datos sobre el proceso de enfriamiento.

En la figura 32 se representan las temperaturas alcanzadas a lo largo del ensayo en las dos piezas ensayadas a diferentes temperaturas. Como puede verse en el gráfico, el ensayo "Piloto" se comportó perfectamente dentro de lo previsto en el estudio térmico realizado[3]. Debe señalarse que en este ensayo no se apreció la presencia de desconchado alguno en la cara expuesta de la losa, y sin embargo en la pieza destinada al ensayo definitivo sí se produjo el *spalling* de la capa superficial de hormi-

[3] Teniendo en cuenta la tolerancia en la ubicación real de los termopares con respecto a la teórica, que, debido a las condiciones de hormigonado, y según la información transmitida verbalmente al Instituto por el Laboratorio de ensayo, debe admitirse que corresponda a unos 10 mm de distancia al paramento inferior a la posición real

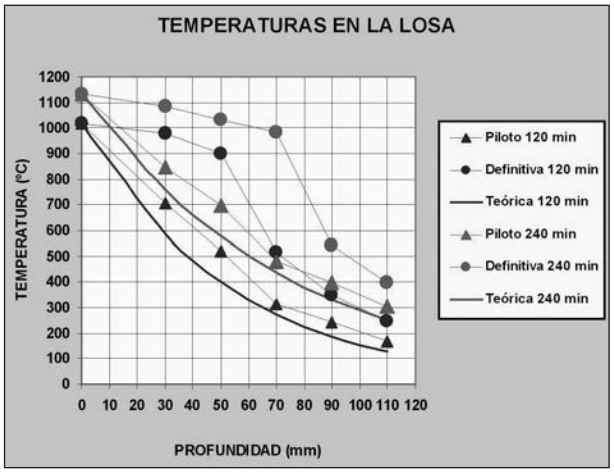


Figura 32. Distribución de temperaturas teóricas y medidas en los ensayos de dovelas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 33. Montaje del ensayo.

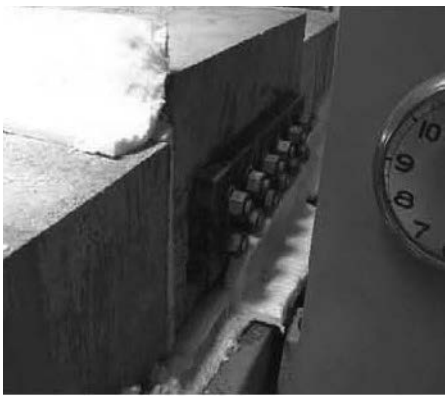


Figura 34. Detalle de la cabeza de anclaje del pretensado.



Figura 35. Estado de la cara superior de la pieza tras el ensayo piloto.



Figura 36. Estado de la cara inferior de la pieza tras el ensayo piloto. No se aprecian signos de *spalling*.



Figura 37. *Spalling* en la cara inferior.



Figura 38. El desconchado máximo fue de 11 cm de la pieza tras el ensayo definitivo.

gón, lo que justifica la aparición de temperaturas superiores a las teóricas.

En las figuras 33 a 38 pueden observarse algunos aspectos de los ensayos realizados.

En el ensayo "Definitivo", aunque el resultado del ensayo fue positivo y la pieza soportó perfectamente una exposición de 360 minutos al fuego ISO 834, aparecieron zonas con desconchados del hormigón, cuya profundidad llegó a alcanzar más de 50 mm. Este hecho se refleja en la distribución de temperaturas, especialmente en los termopares situados a menos de 70 mm de distancia del paramento.

Debe tenerse en cuenta en este sentido que la pieza se ensayaba con menos de la mitad de la edad considerada necesaria para un comportamiento correcto a efectos del desconchado superficial, como hemos comentado anteriormente. Esta decisión se adoptó ante el excelente comportamiento de la pieza ensayada en el ensayo "Piloto", que, aún cuando no fuera ese su objetivo sino tan sólo la puesta a punto de los diferentes procesos de elaboración y ensayo, ya de por sí era suficiente para validar el sistema.

4.3.2. *Ensayo de las piezas representativas de las losas*

Los ensayos de exposición al fuego de piezas representativas de las losas se efectuaron en el laboratorio de TNO en Delft (Países Bajos) sobre losas completas prefabricadas idénticas a las que en esos momentos se estaban disponiendo ya en obra. El calentamiento en el horno se efectuó según la curva holandesa RWS, que hemos visto al comienzo de este artículo que es análoga a la de temperaturas – tiempo HCM.

En la figura 40 vemos la disposición del ensayo

De forma contraria a lo sucedido con el ensayo "Piloto" en las piezas representativas de las dovelas, en el ensayo de la losa "Piloto" frente al fuego HCM[4] se produjo un importante desconchado superficial del hormigón que se inició a los doce minutos de comenzado el ensayo y se generalizó diez minutos después, obligando a detener el ensayo a los 40 minutos de su inicio.

La causa de este diferente comportamiento era, en nuestra opinión, la influencia del muy diferente proce-

[4] Como hemos dicho, el ensayo se realizó con la curva de calentamiento RWS, cuyos efectos al final del proceso son equivalentes a los de la curva HCM, pero ligeramente más desfavorables a efectos de desconchado superficial.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

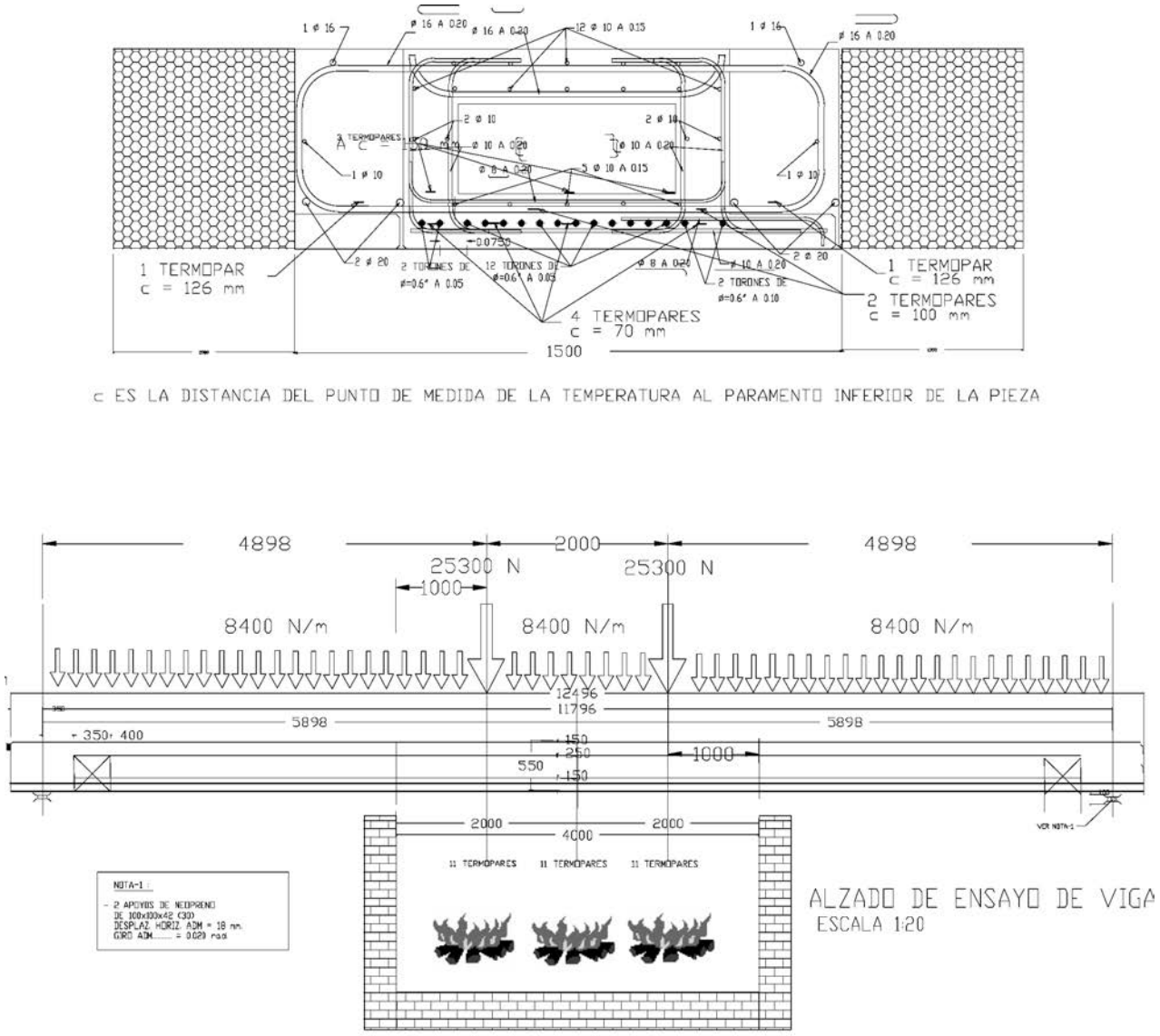


Figura 39. Disposición de los ensayos de las losas de soporte del tráfico.

so de calentamiento de la pieza entre el ensayo con la curva HCM y que se produce utilizando la curva ISO 834. En efecto: si bien desde el punto de vista térmico exclusivamente el comportamiento de una pieza de hormigón tras 120 minutos de fuego HCM es similar al de una exposición de unos 160 minutos al fuego ISO 834, la rápida elevación de la temperatura superficial que se produce en el caso de la exposición al fuego de hidrocarburos mayorado[5] produce a su vez una rápida evaporación del agua intersticial del hormigón y un fuerte incremento de la presión en los poros por causa del calentamiento del vapor generado.

Este hecho supone un alto riesgo de que se genere el desconchado explosivo del hormigón (*spalling*), fenómeno que comienza pocos minutos después de iniciado el fuego y es progresivo, de forma que se desprenden sucesivas capas de hormigón hasta profundidades que alcanzan fácilmente los 10 ó 12 centímetros, y en ocasiones incluso valores superiores.

No obstante, y en cumplimiento de los procedimientos habituales en caso de fallo de un ensayo, se han analizado otras posibles causas del comportamiento, y en particular el contenido y distribución de las microfibras de polipropileno mediante microscopía polarizada de fluorescencia.

El ensayo fue realizado por TNO sobre ocho probetas extraídas de la losa tras su ensayo y mostró que las fibras de polipropileno tenían una distribución poco homogénea, con zonas con gran acumulación de fibras y otras con densidad muy inferior, en las que las fibras aparecían aisladas, sin interconexión entre ellas, lo que dificultaba la formación de los canales de drenaje que deben formarse para permitir la evacuación del vapor.

Pese al resultado del análisis de contenido y distribución de fibras, consideramos evidente que la causa fundamental del desconchado del hormigón en el ensayo

[5] A los dos minutos de iniciarse el proceso la temperatura del gas alcanza los 1.000 ºC, mientras que en la curva ISO 834 esa temperatura no se alcanza hasta pasados 86 minutos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

"Piloto" era el alto contenido de humedad de la pieza en el momento de su exposición al fuego, y recomendamos proceder al ensayo definitivo sin introducir variación alguna en los procesos de ejecución de las piezas, pero siendo prudentes en mantener e incluso ampliar en un mes los plazos previstos para la realización del ensayo.

Finalmente el ensayo "definitivo" se efectuó una vez que la pieza había alcanzado los cuatro meses de edad.

Por producirse un fallo en el sistema de sustentación del montaje para ensayo de la losa, no relacionado con su pérdida de capacidad portante por la acción del fuego, fue necesario detener el ensayo transcurridos 60 minutos desde su iniciación, pero su comportamiento hasta ese momento había demostrado la inexistencia absoluta de desconchado superficial en el hormigón[6] y la distribución de temperaturas en el interior de la pieza se ajustaba perfectamente a lo previsto en los cálculos teóricos, e incluso comenzaba a estar por debajo de lo previsto.

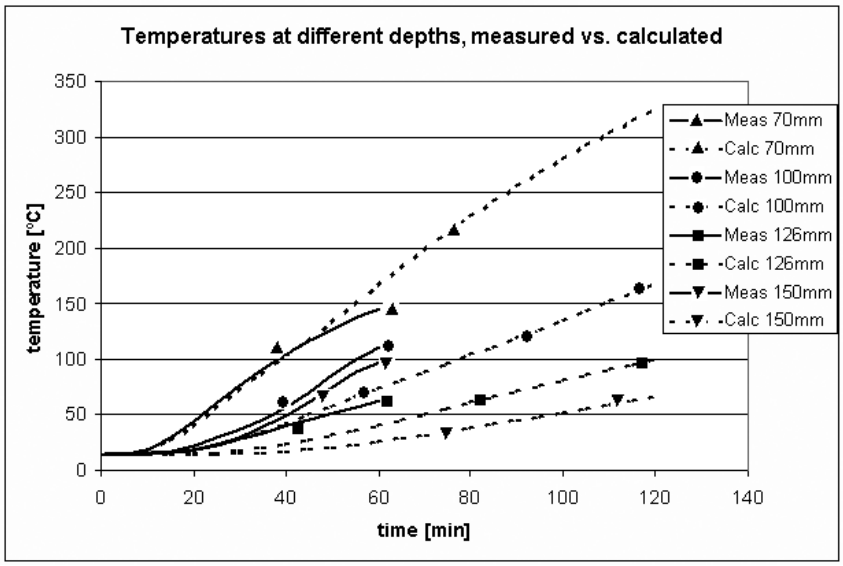


Figura 40. Distribución de temperaturas teóricas y medidas en el ensayo de losa de tráfico.

