HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | octubre-diciembre 2013 | Volumen 64 - nº 270

Viaducto de Archidona | Málaga

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

HORTA COSLADA

Construcciones Metálicas

Oficinas Centrales y Talleres Madrid:
Camino del Corral, s/n – Polígono Industrial de Alcamar
28816 Camarma de Esteruelas (Madrid)

Oficinas y Talleres A Coruña:
Avenida del Embalse, Parcelas 92-94
Polígono Industrial de Sabón
15142 Arteixo (A Coruña)

Web: www.hortacoslada.com / E-Mail: hc@hortacoslada.com
Teléfono : (34) 91 886 59 70, Fax : (34) 91 886 59 75

VIADUCTO DE ARCHIDONA
(10.000 Toneladas)

- Fabricación en taller y transporte a obra en vanos terminados de:

  50 m (Largo) x 6,7 m (Ancho) x 3,5 m (Alto) x 200 Toneladas

- Ritmo de producción: hasta 600 Toneladas / Semana = 150 m / Semana

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Foto de portada: Viaducto de Archidona, Málaga

HORMIGÓN y ACERO

octubre - diciembre 2013 | Volumen 64 - nº 270

REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

HORMIGÓN Y ACERO

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

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

EDITAN:

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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)*
Ángel Arteaga Iriarte (Instituto E. Torroja - CSIC, Madrid)
Antonio Carnerero Ruiz (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Jaime Fernández Gómez (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (Fcc Construcción, Madrid)
David Izquierdo López (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Antonio José Madrid Ramos (Proes, Madrid)
Patricia Olazábal Herrero (Inecosa, Bilbao)
Antonia Pacios Álvarez (Etsi Industriales - UPM, Madrid)*
Bernardo Perepérez Ventura (Ets de Arquitectura - UPV, Valencia)
Alejandro Pérez Caldentey (Fhecor, Madrid)
Álvaro Serrano Corral (MC2 Estudio de Ingeniería, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO:**

António Adão da Fonseca (Universidade do Porto, Portugal)
Antonio Aguado de Cea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Alaejos Gutiérrez (Cedex, Madrid)
Mª Carmen Andrade Perdrix (Instituto E. Torroja - CSIC, Madrid)
Ángel Aparicio Bengoechea (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
José Mª Arrieta Torrealba (Proes, Madrid)
Miguel Ángel Astiz Suárez (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Gustavo Ayala Milián (Instituto de Ingeniería - UNAM, México)
Alex Barbat Barbat (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Fomento, Madrid)
Paulo J. S. Cruz (Universidade do Minho, Guimarães, Portugal)
Luis Fernández Luco (Universidad de Buenos Aires, Argentina)
Miguel Fernández Ruiz (École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suiza)
Jaime Carlos Gálvez Ruiz (Etsi Caminos - UPM, Madrid)
Ravindra Gettu (Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)
Gian Carlo Giuliani (Redesco Progetti SRL, Milán, Italia)
Enrique González Valle (Intemac, Madrid)
Paulo R. L. Helene (Universidade de São Paulo, Brasil)
José Antonio Llombart Jaques (Eipsa, Madrid)
Antonio Marí Bernat (Etsi Caminos - UPC, Barcelona)
Francisco Millanes Mato (Ideam, Madrid)
Santiago Pérez-Fadón Martínez (Ferrovial Agromán, Madrid)
Carlos A. Prato (Universidad Nacional de Córdoba, Argentina)
António Reis (IST - Universidade Técnica de Lisboa, Portugal)
Jesús Rodríguez Santiago (Ets de arquitectura, UPM, Madrid)
José Manuel Roesset (Texas A&M University, EE.UU.)
Ana M. Ruiz-Terán (Imperial College London, Reino Unido)
Juan Sagaseta Albajar (University of Surrey, Reino Unido)
Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)
Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno, Madrid)
Peter J. Stafford (Imperial College London, Reino Unido)
José Mª de Villar Luengo (Torroja Ingeniería, Madrid)

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

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

REDACCIÓN / CONTACTO:

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

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

7 | **Viaducto de Archidona (L.A.V. Antequera-Granada), 3.150 m de dintel mixto sin juntas de dilatación**
Archidona Viaduct (High Speed Railway Lines between Antequera and Granada), 3 150 m composite deck without expansion joints
Francisco Millanes Mato, Enrique Bordó Bujalance, Jesús Martín Suárez y Juan Luis Mansilla Domínguez

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

35 | **Variación uniforme de la temperatura en puentes. Comparación de los resultados de la instrumentación de tableros con la normativa española y el Eurocódigo de acciones térmicas**
Uniform temperature component in bridges. Comparison of the results of monitored decks with the Spanish codes and the Eurocode of thermal actions
Miguel Ortega Cornejo, Francisco Millanes Mato y Juan Luis Mansilla Domínguez

55 | **Estudio sobre las juntas de dilatación y la fisuración en los forjados de hormigón armado**
A study on expansion joints and cracking in reinforced concrete building floors
Enrique Gutiérrez de Tejada Espuelas y Florentino Regalado Tesoro

CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

75 | **Proyecto de rehabilitación del puente de la isla de Arosa**
Refurbishment of the Arosa Island Bridge
Javier León González, Francisco Prieto Aguilera y Fernando Rodríguez García

OTRAS INFORMACIONES

90 | **Congreso Latinoamericano REHABEND 2014 sobre "Patología de la construcción, tecnología de la rehabilitación y gestión del patrimonio"**

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | octubre - diciembre 2013 | Volumen 64 - nº 270
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 04/12/2025

METALÚRGICA DEL GUADALQUIVIR, S.L.

MEGUSA

Avda. de la Esclusa, s/n. 41011 Sevilla
Telf: +34 954 45 28 00. Fax: +34 954 45 22 47
Email: tecnica@megusa.com www.megusa.com

A MEGUSA SE LE CONFIÓ LA CONSTRUCCIÓN METÁLICA DEL VIADUCTO DE ARCHIDONA

MÁS DE 100 PUENTES Y PASARELAS CONSTRUIDAS

OTRAS CONSTRUCCIONES REALIZADAS:

PUENTE DE LA BARQUETA (SE 90) AUXIDESA

PUENTE DEL ALAMILLO (SE 91) DRAGADOS-FCC

PUENTE DE VENTAS (M 98) DRAGADOS

AUDITORIO DE TENERIFE (TF 02) NECSO

PABELLÓN FERIAL TENERIFE (TF 95) CUBIERTAS Y MZOV

VIADUCTO DE LAS PIEDRAS (AVE- MA 05) ALTEC

MUSEO DE LAS CIENCIAS (V 98) FCC-NECSO

PALACIO DE LAS ARTES (V 03) NECSO-DRAGADOS

PARASOLES DE LA ENCARNACIÓN (SE 10) SACYR

VIADUCTO DE LALÍN (AVE- C 09) FERROVIAL

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Viaducto de Archidona (L.A.V. Antequera-Granada), 3.150 m de dintel mixto sin juntas de dilatación

Archidona Viaduct (High Speed Railway Lines between Antequera and Granada), 3 150 m composite deck without expansion joints

Francisco Millanes Mato[(1)], **Enrique Bordó Bujalance**[(2)], **Jesús Martín Suárez**[(2)] **y Juan Luis Mansilla Domínguez**[(2)]

Recibido | *Received:* 27-05-2013
Aceptado | *Accepted:* 28-06-2013

Resumen

El Viaducto de Archidona se incluye dentro de las obras de la L.A.V. entre Antequera y Granada, en la provincia de Málaga. Se trata de un viaducto de longitud total 3.150 m, con juntas únicamente en estribos, dando lugar a la estructura con mayor longitud libre entre aparatos de dilatación de vía construida hasta el momento. El tablero se ha resuelto con un dintel mixto (solución bijácena) de canto constante, con vanos tipo de 50 m de longitud. El diseño de la subestructura ha venido condicionado por la estrategia antisísmica y las necesidades de tolerar las importantes deformaciones térmico-reológicas del puente. Se ha prestado especial atención, dada la magnitud de la obra, a los aspectos constructivos, de sistematización y prefabricación, y de control de ejecución de la estructura metálica.

Palabras Clave: puentes mixtos, Línea de Alta Velocidad, sismo, junta de dilatación, control ejecución estructura metálica.

Abstract

Archidona Viaduct is included in the High Speed Railway Line between Antequera and Granada, in the province of Málaga (Spain). This structure has a total length of 3 150 m, having expansion joints just in the abutments, and becoming for the moment the continuous deck with higher distance between joints in the world. The deck has been solved with a composite cross section (double-beam solution), with constant depth and typical span length of 50 m. The design of substructure has been conditioned by the seismic resistant strategy and the need of allowing the important displacements of the deck due to thermal and reological actions. Special attention has been paid, as a result of the size of the works, to ease constructive solutions, to systematization and the use of precast elements, and to quality control of steel construction.

Keywords: *Composite bridges, High Speed Railway, seismic action, expansion joint, quality control for structural steel.*

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1. INTRODUCCIÓN

El Viaducto de Archidona (Figura 1) se ubica en el tramo Archidona-Peña de los Enamorados, dentro de la L.A.V. Antequera-Granada. La estructura se concibe para dar solución a la necesidad de salvar una longitud total de valle de más de tres kilómetros, con unos condicionantes ciertamente restrictivos:

- situación en una zona de acciones sísmicas importantes (aceleración sísmica básica: 0,11 g; aceleración sísmica de cálculo: 0,18 g);
- altura media de pilas en el entorno de los 25 m;
- intención de evitar en lo posible la ubicación de aparatos de dilatación de vía en la estructura, respetando unos movimientos totales máximos en las juntas de vía de 1.200 mm, de acuerdo con los criterios establecidos por el ADIF.

La posible solución de múltiples vanos isostáticos, que resulta en general adecuada para viaductos de gran longitud y baja cota de rasante, se descartó por la excesiva deformabilidad del conjunto [pilas+cimentación], no admisible por la vía, frente a las acciones de frenado y del sismo de servicio, resultando además muy penalizada por la resistencia frente al sismo máximo de cálculo. Ello llevó a optar por la solución de dintel continuo.

Dado que no se consideraba aconsejable, por razones de mantenimiento, disponer aparatos de dilatación de vía en el interior del tablero, el punto fijo hubo de quedar obligatoriamente ubicado aproximadamente en el centro de los 3.150 m de longitud total del viaducto, obteniéndose unas longitudes máximas dilatables en ambos estribos en el entorno de los 1.600 m. Debido a la deformación que resultaría por acciones térmico-reológicas de emplear una solución en hormigón (que habría dado lugar a movimientos superiores a los recorridos máximos admisibles por los aparatos de

1. INTRODUCTION

The Viaduct of Archidona (Figure 1) is located on the High Speed Railway Line between Antequera and Granada, in the province of Málaga. This structure was designed to solve the crossing of a valley more than 3 km long, with many restrictive conditions:

- *location on an area of high seismicity (basic ground acceleration: 0.11 g; design ground acceleration: 0.18 g);*
- *typical pier height around 25 m;*
- *track dilatation devices had to be avoided on the deck, according to ADIF criterion, leading to total maximum relative displacements in track joints of 1 200 mm.*

The standard solution of a series of simple supported spans, which is generally appropriate for viaducts of great length and not very high piers, was discarded because of the high deformability of the piers and foundations set. Displacements under braking forces or SLS seismic action were too high, and the design on ULS seismic situation was also penalized with this layout. This led to consider a continuous deck solution as the main alternative.

As placing track expansion joints inside the deck was not allowed because of maintenance recommendations, the longitudinal fix point had to be located approximately in the middle of 3 150 m of the total length of the deck, reaching maximum dilatation lengths of about 1 600 m at abutments. Due to the excessive deformation (for the range of the joints) that would have resulted if the deck had been designed of prestressed concrete, a composite deck solution, with lower rheological strain values, was chosen. Recent and detailed knowledge of this kind of solution was available from previous design of Arroyo las Piedras Viaduct (HSRL Córdoba-Málaga).