La figura 40 muestra las temperaturas leídas a diferentes profundidades en comparación con las teóricas en una losa maciza; es evidente el correcto comportamiento de la pieza. El mayor calentamiento que se observa en los termopares ubicados a 150 mm de profundidad es coherente, en principio, con lo previsto en los cálculos teniendo en cuenta el carácter de losa alveolar de la pieza.

5. CONCLUSIONES

Las conclusiones más importantes obtenidas en los trabajos realizados son las siguientes:

- Todas las estructuras enterradas analizadas en la Autovía MADRID CALLE 30 cumplen, incluso de forma holgada los requisitos de comportamiento en condiciones de fuego establecidos, más conservadores en todos los casos que los que serían exigibles de acuerdo con las características del tráfico previsto.

- En el caso de los túneles del By-Pass Sur, tanto la estructura prevista para la losa de tránsito como la prevista para las dovelas del anillo del túnel, cumplen holgadamente los requerimientos de estabilidad al fuego exigidos en el Proyecto para cada una de ellas –Nivel 3 en el caso del anillo del túnel y Nivel 2 en el caso de la losa que soporta el tráfico normal de vehículos–, lo que supone que sus condiciones de estabilidad al fuego permitirían incluso el tránsito de vehículos pesados.

- La estabilidad de los elementos analizados en el túnel del By Pass Sur sería suficiente para garantizar un comportamiento correcto incluso frente un escenario de dos sectores simultáneamente incendiado, con un fuego ISO 834 durante 240 minutos en el sector destinado a tráfico de vehículos y un fuego HCM durante 120 minutos en el sector destinado a emergencias y servicios, condición netamente más severa que la exigible para estas estructuras.

- Los resultados de los ensayos efectuados están dentro de las previsiones teóricas realizadas, y puede admitirse que avalan los procedimientos de comprobación y ejecución empleados en la validación de los elementos estructurales correspondientes a la losa de tráfico y anillo perimetral.

- Se ha comprobado nuevamente la eficacia de las microfibras de polipropileno para limitar el *spalling*, pero en todo caso ha resultado evidente la necesidad de que el hormigón haya tenido tiempo suficiente para eliminar por evaporación gran parte del agua intersticial remanente tras el hormigonado para que esta eficacia se manifieste de forma clara. Un plazo de tres meses para piezas de espesor considerable (de 50 a 60 cm en nuestro caso) puede considerarse como un mínimo admisible.

6. AGRADECIMIENTOS

El estudio realizado hubiera sido imposible sin la confianza depositada en INTEMAC por el actual Director General de Infraestructuras del Excelentísimo Ayuntamiento de Madrid, D. Ricardo Domínguez Bautista y del Jefe del Departamento de Construcción de Infraestructuras singulares de dicho Ayuntamiento D. Jorge Presa Matilla.

[6] Recordamos que este fenómeno se produce a los pocos minutos de iniciada la exposición al fuego. Si tras 60 minutos no se ha producido, el riesgo de que se produzca en lo sucesivo es mínimo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

También es necesario hacer constar la importancia del trabajo realizado por el Dr. Ingeniero Aeronáutico D. Juan Antonio Hernández Ramos en la obtención de las isotermas de las losas y el anillo del by-pass sur, de ITASCA Consultores en la obtención de los esfuerzos en el anillo en los diferentes escenarios de fuego hipótesis de y de AFITI – LICOF en la dirección y realización de los ensayos de exposición al fuego.

REFERENCIAS

[1] Circulaire Interministerielle n° 2000- 63 du 25 août 2000, relative à la sécurité dans les tunnels du réseau routier national.

[2] UNE-EN 1991-1-2:2004 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-2. Acciones generales. Acciones en estructuras expuestas al fuego.

[3] TRANS/AC.7/9/Corr.1 (5 juin 2002). NATIONS UNIES. Conseil Économique et Social. Groupe spécial multidisciplinaire d'experts sur la sécurité dans les tunnels.

[4] Guidelines For Structural Fire Resistanc For Road Tunnels, by Working Group No.6 Maintenance and Repair. International Tunneling Association (ITA)-Association Internationale De Travaux En Souterrain (AITES). May, 2004 (Publicado en 2005).

[5] UNE-EN 1991-1-1:2003 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1. Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas.

[6] EN 1363-2: 1999 Fire Resistance Tests - Part 2: Alternative and Additional Procedures.

[7] EN 1990: 2002 Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras.

ANEJO
CLASES DE RESISTENCIA AL FUEGO

Las clases de resistencia al fuego utilizadas en este artículo son las que se definen seguidamente:

A) ESTABILIDAD AL FUEGO NORMALIZADO

Las clases de resistencia se definen de acuerdo con los cr iterios del Eurocódigo EN 1992-1-2: 2004"*Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 1-2.: General rules – Structural fire design*".

De acuerdo con esta normativa, la clase resistente del elemento se designa con un grupo de una a tres letras que indican el criterio que debe cumplir el elemento seguido de un número que indica el tiempo equivalente de exposición a la curva de temperaturas - tiempo normalizada ISO 834 al término del cual el elemento debe estar en condiciones aceptables según ese criterio.

La curva de temperaturas - tiempo normalizada ISO 834 viene definida como:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8\,t + 1)$$

siendo:

θ_g la temperatura del gas en el sector de fuego considerado, expresada en ºC

t el tiempo expresado en minutos.

Los criterios a cumplir son los siguientes:

– En elementos con función separadora exclusivamente, los criterios de integridad y aislamiento.

– En elementos con función resistente exclusivamente, el criterio de capacidad portante.

– En elementos con función resistente y separadora los criterios de capacidad portante, integridad y aislamiento.

Se entiende que un elemento cumple el *criterio de integridad* (E), cuando después de la exposición al fuego prevista conserva su capacidad de separación en el sentido de impedir el paso de las llamas o gases calientes y prevenir así la aparición de llamas en la cara no expuesta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Se entiende que un elemento cumple el *criterio de aislamiento* (I) cuando después de la exposición al fuego prevista la temperatura media en la cara no expuesta no se incrementa más de 140 K, y en punto alguno de la superficie el incremento es superior a 180 K.

Se entiende que un elemento cumple el *criterio de capacidad portante* (R) cuando después de la exposición al fuego prevista su capacidad portante es suficiente como para que no se produzca el colapso frente a las cargas previstas en la hipótesis de incendio.

Se entiende que un elemento cumple el *criterio de resistencia al impacto* (M) cuando después de la exposición al fuego prevista es capaz de resistir el impacto de una carga concentrada horizontal según EN 1363 Parte 2[7] [6].

Así pues, por ejemplo, R 60 indica que el elemento debe cumplir el criterio de capacidad portante frente a una intensidad de fuego que produzca en la estructura el mismo efecto que una exposición al fuego normalizado ISO 834 durante 60 minutos, y REI 120 indica que el elemento debe cumplir los criterios de capacidad portante, integridad y aislamiento frente a una intensidad de fuego que produzca en la estructura el mismo efecto que una exposición al fuego normalizado ISO 834 durante 120 minutos.

En este sentido debe tenerse en cuenta que, en la hipótesis de incendio, el valor representativo de la acción variable Q_1 – en nuestro caso la carga de tráfico – debe ser considerado con su valor frecuente $\Psi_{1,1}\ Q_1$ de conformidad con lo dispuesto en el Anejo Nacional español del Eurocódigo EN 1991-1-2: 2002[8], y que para cargas de categoría G resulta $Y_1 = 0{,}5$ según el Anejo A.1 del Eurocódigo EN 1990: 2002[9] [7]; esto es: en la hipótesis de incendio, el valor representativo de las cargas debidas al tráfico es la mitad de su valor característico.

Se recuerda asimismo que en la hipótesis de incendio los coeficientes de seguridad parciales de las acciones son iguales a la unidad.

B) ESTABILIDAD AL FUEGO DE HIDROCARBUROS MODIFICADO

Las clases de resistencia se definen de acuerdo con criterios análogos, pero referidos a la curva de temperaturas -tiempo modificada HCM.

La curva de temperaturas-tiempo de hidrocarburos viene definida en el Eurocódigo EN 1991-1-2: 2002 como:

$$\theta_g = 20 + 1080\ (1\text{-}0{,}325\ e^{-0{,}167\ t} - 0{,}675\ e^{-2{,}5\ t})$$

que implica una temperatura máxima de 1.100 ºC.

La curva de temperaturas – tiempo modificada HCM es análoga, pero tiene en cuenta un conjunto de fenómenos que se producen en el caso de fuego en túneles[10] y que se traducen en una mayor temperatura máxima límite, que se fija en 1.300 ºC. Su expresión es, pues:

$$\theta_g = 20 + 1280\ (1\text{-}0{,}325\ e^{-0{,}167\ t} - 0{,}675\ e^{-2{,}5\ t})$$

---

[7] El objetivo práctico de este requisito es garantizar que no se producirá el fallo o perforación del elemento al recibir al impacto del chorro de una manguera usada por los equipos de extinción.

[8] *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions. Actions on structures exposed to fire.*

[9] *Eurocode 0: Basis on structural design.*

[10] Entre ellos, de forma significativa, el *efecto horno*, por confinamiento y radiación de las paredes del túnel.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Efecto de la incorporación de árido mixto reciclado en las propiedades de hormigones no estructurales

Effect of mixed recycled aggregate on non-structural concrete properties

Benito Mas Gracia[1] y **Antoni Cladera Bohigas**[2]

Recibido | *Received:* 26-01-2009
Aceptado | *Accepted:* 10-05-2009

Resumen

Los áridos mixtos reciclados son aquéllos que, provenientes del tratamiento de los residuos de construcción y demolición, incluyen como principales componentes residuos de hormigón, áridos no ligados y productos cerámicos. En el artículo se presentan los resultados obtenidos en una campaña experimental, que pretende ser una primera toma de contacto con el material, sobre la influencia de la sustitución de árido convencional por árido mixto reciclado en dosificaciones de hormigones no estructurales. Se contempla la utilización de dos tipos de cementos, un cemento Portland mixto y un cemento compuesto resistente a sulfatos. Se observa un comportamiento diferente en las propiedades físico-mecánicas del hormigón, según el cemento utilizado, al aumentar el porcentaje de sustitución del árido convencional. Se concluye que, a falta de un estudio de comportamiento a largo plazo y de dosificaciones específicas para cada uso, el árido mixto reciclado puede ser válido para la fabricación de hormigón no estructural.

Palabras clave: Árido mixto reciclado, hormigón no estructural, sulfatos, propiedades mecánicas.

Abstract

Mixed recycled aggregates come from the treatment of construction and demolition waste and include, as main components, waste concrete, aggregates and ceramic products. This paper presents the results obtained in an experimental campaign, which aims to be an initial contact with this material to assess its possible uses, on the influence of replacing conventional aggregates by mixed recycled aggregates in non-structural concrete mixes. The study envisages the utilization of two types of cement, a Portland mixed cement and a sulphate resistant compound. A different behaviour on the physical and mechanical properties of concrete is observed, depending on the type of cement used, when the rate of replacement of conventional aggregate is increased. It is concluded that, in the absence of a future long-term study and of a specific dosage for each use, mixed recycled aggregates may be valid for the manufacture of non-structural concrete.

Keywords: *Mixed recycled aggregate, non-structural concrete, sulphates, mechanical properties.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 98 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ing. Técnico Industrial y Arquitecto Técnico. Universidad de las Islas Baleares. Departamento de Física (Palma de Mallorca, España).
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de las Islas Baleares. Departamento de Física (Palma de Mallorca, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* antoni.cladera@uib.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

El sector de la construcción, incluyendo algunas industrias relacionadas como pueden ser empresas de productos cerámicos y otros materiales de construcción, generan cada año una cantidad muy importante de residuos de construcción y demolición (RCD). El problema ambiental que plantean estos residuos deriva no sólo de su volumen creciente, sino de su tratamiento y vertido.

A finales de los años noventa se produce un cambio de orientación en las políticas comunitarias en materia de gestión de residuos, estableciéndose una jerarquía de opciones por el siguiente orden: minimizar la producción de residuos (Reducción), fomentar la utilización directa (Reutilización), fomentar el reciclaje (Reciclar), fomentar la incineración y la recuperación energética, y el vertido controlado en vertederos autorizados. Además, los criterios se encaminan hacia la reducción del traslado de residuos para evitar las emisiones generadas en el transporte, la dotación de infraestructuras y la reducción a niveles mínimos de cantidad y toxicidad de los residuos destinados a vertederos autorizados.

En consonancia con lo anteriormente expuesto y dada una creciente concienciación social en materia de medio ambiente, en los últimos años se tiende a cambiar antiguos modelos de gestión por nuevos modelos que pretenden ser más eficientes y sostenibles. En la isla de Mallorca, la necesidad de preservar los recursos naturales cobra especial importancia, dada la limitación que implica la escasez de territorio y la importancia de la industria turística. El conjunto de estos factores llevó a la necesidad de plantear la implantación de un sistema de gestión integral de residuos que se materializó en el año 2006, con el objetivo de gestionar el 100% de los residuos de construcción y demolición generados en Mallorca [1]. Fruto de este proceso aparecen los áridos mixtos reciclados.

En un principio se pretendía gestionar los residuos y reintroducir los áridos mixtos reciclados en el mercado, con la finalidad de volver a dar un uso a estos materiales (Reciclaje y Reutilización) y conseguir también reducir la cantidad de residuos vertidos (Reducción). En la práctica, esto no se está consiguiendo dado que los áridos mixtos reciclados no han tenido la demanda esperada, en parte por desconocimiento del sector y por una falta de estudios que avalen su utilización.