Higher longitudinal flexibility and lower overall mass values of composite decks comparing to concrete ones, contributed also to reduce maximum longitudinal support

Figura 1. Vista general del Viaducto de Archidona
Figure 1. General view of the Viaduct of Archidona

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

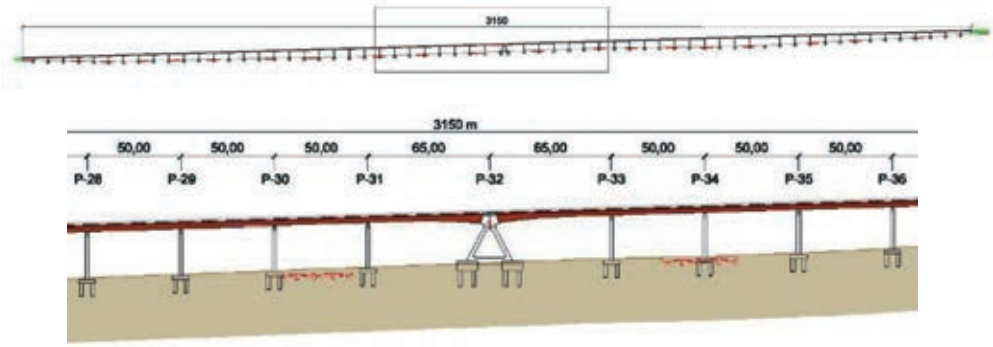


Figura 2. Alzado del Viaducto de Archidona
Figure 2. Elevation of the Viaduct of Archidona

dilatación de vía), se eligió una en dintel mixto, del cual se contaba con experiencia reciente por el diseño del Viaducto sobre el Arroyo las Piedras (L.A.V. Córdoba-Málaga).

Como luego veremos, la mayor flexibilidad longitudinal y la menor masa de los tableros mixtos, con respecto a los de hormigón, permitieron asimismo limitar a valores asumibles las reacciones debidas a los efectos sísmicos de la totalidad de los 3.150 m de tablero, soportados en longitudinal con un único punto fijo central (Figura 2). Las potencialidades de los sistemas mixtos permitieron en este caso resolver con un diseño sencillo, y hasta cierto punto convencional, un problema de diseño complicado en el ámbito de los puentes de alta velocidad.

2. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

El necesario ajuste de la rasante para la plataforma de la L.A.V. en las proximidades al Túnel de Archidona, para minimizar la afección medioambiental a un acuífero situado en esta zona, obligó a proyectar un viaducto de una longitud notable situado a continuación de la entrada del citado túnel. Con esta premisa, y teniendo en cuenta los condicionantes técnicos que se expondrán a continuación, se afrontó el reto de proyectar y ejecutar el Viaducto de Archidona, recurriendo a aspectos poco utilizados en las Líneas de A.V. españolas.

2.1. Descripción de la estructura

La solución elegida para el tablero consiste en un dintel mixto de canto constante en sección bijácena metálica (Figuras 3 y 4), de 2,95 m de canto, más una losa superior de 0,45 m de espesor uniendo ambas almas. La separación entre vigas es de 6 metros a nivel superior, disponiéndose las almas ligeramente inclinadas, aumentando la anchura a lo largo del canto hasta llegar a 6,60 m en la cara inferior. La losa inferior de hormigón que cierra la sección sirve para materializar la doble acción mixta en las secciones de flexión negativa y para cerrar el circuito de torsión en

forces due to the effect of seismic action on the deck structure. This reaction was concentrated in the central fixed point (Figure 2).

Potential advantages of composite systems made possible to solve, with a simple and relatively standard design, a complicated and full of constraints problem in the field of High Speed railway bridges.

2. STRUCTURAL DESIGN

Adjustments of track alignment were required near the Tunnel of Archidona to minimize environmental impact affection on an aquifer. These changes made necessary to design a viaduct of relevant length beginning just after the tunnel end. On this basis, and bearing in mind the rest of technical constraints that will be described below, the challenge of solving this problem was faced, using elements not commonly employed in Spanish High Speed Lines.

2.1. Description of the structure

The solution that was chosen for the superstructure consists of a composite twin-girder constant height deck (Figures 3 and 4), with a total steel depth of 2.95 m plus top concrete slab of 0.45 m thick connecting both webs. Distance between beams is 6 m at top level, placing the webs with a slight inclination, increasing the width along the beams depth to reach 6.60 m at the bottom. The bottom concrete slab that closes the cross section also collaborates in general bending, making possible the double composite action effect in negative bending, and helps to close the torsional stress circuit in middle span sections. This cross section is similar to the one designed for the Viaduct of Arroyo las Piedras [1] [2] [3], and it follows the trend of classical twin-girder solutions that are common in French High Speed Railway Lines, where the use of composite competitive (comparing with concrete) solutions is fairly common [4].

In the case we are describing, some technical modifications were implemented, such as the use of double composite action; the closing of torsional circuit with bottom concrete slabs (instead of steel bracing); transverse truss diaphragms instead of solid web ones; or the use of steel

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

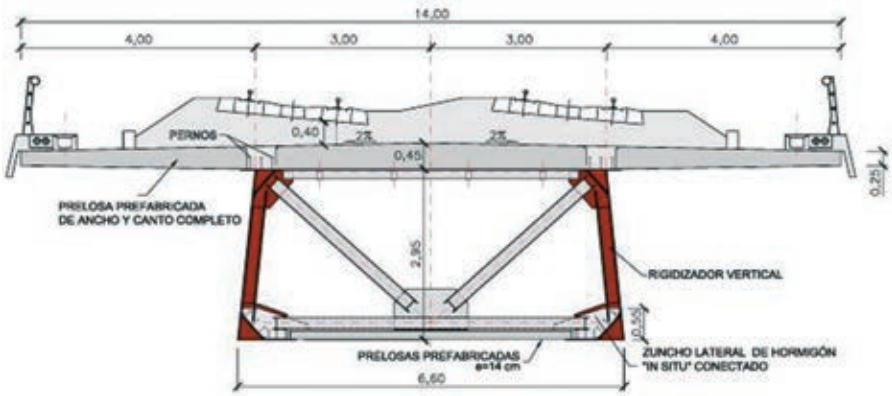


Figura 3. Sección por zona de centro de vano
Figure 3. Cross section at middle span zone

las secciones de centro de vano. El diseño de la sección es semejante al empleado en el Viaducto del Arroyo las Piedras [1] [2] [3] y sigue la línea de las clásicas soluciones bijácena, habituales en las L.A.V. francesas, en donde es común el empleo de soluciones mixtas competitivas frente a las de hormigón [4].

En el caso que nos ocupa, se incluyeron algunas modificaciones técnicas, como la doble acción mixta, el cierre del circuito de torsión mediante prelosas inferiores en lugar de celosías, diafragmas transversales en celosía en lugar de los diafragmas de alma llena, o la utilización de células que evitan la rigidización longitudinal del alma y mejoran el comportamiento resistente y la durabilidad de la sección.

El cajón es visitable e inspeccionable en su totalidad, pudiéndose transitar por el interior sobre la losa inferior de hormigón armado, y permitiendo el acceso a las cabezas de las pilas y a los aparatos de apoyo mediante mamparos diseñados con esta finalidad.

El acero estructural utilizado en las vigas principales de la sección transversal del tablero ha sido S-355 J2GW "tipo corten", apropiado para las condiciones atmosféricas de la zona donde se localiza el viaducto, asegurando al mismo tiempo una importante reducción de los costes de mantenimiento respecto del acero pintado.

La distribución de luces del viaducto es 35,00 + 30 x 50,00 + 2 x 65,00 + 29 x 50,00 + 35,00 m (total 3.150 m),

inclined plates at the end of the web (called "cells"), used to reduce longitudinal web stiffeners and to improve the resistance and durability of the cross section, by protecting the welds.

The box inside space has full access and eases maintenance inspections, as it is possible to comfortably walk over bottom concrete slab. Access to the top of the piers and bearings is also granted by means of diaphragms purposely designed to allow special access manholes.

The structural steel that has been used for the main beams of the deck cross section is S-355 J2GW weathering steel, which suits very well to the weather and atmospheric conditions of the area where the bridge is located, an at the same time assures an important maintenance costs reduction comparing to painted steel.

Viaduct spans length distribution is 35.00 + 30 x 50.00 + 2 x 65.00 + 29 x 50.00 + 35.00 m (total 3 150 m), making the bridge the one with the longest railway continuous deck without joints built till the moment. In this layout, the lateral 35 m spans produce an adequate compensation for the typical span, of 50 m, and the 65 m ones correspond to the ones adjacent to the fixed point or central pier, to which they are connected. The typical span length was decided according to the typical pier height, and the dimensions and weight that were suitable to erection with crane, always thinking in competitive constructive solutions. This layout was also appropriate to standardization and

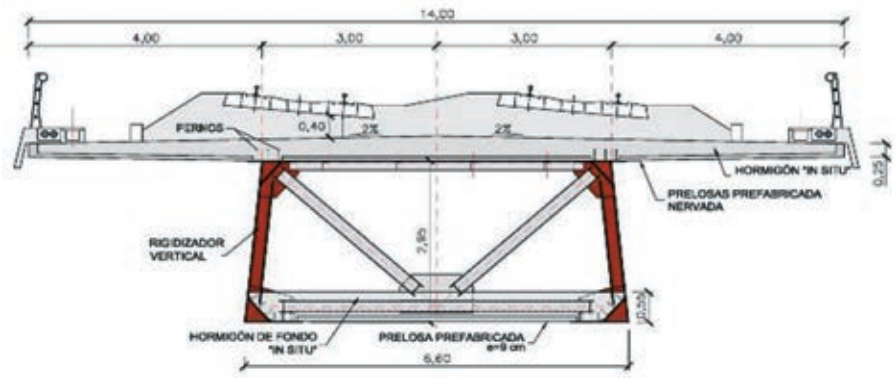


Figura 4. Sección por zona de momentos negativos
Figure 4. Cross section at hogging moments zone

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 5. Concepción formal del Viaducto de Archidona
Figure 5. Formal conception of the Viaduct of Archidona

convirtiendo a la obra en la estructura con mayor longitud de tablero continuo sin juntas para ferrocarril construida hasta el momento. Dentro de esta secuencia, los vanos laterales de 35 m permiten una adecuada compensación del vano tipo y los de 65 m corresponden a los adyacentes al punto fijo o pila central, en la que se empotran. La luz del vano tipo, de 50 m, se decidió en función de la altura de las pilas y las dimensiones y pesos que resultan aceptables para un montaje con grúa, pensando en una solución constructiva competitiva. La secuencia y la luz de los vanos, además, resultan muy adecuadas desde el punto de vista de la sistematización y repetitividad de la construcción. Este aspecto es importante a la hora de obtener una estructura más sencilla de construir, y por lo tanto, más económica.

Durante la fase de proyecto se cuidaron al máximo las diferentes facetas del diseño, tanto desde el punto de vista meramente estructural, estético (Figura 5) o funcional (por ejemplo, disponiendo los postes de catenaria –cada 50 m– coincidiendo con los ejes de apoyo sobre las pilas tipo, donde los movimientos –rotaciones– del tablero son mínimos bajo el paso de las sobrecargas).

En cuanto a la subestructura, se distinguen en el Proyecto dos tipos de pila: la pila tipo (libre en dirección longitudinal, y fija en dirección transversal) y la pila central o punto fijo del viaducto.

La pila tipo se proyecta aporticada, con dos fustes de sección constante rectangular, en hormigón armado, y con la misma inclinación que presenta la sección transversal del tablero (Figura 6). La forma trapecial confiere a la pila la necesaria

repetition of construction processes, easing precast fabrication. These aspects are important when trying to obtain an easier to built structure, and also a more economical one.

During design stage, all the different aspects of the Project were considered with special care, from the pure structural point of view, to aesthetic elements (Figure 5), or functional issues (for example, placing catenary supports spaced at 50 m, matching with support line at piers, were displacements –rotations- are minimum under liveload action).

As per substructure, two types of pier can be found in the Project: standard pier (free in longitudinal direction and transversely fixed), and the central pier or fixed point of the viaduct.

The standard typical pier has a frame typology, with two rectangular concrete constant cross section shafts, and with the same lateral inclination as the deck (Figure 6). The trapezoidal shape provides the pier with the required transverse

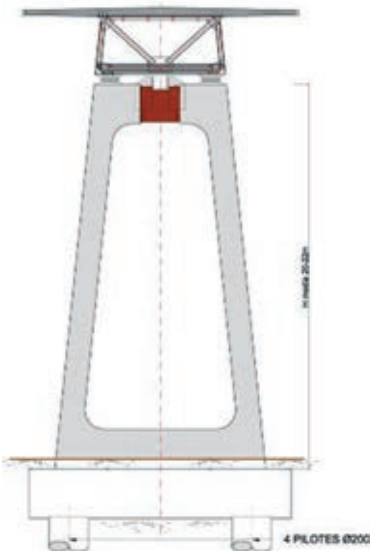


Figura 6. Vista de la pila tipo
Figure 6. Typical pier view

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

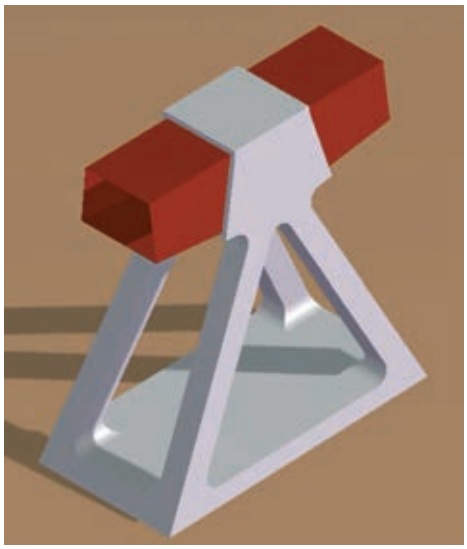


Figura 7. Pila central
Figure 7. Central pier

rigidez transversal frente al sismo. Se ha cuidado el acabado formal de estos elementos, proyectando una geometría de pila con suficiente transparencia y ligereza, necesaria para un viaducto de gran longitud y con gran número de pilas (62).

El tablero se vincula transversalmente al dintel de la pila mediante topes sísmicos de metal que se introducen en la cabeza de pila, mientras que en dirección longitudinal se encuentra libre, como hemos citado anteriormente, disponiéndose aparatos de apoyo esféricos deslizantes. Las cimentaciones, pilotadas en la totalidad del viaducto, constan de 4 pilotes de 2 m de diámetro por pila tipo, con una longitud media de unos 30 m.

La pila central (Figura 7), único punto fijo de la estructura en dirección longitudinal, se proyecta en forma de célula triangular, conformándose por medio de la inclinación y unión de dos pilas tipo, contando por tanto con 4 fustes. La base del triángulo conecta los arranques de los fustes de las pilas inclinadas y une los dos encepados de 14 pilotes cada uno (de 2,0 m de diámetro y 32,0 m de longitud). El dintel, que en esta zona presenta una ligera variación de canto, y una luz de 65,0 m, se empotra en la cabeza de la pila.

Respecto a los estribos del viaducto (Figura 8), se han proyectado mediante un cajón de hormigón dividido en tres compartimentos y en cuya parte frontal se dispone una pastilla maciza donde apoya el tablero. La longitud total de estos elementos ha tenido en cuenta la necesidad de disponer el aparato de dilatación de vía sobre la losa superior del estribo.

El acceso al interior del tablero se ha dispuesto a través de los estribos, garantizando al mismo tiempo la posibilidad de inspección de los habitáculos de estas estructuras de hormigón.

stiffness against seismic action. Formal view of these elements was studied in detail, designing a pier light and transparent, which is something needed in a viaduct of such a great length and number of piers (62).

Figura 8. Estribo
Figure 8. Abutment

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2.2. Solución mediante dintel mixto

El tablero fue concebido dando solución a los diferentes problemas planteados por los condicionantes anteriormente citados. El rasgo principal que diferencia el Viaducto de Archidona de otros dinteles de Alta Velocidad es, sin lugar a dudas, la gran longitud continua del tablero (3.150 m entre juntas en estribo). Si bien no es excepcional llegar a longitudes de tablero de este orden en obras de perfil similar, sí que suelen resolverse por medio de soluciones isostáticas en las que cada pila resiste los esfuerzos horizontales producidos por la longitud tributaria de tablero que le corresponde. En nuestro caso, debido a la altura de pilas (más de 25 m de media) y las condiciones de cimentación, esta solución se descartó por las deformaciones esperables, superiores a las permitidas por la IAPF [5].

Si al hecho anterior añadimos la decisión intencionada de reducir al máximo el número de juntas y, especialmente, de evitar los aparatos de dilatación de vía (ADV) en medio del tablero, la solución que se encontró más adecuada fue disponer juntas únicamente en estribos.

Cabe destacar el hecho de que, dada la magnitud de la longitud máxima dilatable, en el entorno de los 1.600 m, los dinteles mixtos son una solución que permite resolver técnicamente dicha problemática, que queda fuera del alcance de la tecnología del hormigón pretensado, ya que presentan una reducción de entre el 30 y el 40% de los movimientos de las juntas, debido a que:

- los movimientos térmicos apenas superan en un 10% aproximadamente los de los dinteles de hormigón;
- los efectos de la retracción de la losa de hormigón se reducen en aproximadamente el 50% a nivel de la sección total como consecuencia de la coacción que proporciona la subsección metálica;
- no existen deformaciones longitudinales de fluencia al tratarse de dinteles mixtos no pretensados.

Se obtienen así unos movimientos máximos en cada estribo sensiblemente inferiores a los esperables para un tablero de hormigón.

Con el fin de poder minimizar en la medida de lo posible dicha deformación, se previeron las siguientes disposiciones adicionales en el diseño:

- Empleo de losas prefabricadas a sección completa en las secciones de centro de vano (aproximadamente la mitad de la longitud del puente). De esta forma, ejecutando las losas con anterioridad, se redujeron las deformaciones por retracción, además de aprovechar las ventajas de la prefabricación en una obra de esta longitud. Se hormigonaron in situ

The deck is transversely connected to the pier by means of seismic steel shearkeys placed at the pier head, while in longitudinal direction it is free, using sliding spherical bearings. Typical pier foundation solution uses piles in the whole length of the structure, placing four 2 m diameter concrete piles per pier, with an average length of about 30 m.

The central pier (Figure 7), the only longitudinal fixed point, is designed with a triangular cell shape, obtained connecting and inclining two standard typical piers, then being formed by 4 shafts. The triangle base connects pier inclined columns and links the two 14 piles pilecaps (with 2 m diameter and 32 m length) used for foundation. In this area the deck, when reaching and connecting to the central pier, has a slight depth variation, and 65 m span length.

As per the abutments of the viaduct (figure 8), they have been designed as a concrete walls box divided in three compartments, and placing at the front a solid concrete column-wall connected to the rest of the substructure element. The total length of these elements has been designed bearing in mind the need to allow for track dilatation joint on the top slab of the abutment. Access to the inside of the deck has been provided at abutments, assuring at the same time the possibility to inspect these concrete wall elements.

2.2. Composite deck solution

The deck was thought to solve the different problems set by the previously explained restrictions. The main feature that makes special the Archidona Viaduct is, without doubt, the great length of the continuous deck (3 150 m between joints at abutments). Although it is by no means rare having deck lengths of these dimensions in structures of similar profile grade, it is true that a common solution in these cases is the use of simple supported spans, where each pier resists its tributary longitudinal force. In our case, due to typical pier height (more than 25 m as an average) and geotechnical properties of the foundation, this solution was ruled out, as expected displacements were higher than IAPF limits [5].

If we add to the latter the intentional decision to reduce the number of joints and, specially, to avoid placing track dilatation joints inside the deck, the continuous deck solution with joints exclusively at abutments was considered the most efficient one.

It's worth noting that, with such remarkable dilatation length (around 1 600 m), composite deck use allows to solve technically this issue, which is out of the range of prestressed concrete, as composite solutions have a reduction between 30 and 40 % of displacements at joints. This is due mainly to:

- *thermal movements barely exceed those of concrete decks by 10 %;*
- *the effects of deck shrinkage are reduced about 50% on the deck total cross section as a result of the constraint introduced by the steel subsection;*
- *there are no overall creep strains, as the deck is not prestressed.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 9. Losa prefabricada a sección completa en zona de positivos y prelosas nervadas en zona de negativos
Figure 9. Full cross section precast slab at sagging moments zone and ribbed preslabs at hogging moments zone

(Figura 9) únicamente las juntas entre placas y los alveolos para los conectadores. Ello redundó en una mayor velocidad de montaje y ejecución de vanos (a cambio, debieron emplearse medios auxiliares de mayor capacidad, por el mayor peso de los elementos a mover). Para la losa en zona de negativos se recurrió a la solución tradicional de prelosa más hormigonado in situ del resto de sección, no proyectándose completamente prefabricadas como las de centro de vano al no poder ejecutarse correctamente el solape de armaduras de gran diámetro en las juntas entre placas.

- Medidas relacionadas con ajustes de temperatura. Se previó durante el Proyecto la necesidad de realizar un control de las temperaturas de montaje y conexión de los diferentes tramos, para poder contrastar si las holguras previstas en las bandejas de los apoyos deslizantes coincidían con las realmente ejecutadas, y en su caso, poder corregirlas (Figura 10). Como herramienta auxiliar de verificación de las hipótesis de Proyecto, se realizó un contraste entre las temperaturas y movimientos de cálculo recogidos en la normativa, y las temperaturas y movimientos reales [6] medidos en el Viaducto del Arroyo las Piedras (del mismo tipo estructural y en un entorno muy cercano al de Archidona).

En general, puede decirse que todas estas medidas hicieron posible el empleo de los aparatos de dilatación de vía de 1.200 mm, para la longitud dilatable de 1.600 m. La necesidad de enfrentarse a dichos desplazamientos afectó a otros aspectos del diseño, como son las bandejas de los aparatos de apoyo, o el concepto de los mamparos de apoyo del tablero en pila.

2.3. Estrategia antisísmica del viaducto

Como se ha dicho, la necesidad de hacer frente a la acción sísmica fue uno de los principales condicionan-

Based on these effects, notably lesser longitudinal displacements at abutments can be expected, compared with concrete decks.

Some measures were taken during design, in order to reduce more, if possible, those displacements:

Figura 10. Monitorización de los movimientos del tablero en estribos durante la fase de ejecución del viaducto
Figure 10. Monitoring of deck displacements at abutments during the construction stage of the viaduct

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

tes en el diseño del viaducto, afectando a la tipología de dintel, pilas y cimentación. Veremos qué estrategia sísmica se adoptó refiriéndonos al comportamiento longitudinal, al transversal y a las cimentaciones.

2.3.1. Comportamiento en dirección longitudinal

En lo referente a este aspecto, las condiciones de la obra sugirieron el empleo de una solución de dintel continuo. Dada la magnitud de la masa colaborante del tablero, junto con la aceleración esperable, se optó por un diseño de punto fijo único ante esfuerzos longitudinales.

Cabe preguntarse si otras alternativas hubieran sido más adecuadas. La principal opción, quizás, habría sido disponer amortiguadores en estribos junto con algunas pilas fijas en el centro que permitieran distribuir la fuerza sísmica y la de frenado más arranque en situación no accidental, entre varios elementos (y no un único punto, como en la solución ejecutada), permitiendo los movimientos debidos a las acciones térmico-reológicas.

Esta solución tiene dos inconvenientes:

- La ubicación del punto neutro de las deformaciones no queda tan nítidamente marcada como en el caso de una pila fija. Ello podría hacer que las longitudes dilatables variaran respecto a lo previsto. Al estar muy cerca del límite del movimiento máximo del ADV se decidió eliminar incertidumbres por este lado.
- Los movimientos térmico-reológicos esperados (±600 mm) podrían haber resultado exigentes para el mantenimiento de los sistemas de amortiguamiento.