Esta serie de factores ha motivado a la Universidad de las Islas Baleares a llevar a cabo estudios de viabilidad de la utilización de los áridos mixtos reciclados. Las vías de investigación actuales son hormigones no estructurales y aplicación en bases y sub-bases de carreteras. La reutilización de este tipo de residuos para la obtención de cemento ha sido previamente estudiada por Sánchez et al [2].

El presente artículo, por tanto, recoge los resultados obtenidos en esta primera investigación experimental acerca de la influencia de la substitución de áridos convencionales por áridos mixtos reciclados en la dosificación de hormigones, llevada a cabo en el Laboratorio de Tecnologías de la Edificación de la Universidad de las Islas Baleares.

2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación presentada, que pretende ser una primera toma de contacto con el árido mixto reciclado (AMR), persigue los tres objetivos expuestos a continuación:

a) Determinar las propiedades de los AMR, teniendo en cuenta las limitaciones marcadas por la Instrucción EHE. El estudio se realizó principalmente durante la vigencia de la Instrucción EHE-98 [3], apareciendo en la fase final la Instrucción EHE-08 [4], que es la que se referenciará principalmente en este artículo.

b) Conocer las variaciones que sufren las propiedades físico-mecánicas de los hormigones con sustituciones de AMR respecto a los que no incorporan sustitución de AMR.

c) Estimar porcentajes de sustitución para los que las propiedades de los hormigones resultantes se puedan considerar inalteradas.

3. PROPIEDADES DE LOS ÁRIDOS MIXTOS RECICLADOS

Los AMR estudiados son el resultado del proceso de reciclaje de los residuos de construcción y demolición de la isla de Mallorca. Para valorar objetivamente la viabilidad de su incorporación en dosificaciones de hormigón no estructural es necesario realizar ensayos de caracterización.

En concreto, las propiedades de los AMR se estudian sobre muestras de dos fracciones granulométricas producidas por el servicio público de tratamiento de RCD en Mallorca, éstas son la fracción 0/8 mm y la fracción 8/40 mm. Si bien estas granulometrías no son óptimas para el diseño de hormigones, se decidió utilizarlas durante esta primera fase de estudio sin manipulación posterior a la salida de la planta de tratamiento, para facilitar su posible uso industrial. Se realizaron dos campañas de ensayos de caracterización de los AMR separadas en el tiempo seis meses entre sí.

De igual manera, fue necesario realizar ensayos de caracterización sobre muestras de árido convencional destinado a la fabricación de hormigones. Sobre éstos se realizaron los ensayos necesarios para poder elaborar las dosificaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Tabla 1. Resultados de los ensayos de caracterización de los AMR. Los resultados marcados con símbolo "*Ó no cumplen la limitación de la Instrucción EHE-08 [4].

			Muestra 03/08/2007		Muestra 21/02/2008	
Ensayo	**Norma**	**Límite Instrucción EHE-08 [4]**	**0-8mm**	**8-40mm**	**0-8mm**	**8-40mm**
Compuestos totales de azufre, expresados en S	UNE-EN 1744-1:99	≤ 1.00%	0.98%	0.29%	1.50 %*	1.54%*
Determinación de cloruros solubles en agua	UNE-EN 1744-1:99	No límite para hormigón en masa. Recomendación: 0.15%	0.025%	0.010%	0.0243%	0.13%
Desgaste de los Ángeles	UNE-EN 1097-2:99	≤ 40	—	43*	—	44*
Peso específico [mg/m^3]	UNE-EN 1097-6	Sin limitación	2.36	2.16	2.18	2.11
Absorción	UNE-EN 1097-6	General: 5% Anejo 15: 7%	4.39%	7.64%*	7.28%*	8.20%*
Terrones de arcilla	UNE 7133: 8	Fracción fina Anejo 15: no aplica	0.48%	—	0.16%	—
		Fracción gruesa Anejo 15: ≤ 0.25%	0.18%	0.14%	0.03%	0.03%
Coeficiente de forma	UNE-EN 7238-1:99	No aplica EHE-08 EHE-98: > 0.20	0.19	0.27	0.08	0.25
Índice de lajas	UNE-EN 933-3	< 35	7	19	—-	—-
Determinación sulfatos solubles en ácido, expresados en SO_3	UNE-EN 1744-1:99	≤ 0.80%	2.90%*	2.21%*	3.66%*	6.98%*
Determinación de sulfatos solubles en agua	UNE-EN 1744-1:99	NO EHE-08	0.14%	0.15%	0.13%	0.13%
Contenido de sales solubles de una muestra de suelo	NTL-114:99	NO EHE-08	1.53%	0.99%	2.03%	3.33%
Contenido en yeso	NTL-115:99	NO EHE-08	1.72%	8.96%	7.25%	7.18%

3.1. Propiedades estudiadas y resultados obtenidos

La Tabla 1 presenta el conjunto de ensayos realizados y los resultados obtenidos en las dos muestras de AMR.

Los principales requisitos de la Instrucción EHE-08 [4] que no se satisfacen son:

– Compuestos totales de azufre expresados en S: se observa que aunque en la primera muestra se cumplen las limitaciones para el árido grueso, en la segunda se superan los límites. Esta limitación está relacionada con posibles alteraciones del fraguado y endurecimiento, pérdidas de resistencia y gran disminución de la durabilidad [5], por tanto será necesario tenerla en cuenta a la hora de proponer porcentajes de sustitución.

– Desgaste de Los Ángeles, en ninguna de las muestras se cumple esta limitación, relacionada con la resistencia del hormigón. Para esta propiedad se puede tener en cuenta que la Instrucción EHE-08 [4] contempla que, para áridos de los que se dispone experiencia previa en su empleo, el límite indicado se amplía hasta 50.

– Absorción: la absorción de los áridos reciclados es muy superior a la de los áridos convencionales, lo que dificulta en gran medida la determinación del agua de amasado. Según la Instrucción EHE-08 [4], en el hormigón reciclado con un contenido de árido reciclado procedente del machaqueo de hormigón no superior al 20%, éste deberá tener una absorción no superior al 7%. Adicionalmente, el árido grueso natural deberá tener una absorción no superior al 4.5%. En hormigones reciclados con más del 20% de árido

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

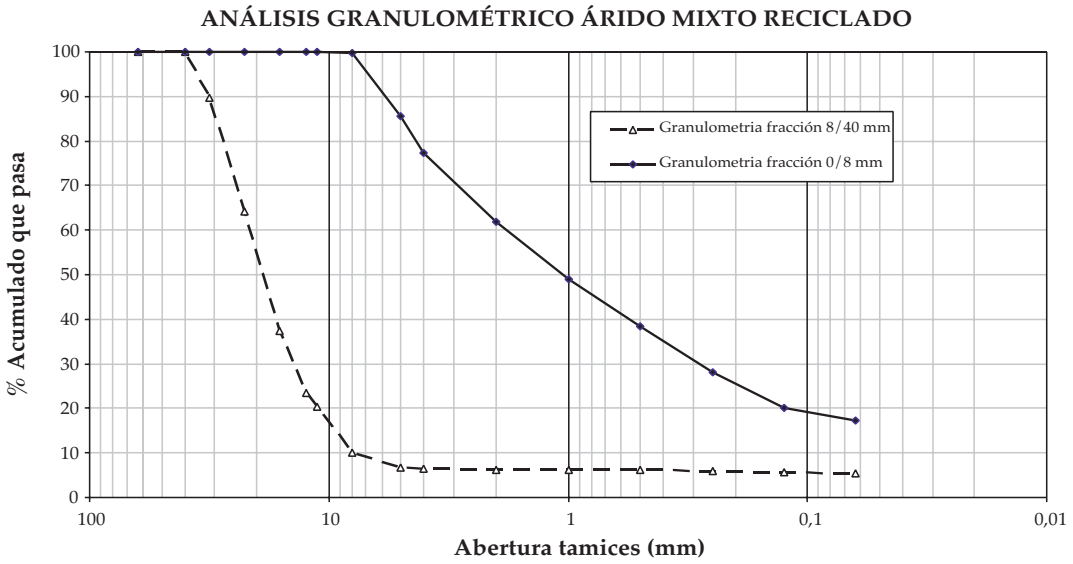


Figura 1. Curva granulométrica de las fracciones de árido mixto reciclado 0/8 mm y 8/40 mm

reciclado de hormigón, la combinación de árido grueso natural y reciclado debería presentar un coeficiente de absorción no superior al 5%.

– Sulfatos solubles en ácido: el valor obtenido es muy superior al límite que marca la instrucción en las dos muestras. Esta limitación está relacionada con la formación de la sal de Candlot, un proceso expansivo que destruye el hormigón [5]. Para evitar este proceso la literatura relacionada propone la utilización de cementos resistentes a sulfatos y asegurar una permeabilidad adecuada.

Además de los anteriores ensayos se realizaron ensayos granulométricos, según UNE-EN 933-1:1998 [6]. La Figura 1 muestra la curva granulométrica de las dos fracciones de AMR.

También se realizó el ensayo de clasificación de los constituyentes de los áridos gruesos reciclados, según prEN 933-11 [7], que se utiliza para determinar la tipología del árido reciclado. La Tabla 2 muestra los resultados del ensayo.

La Tabla 2 presenta variaciones en los porcentajes de los materiales constituyentes, reflejo del proceso de producción no homogéneo de los AMR. Este hecho es lógico dado que el AMR fabricado depende directamente del material que entra diariamente en la planta de tratamiento.

4. INFLUENCIA SOBRE LAS PROPIEDADES DE LOS HORMIGONES

Para la determinación de la influencia de la sustitución del árido convencional por AMR en dosificaciones de hormigón no estructural, la campaña experimental empezó con ensayos de caracterización de las dosificaciones. En esta fase previa se desestimó utilizar la fracción fina, 0/8 mm, para la fabricación de hormigón. La Figura 2 muestra cómo las probetas realizadas con 100% de AMR, sustituyendo tanto la arena como el árido grueso, no se pudieron refrentar a 7 días puesto que no habían fraguado correctamente. De hecho, en la mayor parte de las experiencias realizadas internacionalmente no se ha considerado el empleo de árido fino reciclado por las defi-

Tabla 2. Resultados del ensayo de clasificación de los constituyentes de los áridos gruesos reciclados.

		03/08/2007	21/02/2008
Clase	**Tipo**	%	%
A	Asfalto	*1*	*1*
B	Materiales de construcción (cerámicos)	*32*	*25*
C	Cemento y productos fabricados con cemento	*39*	*47*
U	Áridos no ligados	*27*	*22*
L+X	Partículas ligeras (<1.0 mg/m^3) + Otros	*0.9*	*4.8*
$X_{2\ VIDRIO}$	Otros: vidrio	*0.4*	*0.1*
X_3	Otros peligrosos: yeso, escayola, etc.	*0.3*	*0.9*

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Figura 2. Probeta con 100% de AMR en dosificación, no fue posible el refrentado a 7 días.

cientes prestaciones que suele proporcionar, debido a sus características, que difieren en gran medida de las que posee el correspondiente árido natural: elevada presencia de contaminantes, dificultad en el control del agua libre, acusadas pérdidas de resistencia y elevada absorción de agua con consecuencias negativas para las características del nuevo hormigón [8]. No obstante, no se descarta la utilización de la fracción 4/8 mm en futuros ensayos.

4.1. Variables analizadas y dosificaciones resultantes

Para el diseño de las dosificaciones se ha seguido la curva granulométrica que determina la parábola de Bolomey [5], válida para áridos de machaqueo con tamaño máximo de 40 mm y para diversas consistencias. La parábola se representa por la Ecuación 1:

$$p = a + (100 - a)\sqrt{\frac{d}{D}} \qquad (1)$$

El valor adoptado de la constante a es igual a 13, válido para hormigones de consistencia blanda y áridos machacados [5]; p representa el porcentaje en peso que pasa por el tamiz; d y D son, respectivamente, la abertura del tamiz y el tamaño máximo de árido.

La Figura 3 muestra el ajuste de las diferentes dosificaciones realizadas respecto a la parábola de Bolomey.

Las variables estudiadas en el proceso de elaboración de las dosificaciones son las siguientes:

- Dos tipos de cemento:
  - CEM II / B-M (V-LL) 32.5N UNE-EN 197-1:2000; cemento elegido por ser fabricado en la isla de Mallorca y por su bajo coste, dado que se pretendía, en esta primera etapa, conseguir un hormigón económico.
  - Cemento V/A (S-V) 32.5N SR UNE-EN 197-1:2000; cemento utilizado por ser de igual resistencia que el anterior y resistente a sulfatos, puesto que los áridos contienen un alto porcentaje de sulfatos.
- Relación a/c eficaz fija, de valor a/c = 0,65.
- La cantidad de agua se calcula en función del tipo de árido y de su tamaño [5]; ésta equivale a 205 l/m^3. Se trata de una cantidad de agua elevada debido a la utilización de un tamaño máximo de árido de 40 mm.
- La cantidad de cemento resultante, según la proporción a/c fijada, es de 315 kg/m^3.
- Tres sustituciones de la grava gruesa (25%, 50%, 75%), realizando una dosificación sin sustitución (0%) como hormigón de referencia.