Por otra parte, la propia elongabilidad de la estructura hace que su principal periodo propio en dirección longitudinal sea muy elevado (2,8-3,0 s), por lo que la estructura se encuentra ya de forma efectiva sísmicamente aislada (Figura 11). Así, la reducción de fuerza sísmica total a resistir obtenida añadiendo amortiguadores no sería muy importante.

Con la configuración elegida de único punto fijo, el comportamiento estructural queda definido de forma muy clara, tanto en situación no accidental (con las únicas fuerzas actuantes debidas a frenado-arranque más térmico-reológicas) como en la de sismo.

Para la masa y rigidez del tablero, y con los condicionantes sísmicos y geotécnicos del emplazamiento, se obtuvo una fuerza máxima en pila central de unos 100.000 kN (valor elevado, pero asumible), como envolvente de los estudios de sensibilidad realizados para los distintos parámetros participantes (rigidez de tablero y pila, parámetros del terreno, etc.). Este valor es sensiblemente superior al de la máxima fuer-

- *Use of precast concrete slabs of full depth in middle span sections (approximately half of total length of the bridge). These precast slabs, fabricated in advance, have lower values of shrinkage. Besides, it's made use of the advantages of precast construction, a very important thing in a very long and repetitive bridge. The slabs were cast in place (Figure 9) just at joints and shear connector sockets. This produced an increase in construction speed and ease of span erection. On the other hand, these slabs are heavier than standard semislabs, so equipments of higher capacity were required to move the pieces. In negative moments sections at supports, the typical semislab with cast in situ concrete was used, as higher diameter reinforcement bars were needed, ruling out the possibility to use full depth slabs (which work well up to 12 mm diameter bars).*
- *Measures related with temperature adjustments. During design, it was considered necessary to monitor and control deck temperatures during assembling and connection of the different spans, in order to verify the correctness of the allowances of the sliding supports, checking if they matched with the expected values, and making adjustments if necessary (Figure 10). As an auxiliary tool to assess the validity of the design hypothesis, a comparison study of the thermal values included in reference standards, and real temperatures and displacements measured and obtained in Viaduct of Arroyo las Piedras [6] (of similar typology and relatively close to Archidona) was carried out.*

In general, all these measures made possible the use of track dilatation devices of 1 200 mm range in a deck with 1 600 m dilation length. To face properly these displacements, other aspects of the design, such as sliding spherical bearings trays, or the shape of steel diaphragms at supports, were modified according to these special requirements.

2.3. Seismic strategy of the Viaduct

The need to face seismic action was one of the main design conditions in the conceptual design stage of the viaduct, affecting the typology of deck, piers and foundations. Hereafter it can be found which seismic strategy was chosen, regarding longitudinal and transverse behavior, and foundations.

2.3.1. Behavior in longitudinal direction

As per this aspect, the conditions of the structure suggested the use of continuous deck. Given the total amount of deck collaborating mass, of high value, both together with the expected ground acceleration, a design with just one fix point against longitudinal forces was chosen.

It can be thought if some other alternatives would have been more appropriate. Perhaps the main option would have been to place hydraulic dampers at abutments, leaving some other fixed piers at the middle to distribute and resist the seismic force in accidental ULS situation, and braking forces in non accidental ULS situation, allowing free thermal-rheological movements.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

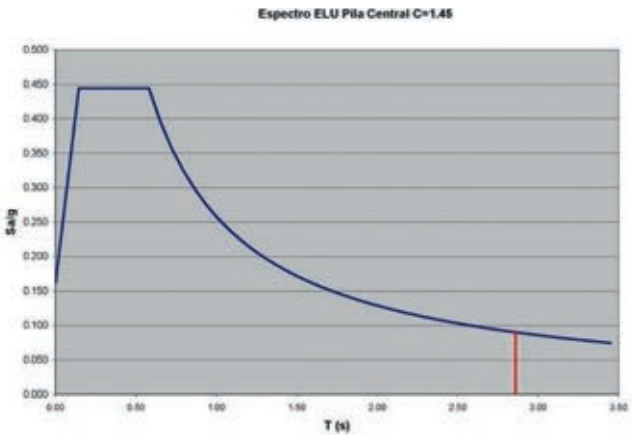


Figura 11. Espectro de respuesta de la estructura y Punto Fijo Central del viaducto
Figure 11. Structure response spectrum and Fixed Central Pier of the viaduct

za longitudinal característica en servicio (17.800 kN), suma de las procedentes de las acciones de frenado y arranque (unos 8.500 kN), y de las de origen térmico-reológico transmitidas por el rozamiento de teflones (unos 9.300 kN). Éstas últimas se estimaron teniendo en cuenta la reducción del valor del rozamiento máximo (3%) aplicable cuando se cuenta con un número de apoyos elevado, de acuerdo a la EN-1337, dando lugar a un rozamiento adverso efectivo del 2,25%, y a uno favorable del 0,75%.

2.3.2. Comportamiento en dirección transversal

En dirección transversal, dada la longitud de la estructura, así como la similitud de altura de pilas y parámetros del terreno a lo largo de la traza, el comportamiento se asimilaba bastante bien a un sistema de pila aislada con su parte tributaria de tablero (a excepción de los extremos en zona de estribos). Se jugó en el diseño con la flexibilidad de los fustes para conseguir aumentar los periodos, llegando a valores de 0,75 s, y de esta forma hacer que la acción de sismo no fuera condicionante frente al resto de situaciones en ELU.

El esquema de vinculación pila-tablero se materializó mediante tope fijo, diseñado para hacer frente al sismo en ELU (en torno a 9.500 kN). El tope se encuentra dividido en dos mitades (Figura 12) para facilitar el acceso a los aparatos de apoyo desde el pozo de inspección existente en la cabeza de pila. Para la situación de servicio no accidental se pensó en dejar una pequeña holgura en el tope, y admitir que las solicitaciones transversales no sísmicas (viento, fuerzas centrífuga y de lazo), junto con el sismo de servicio (2.500 kN), fueran resistidas por un aparato de apoyo esférico guiado, diseñado como fusible y pensado en ser sustituible.

Dada la longitud del tablero y la magnitud de los movimientos relativos pila-tablero en longitudinal, se estableció un protocolo de montaje del conjunto de aparatos de apoyo y tope transversal (Figura 13) para asegurar una correcta geometría en la ejecución, y así poder evitar los

This solution has two drawbacks:

- *The position of the neutral displacement point is not as clearly defined as it is in the solution with one fixed pier. This could make remarkably vary the dilatation lengths from the expected values. As movements are very close to the maximum range of the joint, it was decided to avoid any uncertainty that could come from this issue.*
- *Expected thermal-rheological movements (±600 mm) could have resulted in severe maintenance conditions of the damping devices.*

On the other hand, the elastic longitudinal elongation stiffness of the deck itself makes the main period of the structure in longitudinal direction to be notably high (2.8-3.0 s), so that the structure is actually more or less seismically isolated (Figure 11). Thus, any seismic force reduction obtained from the use of dampers would not be very relevant.

With the chosen one-fix-point layout, the structural behavior was very clearly defined, both in non accidental situation (where the only acting forces are braking and thermal-rheological ones), and in seismic verifications.

According to deck mass and stiffness values, and to seismic and geotechnical site parameters, a maximum force of about 100 000 kN was obtained for the central pier, a high but acceptable value. This value is an envelope of the results of the different sensitivity analyses that were made (for deck and pier stiffness, ground parameters, etc). This force is notably bigger than the maximum longitudinal characteristic force (17 800 kN), obtained adding the reactions coming from braking (8 500 kN) and friction of bearings (9 300 kN), induced by thermal-rheological deformations. The latter was estimated applying the typical friction coefficient reduction of the maximum value (3%) which can be used according to EN-1337 when there is enough number of supports, providing in this case a maximum unfavorable friction value of 2.25%, and a favorable one of 0.75%.

2.3.2. Behavior in transverse direction

In transverse direction, due to the length of the structure, as well as for the similar values of the height of the piers

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 12. Vista del sistema de tope fijo en cabeza de pila y en mamparo de dovela metálica
Figure 12. View of the shearkey at pierhead and at the diaphragm of the steel segment

posibles problemas de falta de paralelismo en la ejecución (que podrían llegar a producir encastres no deseados por el movimiento del tablero sobre la pila), o un eventual apoyo no simultáneo en los dos topes fijos en la situación de sismo (evitado mediante el montaje con holgura calibrada entre tope metálico y el neoprenoteflón sujeto al tope fijo de hormigón).

2.3.3. Cimentaciones y acción sísmica

Se tomaron diferentes medidas y se realizaron diversos estudios desde el punto de vista geotécnico en las etapas de Proyecto y seguimiento de la obra, para tener en cuenta varios aspectos relacionados con la acción sísmica en el diseño de cimentaciones:

- Análisis de los diferentes tipos de terreno atravesados por la obra, caracterizando su comportamiento frente acciones estáticas y dinámicas, añadiendo a los estudios convencionales una campaña de geofísica y refracción sísmica en el emplazamiento de la pila central.
- Control de la ejecución para asegurar la correcta situación de los pilotes en las capas competentes.
- Realización de cálculos numéricos pseudoestáticos y dinámicos con acelerogramas compatibles con el espectro de la zona para estudiar posibles incrementos de los esfuerzos de flexión en los pilotes

and of the geotechnical parameters along the line of the bridge, the behavior was very closely approximated by a series of systems of single piers, with its tributary deck mass (exception made at abutments). The design modified shafts dimensions and stiffness in order to obtain higher periods, reaching values around 0.75 s, so that seismic action in ULS was not conditioning amongst the rest of ULS situations.

The connection between deck and pier was thought to be solved by a shearkey, designed to resist ULS seismic force (around 9 500 kN). The shearkey was divided into two parts (Figure 12) to ease access to bearings from the inspection pit placed in the middle of the pierhead. For non accidental service situation, a slight free space was left in the shearkey, to allow transverse non seismic forces (wind, curve-induced train loads, transverse track loads, etc.), together with SLS seismic force (2 500 kN) to be resisted by the guided spherical bearings, thus acting like a fuse, and also thought to be removable for maintenance reasons.

Due to the length of the deck and the importance of the relative deck-pier displacements in longitudinal direction, a special assembling protocol was designed for the set formed by the bearings and the transverse shearkey (Figure 13), to assure a correct geometry during construction, and also to avoid the possible problems motivated by the lack of parallelism (that could lead to undesired clashes or blocking situations), or to an eventual non simultaneous contact of the

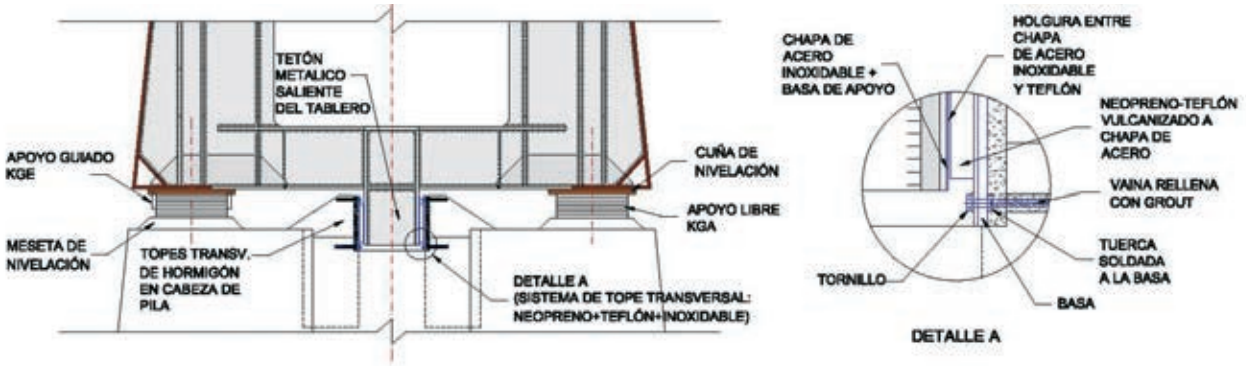


Figura 13. Croquis del sistema de apoyos y tope transversal del tablero
Figure 13. Sketch of the bearings and transverse deck shearkey system

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

debidos a la difusión de ondas transversales entre los diferentes tipos de terreno, posibles efectos de interacción cinemática, o del comportamiento cimentación-estructura, que suponen una cierta diferencia de la ley de flectores respecto a la esperable de un modelo típico de muelles.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Durante la fase de Proyecto del viaducto se desarrollaron las líneas básicas del Proceso Constructivo de la estructura. En la ejecución y conjuntamente con la Constructora, se matizaron y concretaron los principales aspectos del Proceso Constructivo, asegurando el cumplimiento de las exigencias técnicas del Proyecto y al mismo tiempo, permitiendo la optimización de los recursos necesarios para la construcción del viaducto y el cumplimiento de las importantes restricciones en el plazo de ejecución de la obra.

Se buscó aprovechar las ventajas que ofrecen la prefabricación y sistematización de elementos repetitivos (ferralla, pilas, vigas metálicas, prelosas, losas), junto con las que ofrece el propio terreno, por cuanto el tablero es accesible en toda su traza, sin presentar alturas excesivas, lo que permitió un montaje eficiente mediante grúa.

En los siguientes puntos se describen, de forma general, las principales fases del Proceso Constructivo del Viaducto de Archidona.

3.1. Cimentaciones

Una vez acondicionada la traza, la construcción del viaducto se inició con la ejecución de los pilotes de las pilas y estribos mediante camisa recuperable, no detectándose excesivos problemas de sostenimientos del terreno durante la perforación.

El gran número de pilotes a ejecutar para las 61 pilas tipo (4 pilotes por pila de 2 m de diámetro y en algunos casos 5 donde el terreno lo requería), la Pila Central (28 pilotes de diámetro 2 m) y los estribos (14 pilotes de diámetro 1,5 m cada uno), y las considerables longitudes de perforación que variaban de los 25 a los 50 m, exigieron la necesidad de estudiar un procedimiento de prefabricación en obra de la ferralla y un dimensionamiento de equipos que permitieron ejecutar del orden de 3-4 pilotes al día (Figura 14).

Una vez ejecutados los pilotes, realizada la excavación de los encepados y descabezado el hormigón de la parte superior de los pilotes, se procedió al montaje de la ferralla de los encepados y posterior hormigonado de los mismos, dejando en espera la armadura principal de cada uno de los fustes que formaban las pilas tipo (Figura 15).

Resulta necesario hacer una mención especial a la ejecución del encepado de la Pila Central del viaduc-

two parts of the shearkey in seismic situation (this possibility was removed by the controlled assembling with measured and checked separation between steel shearkey and the PTFE pad fix to the concrete part of the pierhead).

2.3.3. Foundations and seismic action

Different measures were taken, and some studies were carried out from the geotechnical point of view at different stages of the Project and during construction, to consider some aspects related to seismic effects on the design on foundations:

- *Analysis of the different types of soil on the bridge site, obtaining parameters defining their behavior on static and dynamic situations. Besides making the usual standard studies, geophysical and seismic waves campaigns were performed at the placement of the central fix pier.*
- *Control during execution to assure the correct positioning of the piles, reaching the more resistant an depth layers.*
- *Some advanced pseudo-statical and dynamical calculations were performed, using accelerograms compatible with the design response spectrum of the site. The purpose was to try to evaluate the possible increase of bending forces on piles due to the transmission of shear waves through the different soil layers, possible cinematic interaction effects, or combined foundation-structure behavior. They finally provided somehow different bending moments laws compared with the more usual obtained from models that represent the ground with equivalent springs.*

3. DESCRIPTION OF CONSTRUCTIVE PROCESS

During the design stage of the viaduct, the main guidelines of the construction process of the bridge were developed. At execution, and together with the Contractor, the main features of this construction process were further studied in depth, introducing some adjustments and modifications, to assure the fulfilling of the technical requirements of the Project, and, at the same time, to optimize all the required means needed to build the viaduct under the tight time construction schedule.

The main point was to try to make use of the many advantages of precast and standardized construction of repetitive elements (reinforcement, piers, steel beams, semislabs, full slabs), and also to adapt to the features of the site on its ground profile, as the deck could be reached by crane in all its length, making possible such an efficient erection process.

In the next paragraphs the main construction stage of the Viaduct of Archidona can be found described from a general point of view.

3.1. Foundations

Once earthworks were finished, the construction of the viaduct started with the execution of the piles of the piers and abutment using recoverable steel jacket. No special problems related to earths retaining happened during drilling.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 14. Vista general del acopio de los tramos de ferralla prefabricados a lo largo de la traza y ejecución de los pilotes
Figure 14. General view of the stock of precast rebar modules along the profile and piles execution

Figura 15. Montaje de la ferralla de los encepados de las pilas tipo
Figure 15. Reinforcement assembling at the pilecaps of typical piers

to, que por sus poco habituales dimensiones hizo necesaria la ejecución en varias fases de ferrallado y hormigonado. Se cuidaron de forma estricta las diferentes juntas de hormigonado (Figura 16), configurando una secuencia de hormigonado con volúmenes admisibles para las plantas suministradoras del hormigón, situando las juntas de hormigonado en

The great number of piles to be executed for the 61 typical piers (four 2.00 m diameter piles per pier, and in some cases, where soil properties required that, even five), Fixed Central Pier (28 2.00 m diameter piles) and the abutments (14 1.50 m diameter piles per each one), and the remarkable drilling lengths, that ranged between 25 to 50 m, made necessary to study overall construction and steel rebar prefabrication

Figura 16. Ejecución por fases del encepado de la Pila Central del viaducto
Figure 16. Staggered execution of the Central Pier pilecap of the viaduct

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

aquellas posiciones más idóneas, estructuralmente hablando, y confiriendo a las mismas una superficie rugosa (mediante el empleo de malla de Nervometal). Los volúmenes y alturas de hormigonado de cada fase se planificaron de modo que permitieran evitar grandes masas de hormigón que pudieran llegar a producir problemas con el calor de hidratación.

3.2. Ejecución de alzados de pilas y estribos

En la construcción de los alzados de las pilas tipo del viaducto se diferencian tres fases: los plintos inferiores justo encima de los encepados, los dos fustes principales y la cabeza de coronación de la pila.

La ferralla de los fustes y de la cabeza de la pila tipo se prefabricó en taller y se envió a obra para su montaje definitivo, engarzando los módulos de ferralla entre sí mediante grúa. Los grandes rendimientos obtenidos en la ejecución de las pilas fueron debidos no sólo a la prefabricación, sino al control de obra llevado a cabo, verificando la correcta organización del armado desde la cimentación (empleo de plantillas en los arranques de los fustes) al hormigonado de cada trepa, con objeto de evitar interferencias en el montaje del siguiente módulo prefabricado (Figura 17).

Figura 17. Ejecución de los alzados de las pilas mediante encofrado trepante y montaje de la ferralla prefabricada del dintel
Figure 17. Execution of pier shafts with climbing scaffoldings and assembling of precast rebar modules of pierhead

procedures, to properly dimension equipments to be able to execute about 3 to 4 piles per day (Figure 14).

Once the piles were executed, the excavation of pilecaps was finished, and the top of the concrete piles was cutoff, the placing of pilecaps rebar was started, followed by the pouring of concrete and leaving main rebar splices of the shafts of the piers (Figure 15).

It's necessary to make a special mention to the execution of the pilecap of the Central Fixed Pier of the viaduct, which had its rebar placing and concreting operations divided into some partial stages, due to its fairly unusual dimensions. Concreting constructive joints were studied and treated with special attention (Figure 16), arranging concrete pouring sequences with concrete volumes manageable by the concrete suppliers' plants, and placing the joints in the more structurally favorable places. Special rough surfaces were provided to the joints using Nervometal steel grid. Volumes and heights of concrete of each stage were planned so that hardening of great concrete masses could be avoided to reduce hydration heat problem issues.

3.2. Piers and abutments execution

Construction of piers of the viaduct can be divided into three stages: lower plinths just over pilecaps, two main shafts, and top pierhead.

Execution of main rebar of shafts and pierhead was performed prefabricating it at the shop. Then it was sent to site to its final placement, connecting the different modules of the reinforcement between them by means of crane. The high productivities that were obtained during piers execution were due not just to the use of precast construction, but also to the rebar control during erection, starting verifying the correct layout of the bars arranged in foundations (using template-guides at the edges of the shafts), and including concrete pouring at each phase of the climbing scaffolding, in order to avoid interferences with the placing of the next prefabricated rebar module (Figure 17).

Depending on the final height of each pier, the shafts were executed using a system of climbing scaffolding, with about 3 m height stages or phases. For the pierheads, the Contractor developed a specific scaffolding platform fixed to the last phase of the pier that allowed the assembling of the complete precast rebar module, and the pouring of concrete of the pierhead in just one operation.

On top of the piers there were left a series of sheaths to allocate there in the future the stud connectors of the bearings. The final adjustment and leveling of the grout pads of the bearings and the injection of the sheaths were made after placing the deck and checking the correct positioning of the bearings.

The transverse shearkey on the top of the pierhead were adjusted using pannels of fenolic formwork, to obtain the accurate dimensions that these elements needed. On the lower part of these solid concrete elements, four per pier,

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En función de las alturas finales de las pilas, sus fustes se ejecutaron mediante un sistema de encofrado trepante, con trepas de unos 3 m de altura. Para la cabeza de las pilas tipo, la Constructora proyectó una plataforma de encofrado específica anclada a la última trepa de los fustes que permitía el montaje del módulo prefabricado de ferralla completo y el hormigonado en una sola fase de todo el dintel.

En la coronación de las pilas se dejaron embebidas una serie de vainas que posteriormente permitirían albergar los vástagos de los aparatos de apoyo. El ajuste final de las mesetas de nivelación para los aparatos de apoyo y la inyección de las vainas se ejecutaron tras la colocación del tablero y la comprobación de la alineación de los aparatos de apoyo.

Para materializar los topes transversales en cabeza de pila se utilizaron paneles de encofrado fenólico para así ajustar la dimensión específica de estos elementos en cada una de las pilas. En la parte interior de estos elementos macizos de hormigón, con forma de ménsula corta (4 por cada pila), se dispusieron placas metálicas con neopreno-teflón para garantizar la transmisión de esfuerzos transversales del sismo máximo, tal y como se ha comentado anteriormente. Durante el hormigonado de las ménsulas de hormigón se dejaron embebidas vainas donde se alojaron los pernos de anclaje de las chapas con neoprenos que, posteriormente y tras el ajuste y alineación global del tope transversal una vez colocado el tablero, se inyectaron para materializar la fijación prevista.

En cada uno de los dinteles de las pilas tipo se previeron dos cámaras de 1,25 m de profundidad que permiten el acceso a las pilas desde el tablero y facilitarán las labores de inspección, registro de movimientos y mantenimiento de los aparatos de apoyo.

La chapa de acero corten proyectada en cabeza de pila se colocó durante el montaje de la ferralla de los módulos prefabricados de dintel, disponiendo posteriormente todo el conjunto sobre la plataforma de encofrado.

Respecto a la ejecución del alzado de la Pila Central del viaducto, se recurrió a un sistema de encofrado trepante similar al utilizado en las pilas tipo. Dada la considerable inclinación en dos direcciones de cada uno de los cuatro fustes, fue necesario disponer una serie de puntales metálicos verticales para el sostenimiento de los fustes en ménsulas y un arriostramiento superior en cabeza para garantizar la estabilidad del conjunto durante su ejecución y previamente a la materialización de la cabeza.

Una vez ejecutados los fustes, se colocó la plataforma de encofrado para la ejecución de la cabeza de la pila anclada a su última trepa. Esta plataforma permitió materializar la geometría de la zona abovedada del fondo de la cabeza de la pila, y disponer de una superficie de trabajo en el perímetro exterior que facilitara los trabajos de armado y hormigonado de la cabeza de la Pila Central (Figura 18).