Tras un proceso de iteración se consiguió que las diferentes dosificaciones se asemejasen al máximo a la gra-

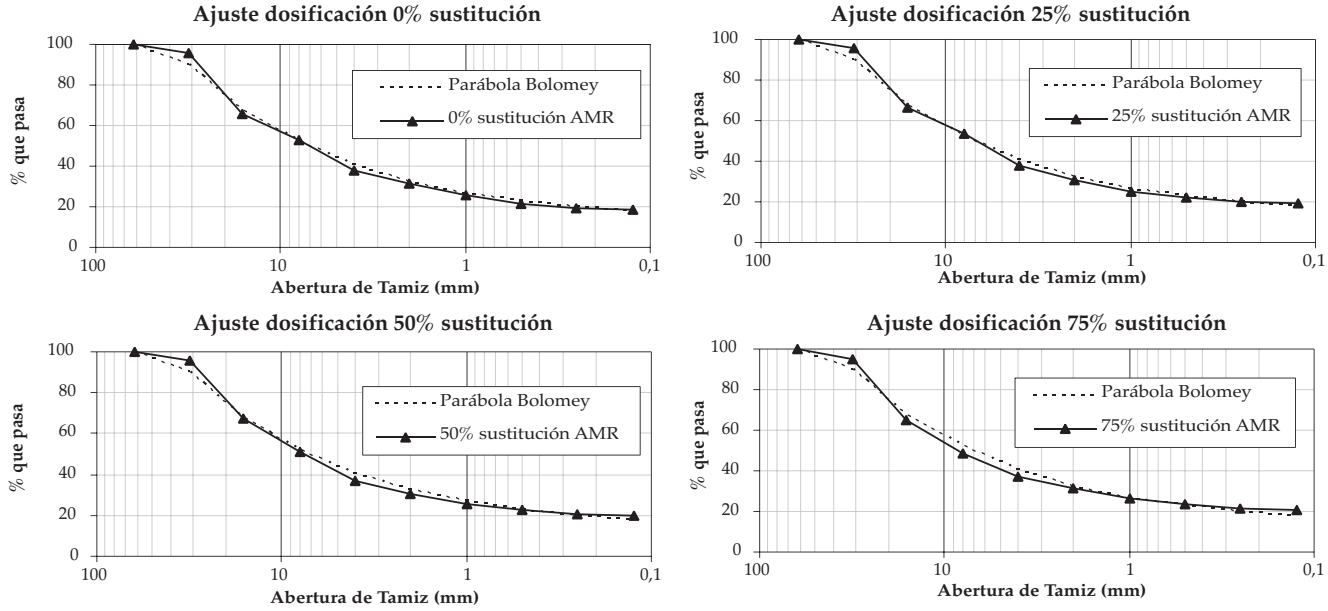


Figura 3. Curvas granulométricas de las diferentes dosificaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Tabla 3. Dosificaciones estudiadas.

	HN	HR25	HR50	HR75
Porcentaje de sustitución [%]	0	25	50	75
Cemento [kg]	315	315	315	315
Agua eficaz[l]	205	205	205	205
Agua total de amasado [l]	219	226	236	247
Relación a/c	0.65	0.65	0.65	0.65
Arena natural 0/4 [kg]	468	408	383	383
Grava natural 4/8 [kg]	215	329	258	228
Grava natural 8/16 [kg]	359	194	198	76
Grava natural 16/25 [kg]	144	150	152	76
Grava natural 20/40 [kg]	718	449	152	0
Grava reciclada mixta 8/40 [kg]	0	374	760	1140
Plastificante (ml)	0	0	0	179

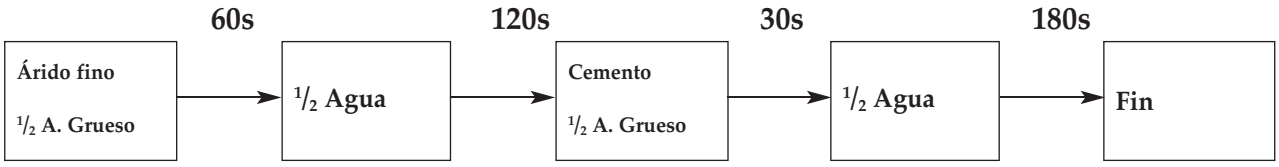


Figura 4. Secuencia de introducción y tiempos de amasado de los materiales en amasadora.

nulometría de referencia (Figura 3) y se consiguió que el módulo granulométrico igualase al de Bolomey. En la Tabla 3, se muestran las dosificaciones resultantes.

Las dosificaciones que se presentan en la Tabla 3 son válidas para los dos tipos de cemento utilizados. Se observa la diferencia entre agua eficaz (teórica para la fabricación del hormigón) y el agua total de amasado, esta última corregida según los contenidos de humedad y la capacidad de absorción de los distintos áridos. Se observa cómo a medida que se incorpora AMR es necesario incrementar el agua total de amasado para mantener una relación a/c en la pasta de cemento constante.

Un amplio número de estudios hechos sobre hormigones que contenían áridos reciclados, [8] [9] [10], han demostrado que los AR se caracterizan por presentar mayores absorciones de agua y mayores contenidos de humedad. Muchos de los estudios, en su fase experimental, han resuelto este problema presaturando los áridos antes de amasarlos.

En el presente estudio, sin embargo, la absorción del AMR se corrige añadiendo el agua en la misma amasadora, simplificando de esta manera el proceso de cara a una posible aplicación industrial. La secuencia de introducción de los diferentes componentes de la dosificación en la hormigonera, representada en la Figura 4, es similar a la propuesta en [11].

Para calcular el agua que había que añadir en los hormigones con áridos mixtos reciclados respecto al hormigón de referencia, y con el objetivo de mantener constante la relación a/c eficaz en la pasta de cemento, se realizaron ensayos de absorción a 10 min, 20 min y 30 min, resultando que los AMR absorbían una proporción importante del agua en los 10 primeros minutos. Se decidió finalmente considerar que los áridos reciclados serían capaces de absorber un 85% de su capacidad total de absorción durante el proceso de amasado.

No obstante, a pesar de la incorporación de una mayor cantidad de agua de amasado en las dosificaciones con mayor porcentaje de AMR, se obtuvo una pérdida de trabajabilidad importante en la dosificación HR50, que se corrigió en la amasada HR75 mediante la incorporación de un aditivo plastificante, POZZOLITH 651N®, en una cantidad de 0.5% en peso del cemento (Tabla 3).

4.2. Propiedades estudiadas

Como se ha expuesto en la introducción del artículo, el segundo objetivo de este estudio es determinar la influencia de sustituir el árido convencional por AMR en la dosificación de hormigón no estructural. A continuación se muestran los ensayos realizados:

– Consistencia: asiento del Cono de Abrams, según UNE-EN12350-2:2006 [12]

– Densidad aparente saturada: probetas cilíndricas según UNE-EN 83-309:1990 [13]

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

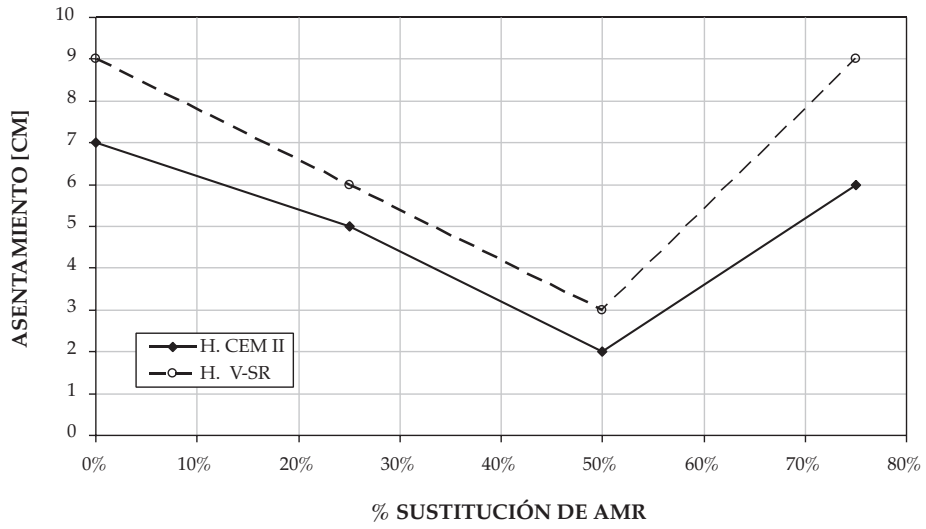


Figura 5. Representación de las consistencias de hormigones según el tipo de cemento y el % de sustitución de AMR.

– Resistencia a compresión: probetas cilíndricas según UNE-EN 12390-3:2003 [14]

– Resistencia a flexión: probetas prismáticas según UNE-EN 12390:5-2001 [15]

– Resistencia a tracción indirecta: probetas cilíndricas UNE-EN 12390:6-2001 [16]

– Profundidad de penetración de agua bajo presión: probetas cilíndricas según UNE-EN 12390:8-2001 [17]

4.3. Resultados obtenidos

Los resultados obtenidos se presentan resumidamente en forma de gráficas que permiten observar el comportamiento de los dos tipos de hormigón (fabricados con cemento tipo CEM II y tipo V-SR) en función del porcentaje de sustitución de AMR de la fracción gruesa.

4.3.1. Consistencia

En la Figura 5 se presentan los resultados obtenidos en la determinación de la consistencia de los hormigones. Se observa que a medida que se incorpora AMR a la mezcla, ésta se vuelve menos trabajable, a pesar de que se había corregido en función de la capacidad de absorción obtenida previamente. En la dosificación HR50 se obtienen valores por debajo de lo admitido para una consistencia blanda (6-9 cm). Como se ha comentado anteriormente, en la dosificación HR75 se consigue mejorar la consistencia gracias a la incorporación de plastificante, en un total del 0,5% del peso del cemento.

4.3.2. Densidad aparente saturada

La Figura 6 muestra cómo los hormigones disminuyen su densidad aparente saturada a medida que aumenta el porcentaje de sustitución de AMR. Esto se debe a que

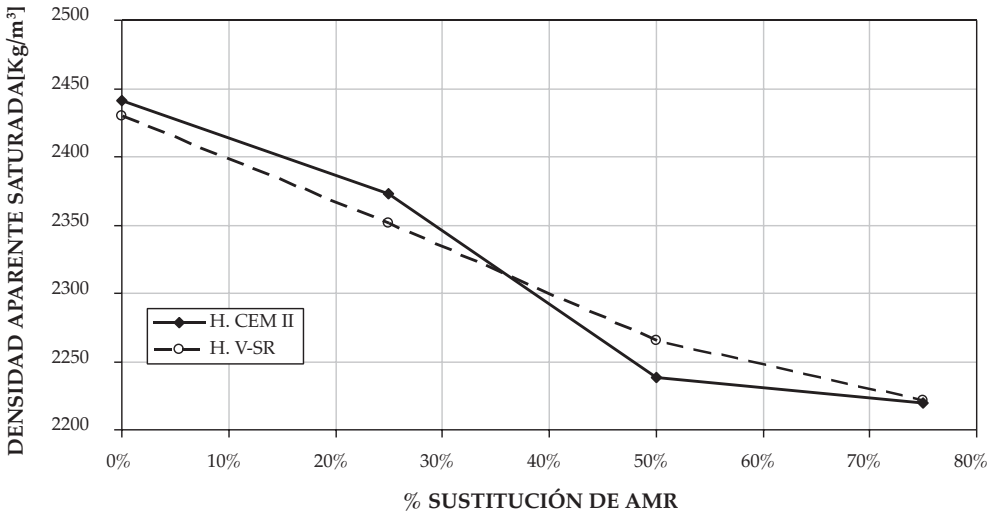


Figura 6. Representación de la densidad aparente saturada de los hormigones según el tipo de cemento y el % de sustitución de AMR.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

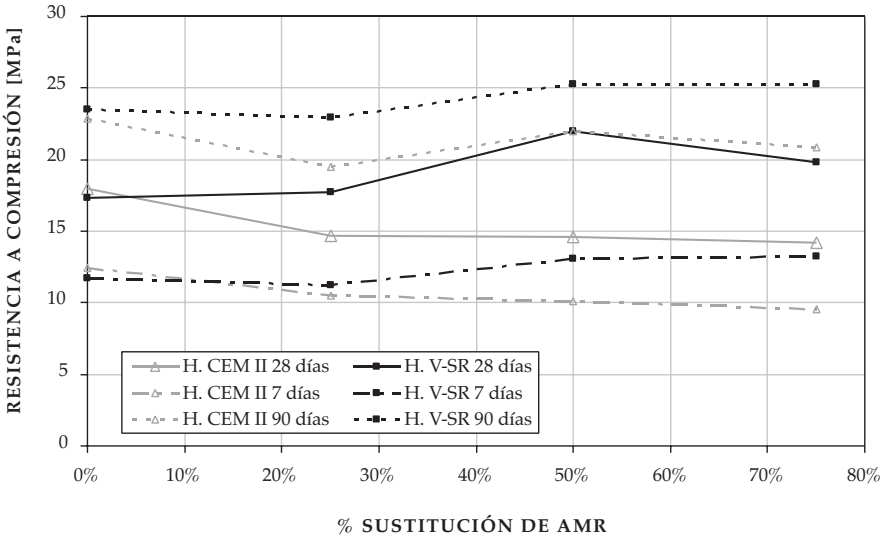


Figura 7. Resistencia a compresión a 7, 28 y 90 días en función del % de sustitución de AMR.

la densidad de los AMR (Tabla1) es menor que la de los áridos convencionales. La disminución es progresiva y no se ve influenciada por el tipo de cemento utilizado.

4.3.3. Resistencia a compresión

En la Figura 7 se presentan los resultados obtenidos en los ensayos a compresión. Se puede observar cómo evoluciona la resistencia a compresión en función del % de AMR sustituido. Se muestran los resultados según la edad del hormigón y diferenciando el tipo de cemento utilizado en la fabricación del hormigón. La Figura 7 muestra los resultados a 7 días con la línea raya-punto, a 28 días con la línea sólida y la resistencia a 90 días con la línea a trazos.

Para el hormigón de referencia (sustitución 0%), el comportamiento a las tres edades es prácticamente idéntico para ambos tipos de cementos. Sin embargo los hormigones fabricados con el cemento tipo CEM II, muestran un empobrecimiento de su resistencia a compresión a medida que se incorpora AMR en su dosificación. Este rasgo se mantiene con la edad. Los hormigones fabricados con el cemento resistente a sulfatos tipo V revelan que a medida que se incorpora árido reciclado en su dosificación éstos mejoran sus resistencias.

4.3.4. Resistencia a tracción

En la Figura 8 se presentan los resultados de resistencia a tracción de las diferentes dosificaciones. Estos valores de la resistencia a tracción se han obtenido a partir de los resultados del ensayo de resistencia a flexión (línea sólida), y los resultados del ensayo de resistencia a tracción indirecta (línea a trazos).

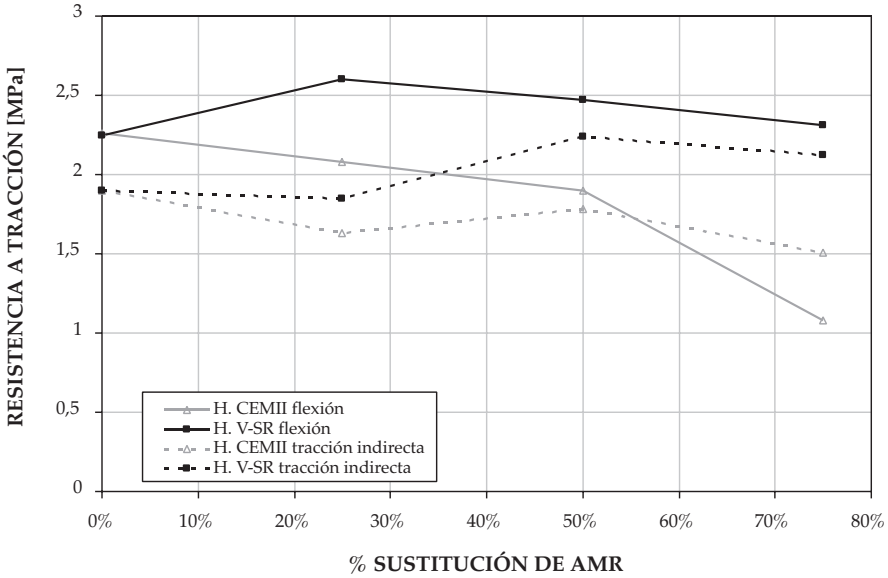


Figura 8. Resistencia a tracción en función del % de AMR.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

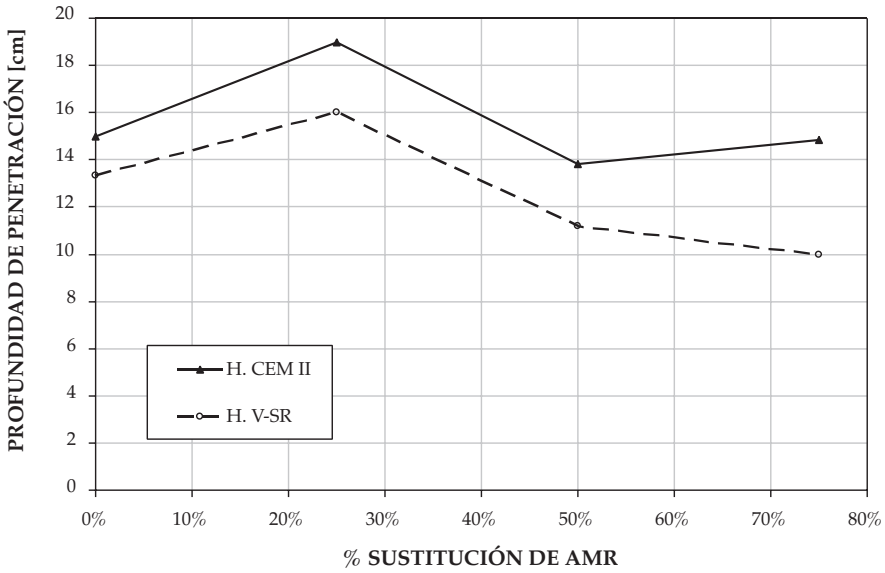


Figura 9. Penetración media de agua bajo presión.

Los resultados de resistencia a tracción ofrecen valores diferentes en función del ensayo, siendo los valores obtenidos mediante el ensayo de flexión superiores a los obtenidos mediante el ensayo de tracción indirecta.

Al igual que con la resistencia a compresión, los hormigones presentan un comportamiento diferenciado en función del cemento con el que se elaboraron. Los hormigones fabricados con el cemento tipo CEM II, muestran un empobrecimiento de su resistencia flexión a medida que se incorpora AMR en su dosificación. Sin embargo, los hormigones fabricados con el cemento tipo V revelan que a medida que se incorpora árido reciclado en su dosificación éstos mantienen e incluso mejoran su resistencia a tracción.

4.3.5. Penetración de agua bajo presión

Del ensayo de penetración de agua bajo presión se ha obtenido el valor de penetración media. La Figura 9 muestra la evolución de la penetración media según el tipo de cemento utilizado y el porcentaje de AMR.

La penetración de agua bajo presión ha presentado valores muy elevados, hecho que está relacionado con la elevada relación a/c utilizada y la clase resistente de cemento utilizado. De este ensayo se puede extraer que, en comparación, los hormigones fabricados con cemento resistente a sulfatos tipo V son, en todos los casos, menos permeables que los hormigones que incorporan cemento CEM II en su dosificación.

5. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

5.1. Resultados de los ensayos de caracterización de los áridos mixtos reciclados

Los AMR no cumplen la totalidad de las prescripciones normativas, tal y como se refleja en la Tabla 1. En resumen, y según las dos muestras analizadas, no se cumpliría el valor límite fijado del desgaste los Ángeles, del coeficiente de absorción, de los compuestos totales de azufre y de los sulfatos solubles en ácido.

Los resultados obtenidos al utilizar la fracción 0/8 mm para la fabricación del hormigón con 100% de sustitución de AMR, han supuesto la desestimación de su utilización. Esta conclusión concuerda con los resultados obtenidos en hormigones reciclados con sustituciones de árido reciclado procedente de hormigón [8]. No obstante, no se descarta la utilización de la fracción 4/8 mm si en un futuro pudiese ser obtenida de forma separada en la planta de tratamiento.

En cuanto al árido grueso, cabe recordar que la Instrucción EHE vigente [4] permite la utilización de áridos con coeficiente de desgaste los Ángeles de hasta 50% en el caso de existan experiencias previas. Por consiguiente, estos áridos podrían llegar a ser utilizados para diversas aplicaciones si prosigue la experimentación. Tampoco se cumple el valor límite del coeficiente de absorción, superándose el valor máximo del 7% para áridos reciclados procedentes de hormigón. Sin lugar a dudas se debe a la existencia de un porcentaje significativo de productos cerámicos en la composición de los AMR. Estos productos presentan una absorción muy elevada, lo que dificultaría el proceso de fabricación del hormigón. Sin embargo, si se tiene en cuenta correctamente esta mayor absorción, el incumplimiento de esta limitación no debería limitar el uso de los AMR, ya que la Instrucción vigente permite, por ejemplo, la utilización de áridos ligeros que presentan incluso mayores capacidades de absorción.

La limitación más restrictiva que se ha observado para la utilización de los AMR es la cantidad de sulfatos solubles en ácido y compuestos totales de azufre. Debido a la hetereogenidad intrínseca del material, estos valores presentan resultados variables en las dos muestras utilizadas, por lo que es necesario llevar a cabo una campaña a más largo plazo para acotar su

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

variabilidad. A falta de una solución tecnológica para reducir la presencia de sulfatos solubles, se propone limitar la sustitución de árido convencional por árido mixto reciclado de manera que el árido mezcla resultante verifique la limitación normativa. A falta de más datos, limitaciones del entorno del 20%-30% supondrían cumplir este requisito. En cuanto a posibles avances tecnológicos para la separación de los yesos, cabe destacar el proyecto "Desarrollo tecnología de separación de los RCDs en materiales primarios para las nuevas aplicaciones en la industria cementera y de la construcción" que se encuentra actualmente en periodo de ejecución por las empresas Lemona Industrial, BTB y la Asociación de empresas ACLIMA y los centros tecnológicos subcontratados LABEIN y GAIKER.

5.2. Resultados de los ensayos físico-mecánicos de los hormigones

El aspecto más destacable encontrado es el diferente comportamiento de los hormigones fabricados con cemento CEM II y los hormigones fabricados con un cemento resistente a sulfatos tipo V. Según un estudio [18], las escorias granuladas de alto horno pueden ser activadas en presencia de cemento portland, sulfato de calcio semihidratado ($CaSO_4$ á $^1/_2H_2O$) y anhidrita ($CaSO_4$). Como se puede ver en los análisis químico-físicos (Tabla 1), los AMR contienen un elevado % de yeso ($CaSO_4$ á$2H_2O$) y sulfatos, éstos pueden ser los causantes de los incrementos en la resistencia de los hormigones fabricados con cemento tipo V, que incluye en su composición escoria de alto horno y cenizas volantes. Además, otro estudio [19] señala la posible activación de las cenizas volantes mediante la adición de anhidrita. En cualquier caso, para poder confirmar esta hipótesis es necesaria la elaboración de un estudio detallado de los componentes formados en la hidratación del cemento.

En cuanto a la consistencia de los hormigones en estado fresco, la corrección llevada a cabo de la cantidad de agua en cada dosificación fue insuficiente. Los hormigones perdieron trabajabilidad al aumentar el porcentaje de AMR, por lo que se recomienda prestar especial atención en la determinación de la cantidad e agua que puede ser realmente absorbida durante la amasada.

También cabe destacar los elevados valores obtenidos en el ensayo de penetración de agua bajo presión. Se debe a la elevada relación a/c utilizada y al tipo de cemento, y se ha observado tanto para el hormigón de referencia (0% de sustitución) como para los hormigones fabricados con AMR. Esta elevada permeabilidad limitaría el uso de este hormigón a ambientes no agresivos.

6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

El presente estudio persigue determinar las propiedades de hormigones estructurales con diferentes sustituciones de AMR. La realización de esta primera campaña experimental ha permitido constatar la necesidad de profundizar el conocimiento en aspectos no cubiertos por este trabajo:

- Estudio de los productos de hidratación obtenidos en presencia de sulfatos con los dos cementos utilizados y de la durabilidad de los hormigones obtenidos. Para ello se han conservado probetas de los ocho hormigones producidos en esta campaña experimental y se han detenido las reacciones de hidratación en otras muestras.

- Desarrollo de dosificaciones específicas para diferentes usos, como por ejemplo para hormigones no estructurales según el Anejo 15 de la Instrucción EHE-08 [4] o para distintos elementos prefabricados no estructurales. La cantidad de cemento utilizada en esta campaña es demasiado elevada, por lo que se recomienda utilizar cementos de clase resistente más elevada (42,5 ó 52,5), utilizar aditivos plastificantes para poder bajar la cantidad total de agua y rebajar la relación a/c para mejorar el comportamiento de penetración de agua bajo presión. La existencia de productos cerámicos en estos áridos obliga a ser especialmente sensible en la determinación del agua que será absorbida por los AMR, con el fin de no perjudicar la trabajabilidad de los hormigones en estado fresco. Además, un aspecto importante que no se ha contemplado en esta primera investigación es la incidencia de los AMR en la retracción del hormigón, que podría ser elevada, y debería tenerse en cuenta en estudios posteriores para evitar la fisuración por retracción.

- Innovaciones tecnológicas que permitan la disminución del contenido de sulfatos en la producción de los áridos mixtos reciclados.

Referente a las características de los AMR, se comprueba que presentan porcentajes de absorción muy elevados, por lo que para la fabricación de hormigones con estos áridos será necesario regular la cantidad de agua total de amasado. Para solucionar este problema la utilización de plastificantes resulta una solución viable.

La fracción 0/8mm de AMR ha sido desestimada para la fabricación de hormigón reciclado en este estudio debido a los malos resultados obtenidos con ella, pero se plantea utilizar la parte 4/8 mm en trabajos posteriores.

A partir de los resultados actuales, se puede afirmar que los AMR podrían ser un recurso viable para la fabricación de hormigones no estructurales. La limitación más restrictiva que se ha observado es la cantidad de sulfatos solubles en ácido que limitaría el porcentaje máximo de los AMR que pueden introducirse en la dosificación. A falta de estudios a más largo plazo de la variabilidad de este parámetro, sustituciones de hasta un 20%-30% podrían suponer cumplir con todos los requisitos establecidos para los áridos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

El hormigón fabricado con cemento resistente a sulfatos tipo V, además de ser resistente a los sulfatos (presentes en los AMR), ha presentado incrementos de la resistencia y disminución de la permeabilidad a medida que crecía la cantidad de AMR, por lo que este tipo de cemento podría ser atractivo para la fabricación de hormigones reciclados con AMR. A falta de un estudio completo de los productos de hidratación del cemento, este comportamiento podría deberse a la activación de las escorias granuladas de alto horno, presentes en el cemento tipo V utilizado, por parte de los sulfatos presentes en los áridos mixtos reciclados.