Figura 18. Ejecución de los cuatro fustes y de la cabeza de la Pila Central del viaducto
Figure 18. Execution of the four shafts and pierhead of the Central Pier of the viaduct

and short-cantilever shaped, steel plates with teflon rubber bearings were placed to assure the appropriate transmission of seismic forces, as it has been told before. During the pouring of concrete of the short concrete cantilever shear-keys, sheaths were left there to connect and adjust the steel plates, making for a correct and accurate global geometry control. After placing the deck, the sheaths were grouted and finally fixed.

At each one of the pierheads, two 1.25 m depth inspection pits were left to allow and ease access to inspectors, register of monitored displacements, and maintenance of the bearings.

The corten weathering steel plate that was designed to be placed at the pierhead was fixed during the placement of the precast reinforcement modules, finally placing the whole set over the scaffolding platform.

As per the erection of the Central Fixed Pier of the viaduct, a climbing scaffolding system similar to the one of viaduct typical piers was used. Given the remarkable inclination in two directions of each one of the four shafts, it was necessary to set a series of vertical steel struts to help to support the shafts during cantilever stages, and also a top stabilization bracing system was required during construction, and previously to pierhead execution.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 19. Conexión Pila-Tablero
Figure 19. Pier-deck connection

Las dimensiones e interferencias entre diferentes unidades de obra previstas en la cabeza de la Pila Central (ferralla, hormigón, encofrado, acero activo, estructura metálica, etc.) hicieron necesario un estudio específico de montaje que permitiera prever los posibles problemas que pudieran surgir, y minimizar así la necesidad de medios auxiliares (andamios, encofrado y grúa). La ejecución de este elemento comenzó con el ferrallado y hormigonado de la zona curva inferior llegando justo hasta la cota de apoyo de las dovelas metálicas del tablero. La conexión de la pieza metálica con el hormigón de la pila (Figura 19) se realizó por medio de tacos conectadores a cortante en las almas, basas para la transmisión de la compresión en la parte inferior de la viga metálica, y continuidad de las platabandas superiores, conectadas a la losa, para el paso de tracciones.

Las dovelas anterior y posterior del tablero se colocaron con grúa, apoyándolas en la primera fase de hormigonado de la cabeza de pila y en unos apeos provisionales. Tras materializar la continuidad estructural entre las platabandas superiores y parte del alma de las dos dovelas metálicas, se inició el ferrallado y hormigonado por fases del nudo de la cabeza de la pila hasta la cota situada justo debajo de la losa superior. Tras la última fase de hormigonado se pusieron en carga una serie de barras pretensadas colocadas en la parte superior del nudo, dispuestas para mejorar el comportamiento estructural de este elemento en servicio.

Para permitir el paso por el interior del tablero a través de la cabeza de la Pila Central se dispuso un paso de hombre, consiguiendo que el viaducto sea inspeccionable desde un extremo a otro del tablero.

Una vez colocados los tramos de cierre de la estructura metálica a ambos lados de la Pila Central, y montadas las prelosas superiores, se ejecutó in situ la losa superior sobre la cabeza de la pila (Figura 20).

Once having finished the shafts, the platform to end the execution of the pierhead was fixed to the last pier phase. This platform made possible the construction of the vault-shaped bottom of the pierhead, and allowed to have a free work space on the outer perimeter to ease rebar and pouring of concrete works on the pierhead of the Central Pier (Figure 18).

The dimensions of the elements and the interferences between different workteams present on the top of the Central Pier (rebar, concrete, formworks, prestressing bars, steel structure, etc.) required an specific assembling study to avoid the possible problems that could arise, and to minimize the need of auxiliary means (frameworks, formworks, cranes). The execution of this element started with the rebar assembling and concreting of the curved bottom part, reaching the level of the support face of the steel structure. The connection between the concrete part of the pier and the deck steel piece (Figure 19) was made by means of steel block shear connectors placed in the webs, stiffened steel plates at the bottom to transmit compression forces, and providing continuity of the top steel flange and web plates, connected to the slab, to transfer tension forces.

Previous and following steel segments were placed with crane, bearing on the first concrete phase of the pierhead and on temporary support structures. After connecting top steel plates and part of the web of the two steel pieces, rebar placing and pouring of concrete of the node of the pierhead was made, just up to the level of the bottom of the top slab. After this last stage of concreting, a series of prestressing bars were loaded and set there to improve the structural behavior of the connection during service life.

To allow the people to pass through the interior parts of the deck throughout the pierhead, manholes were provided, making the whole viaduct accessible and inspectable from one end to the opposite.

When the closing parts of the steel structure were placed at both sides of the Central Pier, and with the top precast slab placed at their final and definitive position, the top slab concreting over the pierhead finished the execution of the Central Pier (Figure 20).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 20. Montaje de los tramos de cierre del tablero y vista de la Pila Central del viaducto ejecutada
Figure 20. Assembling of deck closing segments and view of the Central Pier of the viaduct once finished

3.3. Fabricación de estructura metálica en taller, transporte especial de dovelas y acopio en obra

El tablero metálico fue construido por Horta-Coslada en sus talleres de Arcos de Jalón (Soria), y por Megusa, en Sevilla. Se fabricaron (Figura 21) tramos de 25 m (medio vano), que fueron transportados por carretera hasta el emplazamiento de la Obra, donde se terminaban de ensamblar, formando unidades de 50 m correspondientes a cada vano tipo, con un peso aproximado de unas 200 t cada uno. En fases más avanzadas de obra, y gracias a los medios aportados por Horta-Coslada, se llegaron a transportar vanos de 50 m, previamente fabricados en taller. Gracias al proceso de sistematización y a la repetitividad de las operaciones se pudo alcanzar un alto ritmo de producción, del orden de uno/dos vanos a la semana (tres vanos en los momentos de punta).

Tal y como se desarrollará en el siguiente apartado, la calidad y eficiencia de los resultados obtenidos en la fabricación en taller de la estructura metálica del tablero fue fruto de un muy estudiado sistema de

3.3. Construction of steel structure at the shop, special transport of segments and storage on site

The steel deck was built at the shops of Horta-Coslada (Arcos de Jalón, Soria) and Megusa (Sevilla). Typical half-segments of 25 m were fabricated (Figure 21), which were moved by road to the final site placement, where assembling was finished to form 50 m units corresponding to a whole span, with a weight about 200 t each. In more advanced stages of the construction, and thanks to the means provided by Horta, full 50 m spans previously assembled at the shop were transported. Thanks to the systematization and repetitiveness of the operations, high productivities were achieved, producing between one and two spans per week (three at exceptional peaks of production).

As it will be explained in the next paragraph, quality and efficiency of the results that were obtained in the fabrication at shop of the steel structure of the deck were the result of a deeply studied quality control system and of making full use of the standards of industrial production provided by the different steel shops.

Figura 21. Fabricación en taller y transporte a obra de dovelas metálicas del tablero
Figure 21. Fabrication at Shop and transport of steel deck segments to the site

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

control de calidad y una sistematización de los medios de producción industrial aportados por los diferentes talleres.

Cada una de las dos vigas que conforman la sección transversal del tablero se armaba de forma independiente, uniendo las platabandas y células (superior e inferior) al alma, en módulos de diferente longitud, que posteriormente se ensamblaban entre sí hasta conformar los 50 m de viga que forman cada dovela de vano tipo.

En paralelo al armado de las vigas, se fabricaban los mamparos de apoyo en pila y estribos y los diferentes elementos de arriostramiento y cartelas del tablero.

La conformación final de las dovelas se realizaba en una bancada de montaje ajustada topográficamente a la contraflecha del tablero, apoyando las vigas de ambos lados de la sección y el correspondiente mamparo de apoyo en pila o estribo y conectando finalmente todos los elementos con las celosías transversales y con los arriostramientos superiores.

Básicamente, los procedimientos de soldeo utilizados para la fabricación en taller de las dovelas metálicas fueron, en función de los ritmos de producción requeridos, el arco eléctrico sumergido (SAW) y el arco eléctrico protegido con gas (GMAW). En todos los casos, las uniones soldadas se ejecutaron en base a procedimientos de soldeo homologados previamente, siguiendo los requisitos establecidos por el PPTP del Proyecto.

Uno de los aspectos a destacar durante la fabricación de estos elementos metálicos ha sido la correcta aplicación de montajes en blanco entre dovelas consecutivas. A lo largo de la línea de armado en bancada, el inicio de la fabricación de una nueva dovela comenzaba a partir de la sección final de la dovela anterior. De este modo, se aseguraba el adecuado ajuste de las chapas entre dovelas consecutivas para las estrictas tolerancias de montaje establecidas. Este sistema minimizó los problemas de montaje de dovelas en altura, ya que únicamente había que reproducir el mismo escenario ajustado previamente en los montajes en blanco.

Una vez fabricadas las dovelas metálicas se llevaban a obra mediante un transporte especial que discurría por diferentes autovías, con un recorrido estudiado de forma exhaustiva para no demorar demasiado la recepción de los elementos en la obra y minimizando las interferencias al resto de tráfico rodado de estas vías de gran capacidad.

Al llegar a obra, las dovelas se descargaban sobre unos apeos específicos a lo largo de la traza gracias a un sistema hidráulico de descarga de los propios camiones de transporte especial, no siendo necesario utilizar grúas de gran capacidad para esta labor.

Each one of the two beams that made part of the deck transverse cross section were assembled independently, connecting both flanges and cells (top and bottom) to the web, in modules of different length, which were afterwards connected between them to obtain the 50 m beam for each typical span segment. While the assembling of main beams was being made, piers and abutments diaphragms and other secondary elements (such as bracings, gusset plates, etc.) were fabricated.

Final assembling of the segments was made in an assembling support auxiliary structure that had its geometry controlled and adjusted to the elevations of the final survey and deck precamber. The beams of both sides of the cross section were bearing on this structure, to be able to connect transverse and horizontal bracings, as well as the diaphragms.

The main welding procedures that were used at the shop for the construction of the steel segments were, according to the requirements of production paces, submerged arch welding (SAW) and electric arch protected with gas (GAMW). In all cases, welded connections were executed basing on the previously homologated welding procedures, following what was included in the Project Specifications.

One of the main aspects of fabrication to point out was the correct use of pre-assembling of adjacent segments. Along the line of assembling over the assembling structure, the start of fabrication of any new segment begun at the end cross section of the previous segment. Thus, an appropriate adjustment of the steel plates between consecutive pieces inside the tight established tolerances was assured. This system minimized the problems connecting segments at their final elevated position, being just required to repeat the same geometry that in the pre-assembling at shop.

Once the steel pieces were terminated they were moved to the site using special dimensions transport means through different roads and highways, having studied the journey to avoid delays when receiving the elements, and reducing interferences with traffic.

When the pieces arrived at the site, the segments were downloaded over some temporary supports along the line of the structure, by means of a hydraulic system implemented in the trucks, not being necessary to use high load capacity cranes to perform this operation.

Given the importance to shorten the time spent in lifting of the segments, due to the cost of the big cranes used to put in their final place the segments, a previous storage of the steel pieces was made, to allow also to overlap different tasks of the construction of the deck, as is explained in the next paragraph.

3.4. Partial execution of deck bottom slab before the lifting of segments

After having stored on site the 50 m steel segments, the execution of most part of the bottom slab commenced.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 22. Encofrado de fondo para la ejecución parcial de la losa inferior del tablero
Figure 22. Bottom formwork to partially execute deck bottom slab

Dada la importancia de los ritmos de izado de las dovelas y el coste de las grúas de gran tonelaje, se estudió un acopio mínimo de dovelas en obra antes del inicio del montaje de las mismas, permitiendo al mismo tiempo la ejecución parcial de la losa de hormigón inferior de la sección, como se describe en el siguiente apartado.