Agradecimientos

El presente trabajo se ha llevado a cabo gracias a la ayuda económica de la Càtedra Fundació Miquel Llabrés Feliu para realizar el proyecto de final de carrera de arquitectura técnica. Los autores desean expresar su agradecimiento a Miren Etxeberría por sus múltiples comentarios y a CEMEX por atender diversas consultas durante el desarrollo del trabajo. Agradecer a FYM por suministrar gratuitamente el cemento tipo V. Agradecer al laboratorio LABARTEC S.L, en especial a Victoriano García, la atención y su asesoramiento. Algunos de los ensayos sobre los áridos mixtos fueron realizados en el laboratorio IGETEC en Mallorca. También agradecer al Consell de Mallorca y a MAC Insular la ayuda brindada.

BIBLIOGRAFIA

[1] Plan Director Sectorial para la Gestión de Residuos de Construcción y Demolición, Voluminosos y Neumáticos Fuera de Uso de la isla de Mallorca, aprobado el día 8 de abril de 2002, BOIB núm. 59, de día 16 de mayo de 2002.

[2] Sánchez de Sancha J.A., Urecelay Gordóbil C., Guede Vazquez, E., "Desarrollo de las estrategias de obtención de cemento a partir de residuos de construcción y demolición" *Hormigón y Acero*, nº234, 2004, p. 51-61.

[3] Comisión Permanente del Hormigón, *EHE-98 - Instrucción de Hormigón Estructural,* Ministerio de Fomento, Madrid, 1998.

[4] Comisión Permanente del Hormigón, *EHE-08 - Instrucción de Hormigón Estructural,* Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.

[5] Jiménez-Montoya P., García-Meseguer A., Morán-Cabré F., *Hormigón armado*, Editorial Gustavo Gili, SA, Barcelona, 2000.

[6] UNE-EN 933-2:1998, *Ensayo para determinar las propiedades granulométricas de los áridos. Parte 2: Determinación de la granulometría de las partículas. Tamices de ensayo, tamaño nominal de las aberturas.*

[7] PNE-prEN 933-11, *Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 11: Ensayo de clasificación de los constituyentes del árido reciclado grueso,* 2002.

[8] Grupo de Trabajo 2/5 ACHE, *Utilización del árido reciclado para la fabricación de hormigón estructural,* Monografía 11 de ACHE, Madrid, 2006.

[9] Martínez Lage M.I.; *Estudio sobre los residuos de construcción y demolición en Galicia: método de estimación de la producción anual y usos posibles para su reciclaje*, Tesis doctoral de la Universidad de la Coruña, 2006.

[10] Poon C.S., Kou, S.C., "Influence of recycled aggregate on slump and bleeding of fresh concrete" *Materials and Structures*, Vol. 40, 2007, p. 981-988.

[11] Ryu J.S., "Improvement on strength and impermeability of recycled concrete made from crushed concrete coarse aggregate" *Journal of Materials Science Letters*, Vol. 21, 2002, p.1565 – 1567.

[12] UNE-EN 12350-2:2006, *Ensayos de hormigón fresco. Parte 2: Ensayo de asentamiento.*

[13] UNE 83-309-90 EX, *Ensayo para la determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión.*

[14] UNE-EN 12390-3:2003, *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.*

[15] UNE-EN 12390-5:2001, *Ensayos de hormigón endurecido: Parte 5: Resistencia a flexión de probetas.*

[16] UNE-EN 12390-6:2001, *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 6: Resistencia a tracción indirecta de probetas*

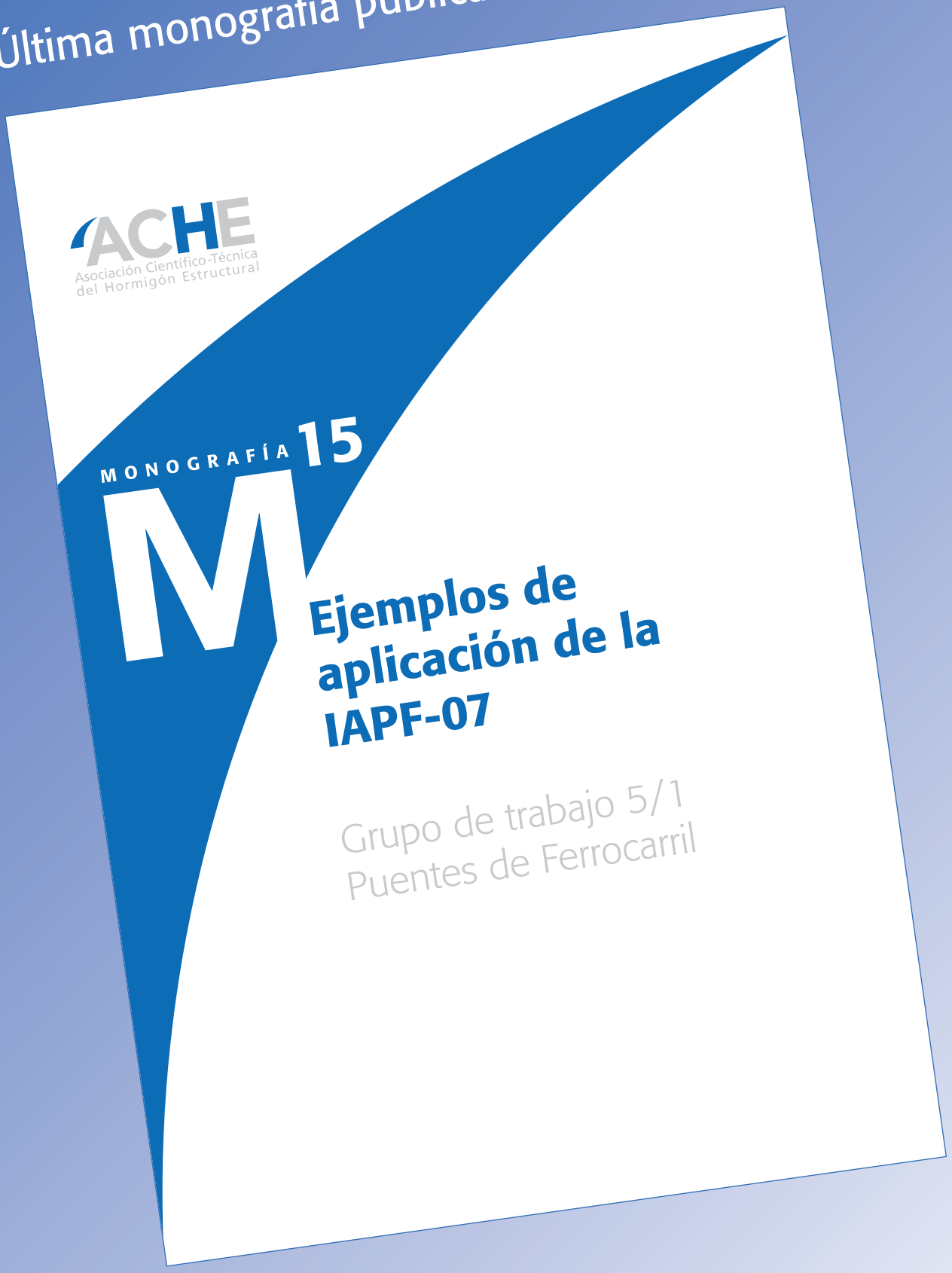
[17] UNE-EN 12390-8:2001, *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 8: Profundidad de penetración de agua bajo presión.*

[18] Singh. M., Garg. M., "Calcium sulfate hemyidrate activated low heat sulfate resistant cement" *Construction and Building Materials*, Vol. 16, 2002, p. 181-186.

[19] Poon. C.S., Kou. S.C., Lam. L., Lin. Z.S., "Activation of fly ash/cement systems using calcium sulphate anhydrite ($CaSO_4$)" *Cement and Concrete Research*, Vol. 31, 2001, p. 873-881.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Última monografía publicada



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

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Amposta bridge Rehabilitation works*

Florencio del Pozo Vindel[1], José M.ª Arrieta Torrealba[1], Alberto Cerezo Macías[1] y María Gómez Irigaray[1] Almudena Hue Ibargüen[2] and Antonio Vázquez Salgueiro[2]

Received: 09-06-2009
Accepted: 23-07-2009

Summary

This article describes the rehabilitation of Amposta Bridge, one of engineer José Eugenio Ribera's most prominent works. The project was informed by a criterion of respect for the original: the general overhaul of the bridge, including the replacement of the entire system of cables, involved no change in the structural design, which was, however, adapted to better meet current needs.

Rehabilitation began on 15 February 2007 and was completed on 2 April 2009. It was commissioned by the Ministry of Internal Development's Directorate General of Roads from the **AMPOSTA joint venture** (FPS-GEOCISA-ZUT), while the engineering support for site supervision was awarded to **PROES Consultores**, the engineering consultants who authored the rehabilitation design.

Schematically, the works performed were as follows:

- Deck rehabilitation
  - á Deck slab demolition
  - á Steel structure rehabilitation
  - á Steel structure reinforcement and replacement of wind braces
  - á New carriageway slab and kerb construction
  - á New walkway slab construction
- Cable system replacement
  - á Provisional system assembly: erection of the provisional blocking and support systems and positioning of monitoring instruments
  - á Load transfer to the provisional system: transfer to provisional system cables, partial removal of the existing cables and partial rehabilitation of the saddles and anchorage grids
  - á New cable system installation: partial erection of new cables, load transfer to the new system, final rehabilitation of saddles and anchorage grids and cable system adjustment
- Assembly of the new support system
  - á Construction of new chambers and installation of absorber-supports
  - á Erection of the new steel bearings
  - á Support system loading
  - á Access platform construction
- Anchorage chamber and pier rehabilitation
- Finishes
- Load testing

Present characteristics

The deck consists in the two original longitudinal lattice girders, to which steel reinforcement plates were welded. With the exception of the first and last two, which were replaced with new steel members, the transverse girders (105 of a total of 109) were conserved. The steel structure was supplemented on the underside with new wind braces, each consisting in two angle shapes crossed to form an "X".

The deck and walkway slabs were rebuilt with precast concrete plates and the walkways were widened.

The present main support system consists in a total of eight 240-m long main cables. These cables run along the entire structure, rising over the piers where they rest on saddles to the anchorage blocks, which were adapted to receive them. The new system of cables comprises 138 hangers that transfer the load of the suspended deck to the main cables.

The two secondary beams on each side of the deck are joined by a horizontal cable, while the areas of the deck closest to the piers are braced by a total of twenty stays that transfer the load to the piers across the saddles. The other eight cables, two per saddle, that complete the system are guylines that run from the pier to the anchorage block.

All these cables are made of steel with an ultimate strength of over 1 570 N/mm^2. In addition, all the cables are adjustable, permanently instrumented and monitored by means of specific computer software.

The new support system consists in four steel bearings positioned on the ends of the deck as an extension of the longitudinal girders. These bearings are housed in new chambers built partly in the lower part of the piers and partly under the carriageway. The anchorage chambers, in turn, were not built anew but rehabilitated, conserving the original design.

The piers were cleaned and rehabilitated and all their historic adornments were maintained. None of the works involved any change whatsoever in the original bridge foundations.

* The full Spanish and English language versions of this article are published in this issue at pages 7-42.

(1) PROES Consultores, S.A. (Madrid, Spain)
(2) FPS (Flota Proyectos Singulares) (Madrid, Spain)

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: jmarrieta@proes.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Paris and Madrid bridges over Andorra's Gran Valira River*

Leonardo Fernández Troyano[1] and Guillermo Ayuso Calle[1]

Received: 17-11-2008
Accepted: 14-04-2009

Summary

The Paris and Madrid Bridges both span the Gran Valira River in Andorra, the former in the centre of Andorra la Vella and the latter as part of the city's new access road from the south.

The two structures were designed with a number of features in common: both decks are irregular; the river's hydraulic shape called in both cases for an upper structure to be able to reduce the deck depth to a minimum, for the river crosses the city in a channel whose capacity could not be modified; both structures were bound by strict surface area guidelines laid down by the Ministeri d'Ordenament Territorial, Urbanismo i Medi Ambient (Ministry of Land Management, Town Planning and Environmental Affairs) to the effect that the area of river covered was to be no larger than necessary for the road decks themselves.

Paris Bridge, which connects Consell d'Europa and Dr. Mitjavila Streets, is a composite structure with two arms: one straight and oblique, and the other curved. In the area where the bridge is built, the width of the channel between the two walls is 22,6 m. This is the distance spanned by the semicircular branch, as well as by the oblique branch, whose total span is 44,3 metres. The deck is suspended from two steel spheres 2,2 m in diameter located at the vertices of a tetrahedron formed by 660-mm diameter tubes. Each arm is suspended from one of the spheres. The deck consists in 508-mm diameter longitudinal tubes transversally connected by I-shape ribs 0,40 m deep, whose two flanges are curved to embrace the tubes. These ribs were covered over with a cast-in-place a concrete slab that serves as the bridge platform, to form a composite steel deck.

Two of the four sides of Madrid Bridge, likewise composite, rest on abutments, while the other two are supported by stays bars. The river crossing is most irregular because it is both oblique and curved. Furthermore, the two lanes, while joined on the right bank, gradually separate to a distance on the left bank of 25 m. In addition, where crossed by the bridge, the river also curves. The result is an irregular curved deck over the river with sides 55 and 60 m long. Resting the bridge rested on all four edges yields a span equivalent to a line orthogonal to the riverbed, or 21 m, which translates into a distance between supports of 23 m. The depth adopted, 0,80 m (0,60 of which comprising the steel girders and 0,20 the concrete slab), computes to a slenderness ratio of 1/28,7, extraordinary for a structure of these characteristics.

The two stayed edges are curved and divergent. Given the resulting irregular geometry of the stays, they were anchored in a 4-m diameter sphere, an ideal shape in this case because it can accommodate anchors at whatever angle. Initially the sphere was to be supported by four legs, two on each shore, but this solution was not feasible because the supports could not be sited on the right bank for want of available land. As a result, the sphere rests on only two points on the left bank, giving rise to a bipod, stabilized by means of stays anchored to the rock on the adjacent embankment.

* 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 45-57.

(1) Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: gayuso@cfcsl.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Fire resistance in the tunnels on Madrid´s M-30 ring road*

José María Izquierdo y Bernaldo de Quirós[1]

Received: 10-01-2008
Accepted: 23-04-2009

Summary

The wide variety of structures in the "MADRID 30" ring road, together with the conditions prevailing in its various sections, called for an analysis of specific solutions to guarantee proper structural performance of each element in the event of fire inside any of the tunnels.

This article describes the design conditions established for fire intensity in the most significant underground structures, as well as the justification of the structural solutions adopted. The theoretical and laboratory test findings are also discussed.

Spanish regulations contain no specific guidelines on how designers should deal with the possibility of fire in tunnels. Since the south by-pass tunnels were designed prior to publication in 2004 of the ITA – PIARC guidelines for structural fire resistance for road tunnels, the criteria contained in French Interministerial Circular No. 2063 of August 2000 were followed. Since their construction was not affected by fire protection provisions, the remaining structures were analyzed individually in accordance with ITA - PIARC criteria.

Carriageways running between diaphragm walls, one with no overhead cover. Neither uncovered diaphragm walls nor the respective roadway slabs are subject to fire-resistance requirements. A 90-minute fire rating is required of both covered carriageways and overhead slabs. A wall between adjacent ramps is a distinctive element which must be REI 120 compliant.

O**ne-way carriageways running between walls underneath car parks.** The specifications applied for the top storey should comply with the Spanish Technical Building Code, which is stricter than the ITA - PIARC guidelines.

South by-pass tunnel. The structure is a 13.45-m diameter cylinder. The perimetric ring is made of a system of precast concrete segmental liners. Inside the tunnel, vehicles travel on prestressed, precast, lightweight cellular concrete slabs that rest on corbels attached to the ring intrados. The space below roofed by this platform has sufficient clearance for emergency and maintenance vehicles.

The preliminary engineering indicated that the reinforcement cover as designed would ensure structural safety if concrete spalling could be prevented. To this end, 2,0 kg/m3 of polypropylene microfibre were added to the concrete.

According to a theoretical study of heat transmission in the tunnel under the various fire conditions assumed (even under the worst case scenarios not required in the design), the structure would meet established performance requisites.

Fire exposure tests. Fire exposure tests were conducted on a representative specimen of the segmental liners and a precast cellular concrete slab identical to the ones used for the roadway to verify concurrence between actual performance and the theoretical findings.

The segmental liner tests were concluded after 360 minutes of exposure to standard fire conditions as described in ISO 834, during which no signs of fatigue were observed in any of the elements.

The slabs were heated in accordance with the Dutch RWS curve, which is analogous to the HCM temperature - time curve. Due to a failure in the support assembly on the load frame used to test the slab unrelated to its fire-induced loss of bearing capacity, the test had to be interrupted 60 minutes after it was begun. In any event, its behaviour until that time showed that no concrete spalling whatsoever had occurred and the temperature distribution inside the element was not only within the range forecast by the theoretical calculations, but had in fact begun to decline with respect to the figures envisaged.

The most relevant conclusions drawn are:

– All the underground structures analyzed are amply compliant with established performance requirements.

– In the south by-pass tunnels, the fire stability conditions are sufficient to allow heavy vehicle traffic.

– The test results fall within the range of the theoretical forecasts and can be said to endorse the verification and construction procedures used to validate the structural members in the traffic slab and perimetric ring.

– Polypropylene microfibres were found to effectively limit spalling, although most of the interstitial water remaining after concrete casting must have had time to evaporate to attain such effectiveness. For very thick elements (from 50 to 60 cm in this case), this may take no less than three months.

* 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 59-82.

(1) INTEMAC (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: jmizquierdo@intemac.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

Effect of mixed recycled aggregate on non-structural concrete properties*

Benito Mas Gracia[1] **and Antoni Cladera Bohigas**[1]

Received: 26-01-2009
Accepted: 10-05-2009

Summary

Construction, including certain related industries such as the manufacture of ceramics and other building materials, generates vast amounts of construction and demolition waste (CDW) every year. The environmental problem posed by this waste is not only due to its growing volume, but also to its treatment and storage or elimination.

The need to protect natural resources is particularly pressing on the island of Majorca, given its spatial limitations and the relevance of its tourist industry. This combination of factors led to the need for a comprehensive waste management system that has been in place since 2006. The ultimate objective is to recycle 100 % of the CDW generated in Majorca by transforming it into mixed recycled aggregate. This aggregate is defined to be treated construction and demolition waste whose main components are concrete waste, non-bonded aggregate and ceramic products.

This article discusses the results of an experimental campaign, designed as an initial approach to the properties of this new material, on the impact of replacing conventional with mixed recycled aggregate in non-structural concrete.

The first stage of the study consisted in characterizing the properties of the recycled aggregate and evaluating its conformity with existing standards. According to the results of these tests, the mixed recycled aggregate currently available in Majorca fails to meet all the requirements laid down in the respective codes. For this reason, several percentages of recycled aggregate were mixed with natural aggregate in pursuit of a conforming product. The study was restricted to coarse aggregate, for the possibility of using recycled sand was ruled out due to the poor results observed in the present campaign, thus confirming earlier findings.

Inasmuch as recycled aggregate has a high sulfate content, two types of cement were used to prepare the concrete, a Portland cement blend and a sulfate-resistant cement.

Since the mixed recycled aggregate also had high absorptivity, the total water needed to make the concrete also had to be regulated. Plasticizers were found to constitute an interesting solution to this problem.

The physical-mechanical properties of non-structural concrete made with mixed recycled aggregate, such as fresh mix consistency, saturated bulk density, compressive strength, tensile strength and penetration of water under pressure, varied with the replacement percentage and type of cement used.

Further to the results presented hereunder, recycled aggregate was found to be viable for manufacturing non-structural concrete. Given the intrinsic heterogeneity of the material, however, the values of the parameters differed in any two samples analyzed. A longer term campaign would therefore be needed to delimit this variability.

The most restrictive parameter observed was the acid-soluble sulfate content, which would limit the maximum allowable percentage of recycled aggregate.

Concrete made with sulfate-resistant cement showed higher strength and lower permeability with increasing amounts of recycled aggregate. This type of cement may consequently be well suited to the manufacture of concrete with such aggregate. In the absence of a thorough study of the cement hydration products, this behaviour may be initially attributed to the activation of the granulated blast furnace slag by the sulfates present in the aggregate.

In addition to the aforementioned future lines of research, a need is felt for studies focusing on dosages for specific uses, such as blinding or filler concrete, taking into account the existing Spanish structural concrete code. Another relevant area would be the development of technological innovations able to lower the sulfate content in recycled aggregate during treatment.

* 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 83-93.

(1) Universidad de las Islas Baleares. Departamento de Física (Palma de Mallorca, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: antoni.cladera@uib.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

In memoriam
Álvaro García Meseguer



Álvaro García Meseguer

Álvaro nació y pasó su infancia en Murcia, hijo de un modesto maestro de escuela. Durante la República los maestros obtuvieron un importante aumento de sueldo que a su padre le pareció inmerecido y excesivo. Quiso renunciar a él pero le dijeron que era imposible y decidió comprar todos los meses en el estanco Papel del Estado y quemarlo, para devolver el dinero.

Álvaro heredó esta modestia, aunque sin la exageración de su padre. Fue un investigador del CSIC con cinco hijos y, como a tantos, nunca le sobró el dinero.

Terminado el bachillerato en Murcia vino a Madrid a preparar Caminos por el plan de 1938. Ingresó en dos años, tiempo record, y terminó la carrera con brillantez. Eduardo Torroja lo fichó para su Instituto y lo convirtió de inmediato en uno de sus colaboradores más cercanos.

Lo conocí el primer día que me incorporé al Instituto, hace más de 45 años. Fue mi jefe directo en la Sección de Hormigón, en la que trabajaba también Rafael Piñeiro. La sección, creada por don Eduardo –muerto dos años antes–, y luego dirigida por Alfredo Páez –que ya había dejado no sólo el Instituto, sino también el país– fue, en vida de don Eduardo, la punta de lanza de la investigación del centro.

Álvaro fue mi maestro y de él aprendí no sólo mucho de lo que sé, sino un estilo como investigador y como persona.

Don Eduardo lo llevó pronto a las reuniones de las Comisiones del Comité Europeo del Hormigón y él hizo lo mismo conmigo. Desde la primera reunión a la que asistí comprobé su papel relevante en varias de estas Comisiones, facilitado tanto por su talento para las relaciones personales –que hacía que trabara una verdadera amistad con las grandes figuras de la ingeniería europea– como por su especial habilidad para los idiomas –que creo que aprendió y dominó sin ayuda–. Estos dos talentos, junto con el organizativo, fueron los que más envidié en él y nunca pude lograr, pues eran aptitudes innatas.

También desde el principio admiré en él su cultura, su afición por la literatura y su vocación periodística. Enviaba artículos a la prensa sobre temas diversos, que casi siempre le publicaban (recuerdo uno titulado *La generación puente*) y guardaba en un cajón varios cuentos y guiones para TV (*El espejo, Cuento de Navidad, el Dogal*), que consiguió ver en la pequeña pantalla de la mano de realizadores como Narciso Ibáñez Serrador o Gustavo Pérez Puig.

De la mano de su mujer, Pilar de Yzaguirre, tuvo una destacada actividad en el ámbito feminista, que se centró primero en el estudio de la discriminación sexual en el lenguaje y derivó más tarde hacia investigaciones gramaticales, actividad que ha continuado hasta el último momento.

Otra de las actividades en las que siempre destacó fue la de profesor y conferenciante. Dotado de una enorme claridad y amenidad expositivas, era capaz de dar una charla sobre cualquier tema y hacer que todo el mundo le entendiera y se divirtiera, aunque se tratase de un tema árido. En todos los cursos en los que participé con él,

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

a lo largo de tantos años, comprobé con envidia que resultaba el mejor valorado de todos los profesores. Una de sus frases era: *"El día que pierda mi capacidad para compartir y enseñar, será porque habré perdido mi capacidad de aprender".*

En el Instituto fue importante su dedicación a los cursos semestrales CEMCO para arquitectos e ingenieros latinoamericanos. Fue su primer organizador y director durante muchos años: 1963, 66, 68, 76 y 79.

Era la persona menos dogmática y más conciliadora que he conocido. Renunciaba a cualquier creencia u opinión suya para aceptar las ajenas hasta extremos que a veces me resultaban irritantes. Sabía que la verdad no existe y hacía suya la frase *"Un científico debe destruir cada día lo que construyó el anterior".*

Javier López Facal, en una breve necrológica titulada "*Alvaro García Meseguer, un ingeniero humanista"* que publicó *El País* el 30 de junio, dijo que era tolerante, ecuánime, generoso y sabio. Le conocía bien. Yo añadiría dos adjetivos más: era auténtico e infatigable. Ya tocado por la muerte —su cáncer de pulmón casi le impedía respirar, estaba sin voz y andaba en silla de ruedas—, viajó a Sevilla para presentar una ponencia sobre los géneros gramaticales en un congreso de lingüística y a Ginebra para presentar otra. Murió dos semanas después.

Durante casi cuarenta años tuve el privilegio de colaborar con él en la redacción de las sucesivas ediciones (de la 7 a la 15 inclusive) del libro *Hormigón Armado,* conocido como "*el Jiménez Montoya"* por su primer autor. Fue una ocupación intensa y continuada, en la que fui testigo de su inmensa capacidad de trabajo y de la rigurosa exigencia con la que siempre lo llevó a cabo, en jornadas de diez horas durante meses y meses, cuando luchaba ya con su cáncer terminal.

Tanto yo como muchos compañeros le creímos destinado a ser director del Instituto. Su valía como investigador y sus dotes como persona estaban al nivel de un puesto colocado muy alto por la figura irrepetible de su fundador. Pero el destino quiso que el perfil ideal de los investigadores del CSIC derivase hacia vertientes más teóricas, básicas y científicas, hacia las que tanto a él como a mí nos resultó difícil reciclarnos, y que Álvaro se enredara en problemas de índole personal que le cerraron el paso hacia ese cargo, por lo que siempre pensaré que todos salimos perdiendo.

Su puesto en el Instituto se le quedó corto y pasó al CSIC, donde coordinó durante años los proyectos subvencionados por la Unión Europea, y luego a la Comisión Asesora de Investigación Científica y Técnica y a la Dirección General de Política Científica, donde permaneció hasta su jubilación forzosa e incluso un par de años más. Nunca volvió al Instituto.