3.4. Ejecución parcial de la losa inferior del dintel previo al izado de dovelas

Tras el acopio en obra de las dovelas metálicas de 50 m, se procedía a la ejecución de la mayor parte de la losa inferior. Si bien en Proyecto se había considerado la solución de ejecutar este elemento con losas prefabricadas conectadas mediante zunchos hormigonados in situ en los laterales, el Contratista decidió realizar la losa inferior in situ en su totalidad, encofrando las piezas cuando estaban colocadas en el terreno, previamente a su izado. Esta solución permite además reducir algo el armado de la losa inferior, al resultar menos penalizante el cierre del circuito de torsión (Figura 22).

Se utilizaron dos sistemas de encofrado para la ejecución in situ de la losa inferior: un encofrado cimbrado al suelo y un encofrado colgado de unas vigas en celosía que se apoyaban en la platabanda superior. Con ambos sistemas de ejecución se consiguieron ritmos de producción similares.

3.5. Izado y unión en altura de dovelas

Cada tramo metálico de 50 m de longitud, con el peso de parte de la losa inferior, se izaba empleando dos grúas de gran capacidad hasta su posición definitiva sobre pilas, mediante una maniobra controlada y de movimientos precisos que permitía el correcto posicionamiento de estos elementos, asegurando el ajuste estricto de las chapas con la dovela anterior (Figura 23).

Figura 23. Izado de piezas tras la ejecución parcial de la losa inferior del tablero
Figure 23. Lifting of pieces after partial execution of bottom slab

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 24. Vista durante montaje de vanos y colocación de tramo de cierre
Figure 24. View during assembling of spans and placing of closing segment

El peso total aproximado de cada dovela izada (metal y parte del hormigón de fondo) era de unas 250 t, correctamente manejado con las características de las grúas de gran tonelaje, que permitían una gran facilidad de movimiento y ajustes bastante precisos.

Desde el inicio de la fabricación de las dovelas metálicas en bancada de taller, en su acopio en obra, tras hormigonar parcialmente la losa inferior, y justo después de su izado, se establecieron una serie de protocolos de control topográficos de estos elementos de gran volumen para asegurar una correcta geometría final del tablero y la correcta evolución de las flechas en las diferentes fases de carga.

La secuencia de montaje de dovelas planteada por el Contratista establecía cuatro líneas de avance que partían desde los estribos hacia la Pila Central y desde las pilas situadas a ambos lados de la Pila Central hacia los Estribos. Para el montaje de una nueva dovela en altura, la parte del tablero ya montada se fijaba provisionalmente mediante un elemento auxiliar a la pila anterior del vano que se iba a izar. Tras el montaje de la dovela, el punto fijo provisional se trasladaba a la siguiente pila, antes de montar la nueva dovela. Con este sistema, se minimizaban los posibles movimientos del tablero ya montado en la sección del frente de avance, evitando incertidumbres de ajuste con cada una de las dovelas izadas.

Una vez finalizado el montaje de dovelas en los cuatro frentes de avance descritos anteriormente, se procedió al cierre controlado del tablero en los vanos situados en la mitad de la longitud entre los Estribos y la Pila Central (Figura 24) y, a continuación, en los vanos laterales de la Pila Central. En ambos casos, se desarrolló un protocolo de control de deformaciones del tablero previo al izado de la dovela, ajustando sus dimensiones al espacio real existente entre los tramos de tablero ya montados.

Although in Project it had been considered a solution of precast slabs and in situ lateral connection beams for this element, the Contractor decided to built the bottom slab wholly with cast in place concrete, placing the formwork of the piece directly bearing on the ground, before lifting the deck. This solution resulted, also, in some reduction of the reinforcement of the bottom slab, as the torsion circuit forces were also reduced with the dimensions of the new bottom slab layout (Figure 22).

Two formwork systems were used to build the bottom slab: one supported over the ground and also other that hung from some truss beams that bore on the top flange. Both systems provided similar productivities.

3.5. Lifting and connection of segments

Each 50 m steel span, with the weight of the bottom slab, was lifted to its final position over the piers using two high capacity cranes, with a precise and controlled maneuver, performing accurate displacement operations to position correctly the pieces, and adjusting the plates with the previous segment, always inside the allowed tolerances (Figure 23).

The total weight of each lifted segment (steel and bottom concrete slab) was about 250 t, being correctly managed by the high capacity cranes, that allowed a great ease of movement and careful adjustment.

Since the beginning of fabrication at the shop, its storage on site, after pouring the concrete of the bottom slab, and right just after lifting, a series of previously established survey and geometry control protocols were being applied, to assure for these big dimensions elements a correct final deck alignment, and to control the evolution of deflections during the different load stages.

The segments assembling sequence proposed by the Contractor established four lines of advance that started going from the abutments to the Central Pier, and from the piers adjacent to the Central Pier to the abutments. To assemble a new segment over the pier, the part of the deck that had been previously assembled was temporary fixed to the pier precedent to the span that was going to be lifted. After the segment assembling, the temporary fixed point was moved to the next pier, before putting on the new segment. With this system, possible previously assembled deck displacements were minimized, reducing the uncertainties of adjustment with the lifted segments.

Once the assembling of steel pieces in the four previously described fronts was finished, the controlled closing of the deck commenced, being placed at the middle of the length between abutments and Central Pier (Figure 24). Then followed the closing at spans adjacent to the Central Pier. In both cases, a deck displacements control protocol had been designed to estimate the required span lengths before lifting them, to adjust them to the real free length at closure.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 25. Vista del hormigon de fondo en negativos y zunchos antes de hormigonar, y del fondo de cajón tras ser terminado
Figure 25. View of bottom concrete slab at hogging zone, and of deck bottom once finished

3.6. Hormigonado en segunda fase de zunchos y hormigón de fondo del cajón mixto

Una vez subidas las piezas a las pilas y estando realizada la unión entre cajones, se terminaba de ejecutar la losa inferior, hormigonando los zunchos y la zona de hormigón de fondo cerca de pilas, de mayor canto (hasta 55 cm) que la de centro de vano (14 cm).

Se estableció un decalaje mínimo entre el inicio de las actividades de hormigonado en segunda fase de la losa inferior (Figura 25) y el montaje de dovelas, ajustado al adecuando dimensionamiento del Proceso Constructivo previsto en Proyecto. Este decalaje también se consideró para el montaje de la prelosas y losa de sección completa superiores y del hormigonado in situ correspondiente.

3.6. Composite deck bottom slab pouring of concrete of lateral beams and bottom concrete at piers on second stage

Once the steel segments were over the piers, and having connected the boxes between them, the final execution stages of the bottom slab were carried out, pouring concrete in the lateral connection beams, and bottom slab close to piers, with higher depth (up to 55 cm) than in middle span (14 cm).

A minimum shift step between the beginning of concrete activities in second stage of the bottom slab (Figure 25) and the assembling of segments was established, making some modifications to the original Construction Sequence of the Project. This shift was also considered to the placement of preslabs and full cross section top slabs, and to the final in situ concreting operations.

3.7. Ejecución de losa superior

La losa superior se realizó combinando el uso de elementos prefabricados de canto completo (Figura 26) en las zonas de positivos con prelosas prefabricadas en

3.7. Top slab execution

Top slab was constructed combining the use of full depth precast elements (Figure 26) in the zones of positive bending moments. The assembling using this solution allowed

Figura 26. Losa prefabricada de positivos en la planta durante su fabricación
Figure 26. Sagging zone precast slab at the shop during fabrication

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 27. Vista general del montaje de la losa
Figure 27. General view during slab assembling

negativos. El montaje con esta solución permitió unos plazos de ejecución menores con respecto a los habituales en losas más convencionales, al reducir las operaciones de ferrallado y hormigonado in situ.

Estos elementos se fabricaron en talleres fuera de la obra bajo estrictos procedimientos de calidad, especialmente los relativos al curado del hormigón, y se transportaron en camión hasta la traza del viaducto para su posterior montaje con grúa sobre la parte metálica del tablero (Figura 27).

El montaje simultáneo de las dovelas metálicas, la realización del hormigonado del fondo del cajón y el montaje de las prelosas y losas de sección completa superiores permitieron alcanzar unos rendimientos de ejecución decisivos para conseguir el cumplimiento de los estrictos plazos exigidos por la Dirección de Obra.

La ejecución de la losa superior terminaba con el relleno de las uniones entre losas prefabricadas a canto completo, y el hormigonado, totalmente convencional, sobre las prelosas de la zona de negativos.

3.8. Ejecución de canaleta, aceras, imposta y barandilla, impermeabilización del tablero y prueba de carga

Una vez se terminó la losa superior, se concluyeron los trabajos del tablero con la realización de los acabados y la ejecución de la prueba de carga estática (Figura 28).

4. BASES GENERALES DEL CONTROL DE EJECUCIÓN

La magnitud de la obra a ejecutar (gran volumen de estructura metálica, gran número de aparatos de apoyo) y los estrictos requisitos a cumplir (exigencias de fabricación y proyecto para realizar un correcto dise-

important time reductions, comparing with more standard top slab solutions, as rebar and in situ concrete operations had been greatly shortened.

These elements were fabricated at shops (not in the site) under strict quality control procedures, especially those referent to concrete curing, and were transported on trucks to the viaduct line, to finally assemble them with crane over the steel deck (Figure 27).

The simultaneous assembling of steel segments, the pouring of concrete of the bottom slab, and the placing of preslabs and full depth precast top slabs allowed to reach execution productivities that proved decisive to fulfill the tight schedules required by the Direction of the Works.

The execution of the top slab finally ended with the pouring of the connection joints between full depth precast slabs, and the concreting, completely standard, of the preslab over piers.

3.8. Finishing works, waterproofing and load test execution

Finishing works of the deck, and static load test execution (Figure 28), were carried out after concluding the operations of the top slab.

4. GENERAL BASIS OF THE CONTROL OF EXECUTION

The magnitude of the construction works (great volume of steel structure; great number of support bearings), and the strict requisites to fulfill (project and fabrication demands to achieve a correct design against fatigue, which is many times conditioning in a steel railway bridge; assembling geometrical control of the steel pieces; need to assure geometry and parallelism in the placement of bearings; etc.), made for a tight tracing of the execution of the steel structure, adopting certain infrequent measures related to assembling of the composite deck and the sliding bearings. Because of that, a specific control program was designed to avoid committing

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 28. Vista durante la prueba de carga y tras ejecutar los acabados
Figure 28. View during load test and after finishing deck works

ño contra la fatiga, muchas veces condicionante en un puente metálico de ferrocarril, control geométrico del montaje de los tramos de metal, necesidad de asegurar el paralelismo y la geometría en el montaje de apoyos, etc.), obligaron a un estrecho seguimiento de la ejecución de la estructura, adoptando ciertas medidas no frecuentes, relacionadas con el control de la ejecución y montaje de la estructura metálica del tablero mixto y con el control del montaje de los aparatos de apoyo deslizantes. Por todo ello, se planteó un esquema de control específico que evitara errores que suceden con relativa frecuencia en el campo del Control:

- Exceso de documentación y burocratización al controlar aspectos no relevantes, produciendo además una falsa sensación de control de la ejecución, por el volumen de papel generado.
- No adecuar el Control de Ejecución a las particularidades de la obra en cuestión, consumiendo recursos en el control de aspectos que pueden ser de menor importancia relativa que otros, y por lo tanto, reduciendo la calidad de dicho seguimiento.

4.1. Control de ejecución de la estructura metálica

Para un adecuado control de la ejecución del metal, de acuerdo a los requisitos de próxima inclusión en el PG-3, se consideró oportuno establecer un esquema director de Calidad basado en dos aspectos:

- La elaboración de un Plan de Calidad por el Contratista, ajustando su propio Programa de Control de Calidad con el autocontrol del taller metálico (con los contrastes necesarios), de tal forma que asegurase el cumplimiento de las exigencias del Pliego del Proyecto.
- Elaboración y desarrollo de un programa de contraste por parte de la ACO (Asistencia Técnica).