A lo largo de todos estos años me he formado siguiendo su ejemplo y sus enseñanzas y he gozado de su amistad. Este ejemplo y esta amistad han sido grandes activos de mi vida profesional y personal. Siempre vivirá en mi recuerdo.

Francisco Morán

"Pasó por el mundo al paso
De una espera de sosiego,
Y fue a acostarse-sin fuego-
En dulce luz del ocaso.[1]

Fue en Octubre de 2002 cuando conocí, al pié de un autobús que nos conducía a la ciudad japonesa de Nara, a Álvaro García Meseguer. La presentación fue rápida y se limitó a dos notas accidentales de su persona: Vicepresidente de ACHE –luego Ingeniero, pensé– y, cuando ya estábamos con el pié en el escalón del autobús oí de quien se quedaba en Osaka, "Sabe un montón de lingüística y sobre todo del sustantivo". Entonces miré con simpatía a aquel rostro bondadoso que, desde el comienzo de la excursión, fue enseñando su verdadera esencia. Álvaro, pendiente de todos los que viajábamos solos por distintas causas, mostraba, sin pretenderlo, un rostro humano que se fue perfilando cada vez mejor a lo largo de aquella jornada.

[1] Unamuno M. Antología poética.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Comimos juntos en una mesa en la que él - ¡solo!- intentaba escuchar a todas las mujeres que le hacíamos obligada compañía y que habíamos constituido, desde el principio, una bulliciosa Babel mezclando nuestras lenguas con el particular inglés de cada una, para que Álvaro nos auxiliara con su sosiego, pidiendo, para rusas y españolas, muy poco sushi, para hindúes, comida vegetariana y para italianas, pasta, a unos camareros hieráticos y atónitos ante aquellas señoras cuyo desparpajo chocaba tan frontalmente con la conducta de las mujeres niponas. Álvaro, al mismo tiempo, atendía, solícito y amorosamente tierno los requerimientos que le hacía Pilar, su mujer, para que hablara con alguien de Tokio a quien ella deseaba ver. Aquella figura iba creciendo ante mí a medida que pasaba el día y su dulce calma, signo de su fortaleza interior, no sólo apagó el incendio lingüístico-gastronómico del Hotel Imperial sino que despertó la sincera y cariñosísima admiración de casi todas las comensales.

Volvimos al autobús cansados –él más que nadie tras su esfuerzo, coronado con éxito, de que en Babel hubiera entendimiento– y nos sentamos juntos a hablar –para nuestro descanso–, del nombre común. En ningún momento hizo alarde de sus conocimientos. Me explicaba y consultaba como sólo lo hace un maestro, y yo escuché sus aportaciones, llena de admiración y entusiasmo, porque lo que decía era nuevo para mí y porque comprendí, entonces ya definitivamente, que Álvaro era un humanista.

Nos encontramos unas cuantas veces más a lo largo de aquella estancia en Japón. La observación de sus gestos, tan coherentes con sus palabras, me iba proporcionando, cada vez más nítido, el retrato del hombre: Un ser humano excepcional.

Poco después, en noviembre, volvimos a coincidir en un acto de ACHE que tuvo lugar en el Palacio de Congresos de Madrid. En él se rendía homenaje a tres miembros de la Asociación y a Juanita Sánchez Urdazpal que había desempeñado su actividad profesional en ACHE y, anteriormente, en ATEP, su antecesora. Fue Álvaro el encargado de acompañarla hasta la mesa en la que recogía su premio. Aquel hombre, que me había permitido hacer un retrato bastante certero de su persona por la facilidad con que su mundo interior se expresaba a través de sus sencillos gestos y palabras, se quería diluir, desaparecer mientras ofrecía su brazo a Juanita. Álvaro en aquel momento sólo quería ser el apoyo físico que necesitaba la protagonista del acto. Al salir nos encontramos por casualidad y le di mi enhorabuena por su elegante actitud. El enrojeció y sonrió. Con ese gesto me ofrecía otra señal de su carácter con un alto contenido significativo: su sincera humildad; la que le hacía sonrojarse ante el descubrimiento de que lo más íntimo de sí mismo había sido certeramente decodificado y desvelaba su gran humanidad.

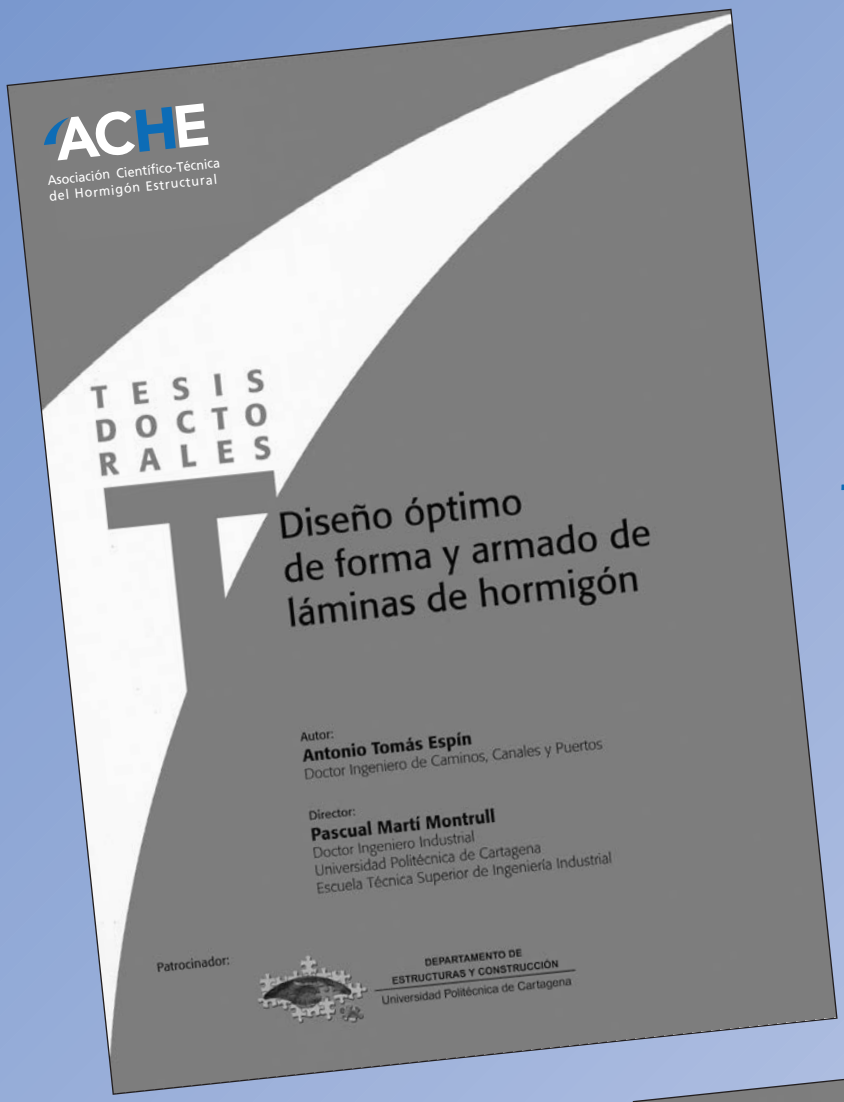
Estoy segura de que muchos de los que han sido sus discípulos, y sus amigos y parientes podrán decir, orgullosos de haber formado parte de su vida, las palabras que Rafael Alberti dedicó a Garcilaso:

"Si [don Álvaro] volviera,
Yo sería su escudero;
que buen caballero era.[2]

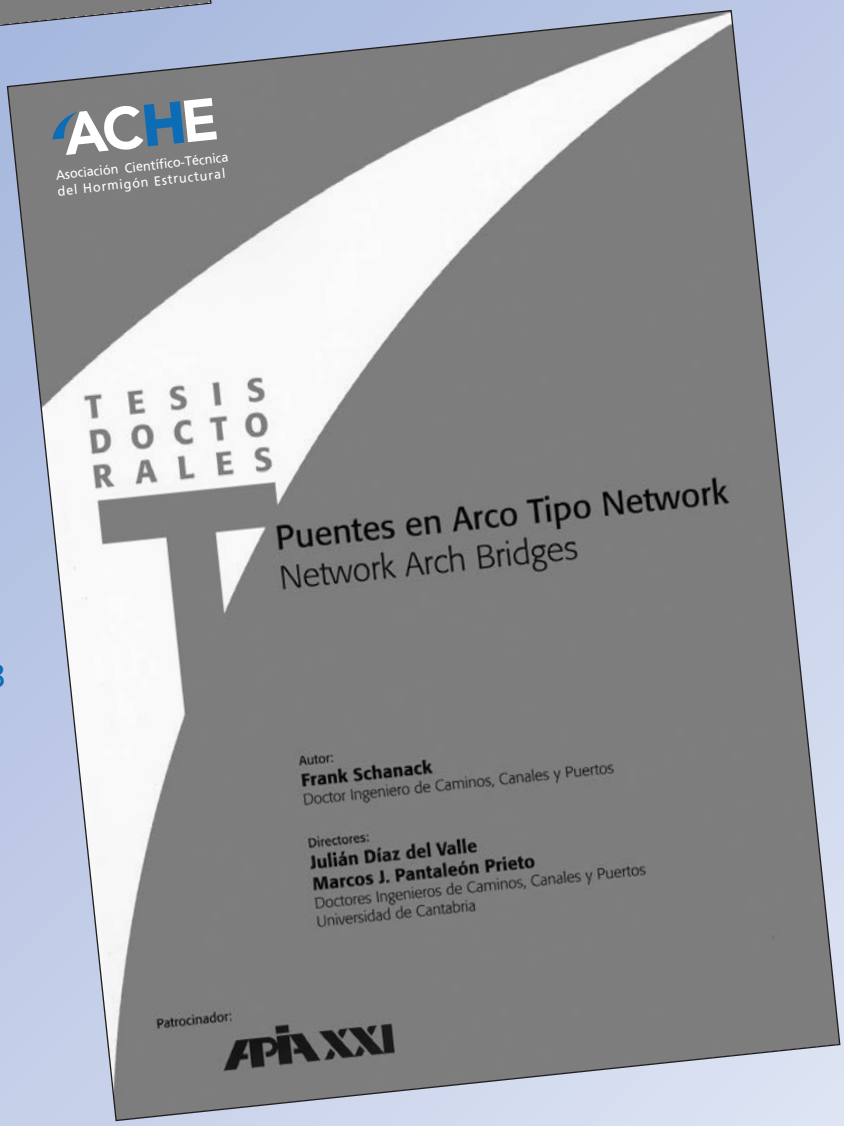
Inmaculada García Barrientos
Filóloga

[2] Alberti, Rafael. Marinero en tierra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026



Últimas tesis publicadas



ACHE

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

- Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..

3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4 Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr*. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Frehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución, es la siguiente:

Para envíos postales:
Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

Para envíos por correo electrónico:
secretaria_revista@e-ache.com

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.
Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. Formato del texto

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

Las tablas no deben duplicar información o resultados incluidos en el texto de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. Gráficos, figuras y fotos

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deben tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.

- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al 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

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

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.

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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

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 05/11/2026

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 05/11/2026

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 (4 números): ..... 73 € + IVA

Números sueltos:..... 21 € + IVA

Domiciliación bancaria:

Titular de la cuenta:.....

Entidad: | | | | | **Oficina** | | | | | **DC** | | | **Núm.** | | | | | | | | | |

PEDIDOS: Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras.
Avda. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel. 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

* La figura del suscriptor está principalmente dirigida a Bibliotecas, Universidades y otras Instituciones que, deseando recibir la revista *Hormigón y Acero*, sin embargo no se ajustan a las distintas categorías de miembros de ACHE.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026

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 05/11/2026

HA SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

7 | Obras de rehabilitación del puente colgante de Amposta
Amposta bridge - Rehabilitation works
F. del Pozo Vindel, J. M.ª Arrieta Torrealba, A. Cerezo Macías, M. Gómez Irigaray, A. Hue Ibargüen y A. Vázquez Salgueiro

45 | Puentes de París y Madrid sobre el río Gran Valira, en Andorra
Paris and Madrid bridges over Andorra´s Gran Valira River
L. Fernández Troyano y G. Ayuso Calle

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

59 | Estudio de las condiciones de resistencia al fuego de los túneles de la autovía Madrid calle 30
Fire resistance in the tunnels on Madrid´s M-30 ring road
J.M. Izquierdo y Bernaldo de Quirós

83 | Efecto de la incorporación de árido mixto reciclado en las propiedades de hormigones no estructurales
Effect of mixed recycled aggregate on non-structural concrete properties
B. Mas Gracia y A. Cladera Bohigas

SUMMARIES

95 | *Amposta bridge Rehabilitation works*
F. del Pozo Vindel, J. M.ª Arrieta Torrealba, A. Cerezo Macías, M. Gómez Irigaray, A. Hue Ibargüen y A. Vázquez Salgueiro

96 | *Paris and Madrid bridges over Andorra´s Gran Valira River*
L. Fernández Troyano y G. Ayuso Calle

97 | *Fire resistance in the tunnels on Madrid´s M-30 ring road*
J.M. Izquierdo y Bernaldo de Quirós

98 | *Effect of mixed recycled aggregate on non-structural concrete properties*
B. Mas Gracia y A. Cladera Bohigas

RINCÓN DE ACHE

99 | *In memoriam*
Álvaro García Meseguer

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

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 | www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/11/2026