Centrándonos en los aspectos más relevantes, cabe destacar la realización de un seguimiento de la elaboración y aprobación por parte de la Constructora de los

mistakes that happen with relatively high frequency when controlling:

- *Excessive documents and bureaucracy when applying control to non relevant issues, also producing a false sensation of having controlled the execution, due to the volume of paper that has been produced.*
- *Not adapting the Control of Execution to the particular details of the work, wasting resources in the control of some aspects that could be of minor relative importance than others, and, therefore, reducing the quality of the control procedure.*

4.1. Control of execution of steel structure

To assure an appropriate control of the execution of the steel structure, according to the requisites of the forthcoming new PG-3, it was considered pertinent to establish a Quality director plan, based in two aspects:

- *The elaboration of a Quality Plan, made by the Contractor, to adjust his own Quality Control Program to the self-control program of the steel shop (with the required control tests), so that the requisites of the Specifications of the Project were fulfilled.*
- *The elaboration and further development of a control test program by the Technical Assistance (ACO).*

If we focus in the most relevant aspects, it's worth noting the performance of a control procedure of the elaboration and Contractor's approval of the shop drawings of each one of the segments that formed the steel deck, assuring that the structural needs of the project were accomplished, and paying attention to all welding details and specially to those that conditioned the fatigue category of the structure. Special detail drawings were required for pier and abutment diaphragms, defining the different assembling stages to achieve a detailed geometrical definition of all the pieces that formed the segments, of the welding and edge-cuts of the plates, of all the assembling phases, etc., avoiding

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Planos de Taller para cada una de las dovelas que conforman la parte metálica del tablero, asegurando las exigencias estructurales del proyecto, particularizando todos los detalles de soldadura y destacando aquéllos que condicionan la categoría a fatiga de la estructura. En los mamparos de pilas y estribos se exigieron planos específicos definiendo las fases de montaje para, de esta forma, lograr una detallada definición geométrica de todas las piezas que forman las dovelas, de los detalles de preparación de bordes y soldadura, de las fases de montaje, etc., evitando indefiniciones que afectarían no sólo a la producción, sino a las actividades de control. Por otro lado, se realizó un exhaustivo seguimiento de la trazabilidad de los diferentes aspectos relacionados con la estructura metálica, desde la materia prima, los planos de taller, homologaciones, soldadores, ensayos no destructivos, control topográfico, etc.

Dado el importante volumen de producción y la gran cantidad de documentación generada, se estableció un mecanismo de transferencia de información apoyado en un soporte informático, disponible vía internet, que permitió agilizar la actividad de control, evitando retrasos innecesarios (gestor documental). De esta manera se facilitó la posibilidad de conocer, en tiempo real, la documentación disponible.

Desde el punto de vista de construcción y montaje, las dimensiones singulares de la estructura obligaron a un estudio pormenorizado tanto del montaje vano a vano como de la secuencia que se seguiría dentro de la situación de los vanos en el conjunto del viaducto. Es por esta razón por la que se definió, conjuntamente con la Constructora, un Protocolo de izado y montaje del tablero, detallando cada una de las fases de ejecución e incluyendo el correspondiente PPI de control. Este protocolo fue estrechamente ligado a un Protocolo de Control Topográfico, conjunto para el Taller Metálico, la Constructora y la Asistencia Técnica de la Obra, que permitió definir el control dimensional a realizar tanto en las fases previas al montaje (fabricación en Taller Metálico y evolución de la deformada en las diferentes fases de la obra) como en el propio montaje.

El objetivo de este seguimiento fue conocer, en todo momento, la geometría de las dovelas (longitudes, giros, etc.), comprobando que su comportamiento era sensiblemente igual al teórico, detectando posibles errores de fabricación que pudieran condicionar tanto la geometría final del viaducto como el montaje en altura (soldadura fuera de tolerancia) que obligara a operaciones no deseables, como retocar el vano con la grúas en carga, o tener que descender el vano una vez ya presentado para realizar ajustes.

4.2. Descripción de secuencia de montaje de dovelas

El proceso de montaje y unión de dovelas se realizó mediante izado de las piezas, apoyando en isostático previamente a la ejecución de la soldadura. Antes de soldar se verificaba que la separación entre chapas era

uncertainties or non definition of these issues that could affect not only to production, but also to control activities. On the other hand, an exhaustive follow-up of the traceability of the different aspects related to steel structure (from base metal plates control, shop drawings, to welding homologation, welder operators, non destructive tests, survey control, etc.) was carried out.

Due to the important volume of production, and the great amount of documentation to be generated, an information transfer computer tool (documentation manager) was developed to be used through internet, allowing easing and speeding up control activities, and avoiding unnecessary delays, as documentation could be seen in real time.

From the point of view of construction and assembling, the special dimensions of the structure obliged to perform a detailed study of the span by span erection sequence, and of the sequence that the different spans formed in the general layout of the viaduct. Because of this, it was defined, together with the Contractor, an Assembling and Lifting of the Deck Protocol, defining control parameters for each phase, and including the required control Inspection Points Plan. This Protocol was strictly connected to the Survey and Geometry Protocol, made common to the Steel Shop, Contractor and the Technical Assistance, that allowed to define the geometrical control of the pieces both in the previous construction stages (fabrication at the Shop and evolution of the deflections during the different stages of the works) and during final assembling stages.

The main goal of this follow-up was to be able to know, in every moment, the geometry of the segments (lengths, rotations, etc.), checking that their behavior was fairly close to the theoretical values, and detecting possible fabrication errors that could have conditioned the final geometry of the viaduct or the assembling operations at elevated places (for example, having weldings with out of tolerance steel pieces separations) that could have led to undesired operations, such as making amendments of the pieces with the pieces loaded in the cranes, or to have to move down to the ground spans that had been put in place to make correction adjustments.

4.2. Segment assembling sequence description

The assembling and segments connection process was carried out lifting the pieces and leaving them simply supported previously to the execution of welding. Before the weld, it had to be verified that the separation between plates was below the limits allowed by the welding procedures. In case that distance were higher, the lifting protocol included a correction operation based in moving and rotating the piece, and after welding, the piece was left to its final elevation at the pierhead. The maximum vertical adjustment displacement was limited to avoid the introduction of forces that were higher to the ones considered in design. In general, the results and speed of these activities were satisfactory, thanks, among other factors, to the detailed geometry study of the pieces during the different assembling stages (at the Shop, on site, during lifting and before and after connection).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 29. Vista inferior del tope sísmico y aparatos de apoyo en estribo
Figure 29. Lower view of the seismic shearkey and bearings at abutments

inferior a la admitida por los procedimientos de soldadura. En el caso de que la distancia fuera superior, el protocolo de montaje incluía una corrección por elevación y giro de la pieza, que tras la soldadura se descendía a su cota definitiva sobre pila. La elevación máxima se limitó para evitar la introducción de esfuerzos superiores a los tenidos en cuenta en el diseño. En general, cabe decir que los resultados y la velocidad de las operaciones fueron satisfactorios, gracias, entre otros factores, al detallado estudio de geometría de las piezas durante las diferentes etapas de montaje (en taller, a pie de obra, izadas antes y después de la unión).

4.3. Control del montaje de aparatos de apoyo

La configuración del trazado (ligeramente curvo), los importantes movimientos longitudinales que ha de experimentar el tablero y la necesidad de disponer topes sísmicos en las pilas además de los apoyos, obligaron a un proceso constructivo que asegurara la correcta alineación y paralelismo entre el tope sísmico y los aparatos de apoyo (Figura 29).

Con este objetivo, dentro del Protocolo de montaje, se desarrolló un Programa de Puntos de Inspección particular de esta operación que garantizara un control detallado durante la ejecución de las cabezas de las pilas, el montaje del tablero y la colocación de los apoyos, evitando desalineaciones y falta de paralelismo entre las guiaderas laterales de los aparatos de apoyo y el tope antisísmico (chapa de acero inoxidable y neopreno) que podría condicionar la aparición de un posible encastramiento del tablero en las pilas como consecuencia de los importantes movimientos de contracción y dilatación esperables.

Por otro lado, se estableció también un protocolo de control de los movimientos de las bandejas en cada una de las pilas y en estribos durante la fase de monta-

4.3. Assembling control of bearings

The features of the alignment (slightly curved), the important longitudinal displacements that are expected in the deck, and the need to place seismic shearkeys and bearings on the piers, obliged to design a constructive process that assured the correct alignment and parallelism between the seismic shearkey and the bearings (Figure 29).

With this goal, a specific Inspection Points Program was developed for this activity, included in the general Assembling Protocol, to guarantee a detailed control during the execution of the pierheads, the assembling of the deck and the placing of bearings, avoiding the lack of parallelism between the lateral guides of the bearings and the seismic shearkey (inox steel plate and rubber pad), that could cause possible deck-piers contact problems, as a result of the important expected shrinking-dilatation displacements.

On the other hand, it was also set up a protocol to control the movements of the trays of the bearings at each pier and at abutments during deck assembling stages using a monitoring system, comparing these results with the values used during design.

5. CONCLUSIONS

The most relevant and interesting features of the Viaduct of Archidona have been described in this article. This bridge results interesting because of how the structural problems caused by the different design restrictions (high deck length; placing in an area of relevant seismicity; remarkable displacements at joints in abutments due to thermal-rheological actions; etc.) have been solved.

The design using a twin girder composite deck together with not very usual precast slab solutions allowed to achieve a structure that fulfilled all the requirements that motivated the chosen solution.

Connected to the design of the Works, from the point of view and calculation an structural design and definition of the different elements, all the aspects related with systematization,

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

je del tablero empleando un sistema de instrumentación, siendo éstos contrastados con los previstos en el dimensionamiento.

5. CONCLUSIONES

Se han descrito en este artículo los aspectos de mayor interés del Viaducto de Archidona, una estructura que resulta diferente por la forma en que se han resuelto los problemas estructurales motivados por los diferentes condicionantes de la Obra: elevada longitud del dintel, emplazamiento en una zona de acción sísmica de entidad, importantes desplazamientos debidos a las deformaciones térmico-reológicas en los estribos, etc.

Un diseño mediante dintel mixto bijácena junto a soluciones de prefabricación de la losa no utilizadas con mucha frecuencia, ha permitido obtener una estructura que cumpliera con los requisitos que motivaron la solución escogida.

Ligados al diseño de la Obra, desde el punto de vista del cálculo y definición de sus distintos elementos, se tuvieron siempre en cuenta todos aquellos aspectos referentes a sistematización, facilidad constructiva, estudio continuo de las posibles reducciones de duración de las fases de montaje, y control de ejecución, que han sido imprescindibles para concluir su construcción dentro de los plazos requeridos.

construction ease, continuous study of possible reduction of the time of construction stages, and control of execution, that have been key issues to finish the works on the required schedule, were always born in mind by the designer.

REFERENCIAS/ *REFERENCES*

[1] MILLANES, F; MATUTE, L; ORTEGA, M; MARTÍNEZ, D; BORDÓ, E. "Desarrollo de soluciones mixtas y metálicas para los viaductos de las líneas de alta velocidad españolas". *Hormigón y Acero*, 2011, vol. 62, nº 259, p. 7-27.

[2] MILLANES, F.; PASCUAL, J.; ORTEGA, M. "Viaducto Arroyo las Piedras. Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas". *Hormigón y Acero*, 2007, nº 243, p. 5-38.

[3] MILLANES, F; PASCUAL, J.; ORTEGA, M. "Arroyo las Piedras Viaduct: The first composite steel-concrete high speed railway bridge in Spain". *Structural Engineering International*, IABSE, 2007, vol. 17, nº 4, p. 292-297.

[4] *Bulletin Ponts Métálliques*, nº 16 (1993) en adelante.

[5] *Instrucción de Acciones a considerar en Puentes de Ferrocarril: IAPF-07*. Madrid: Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento, 2010, 134 p. (Serie Normativas).

[6] ORTEGA, M.; MILLANES, F.; MANSILLA, J.L. "Análisis de la instrumentación de temperaturas del viaducto mixto de alta velocidad «Arroyo las Piedras»". *Hormigón y Acero*, 2010, vol. 61, nº 258, p. 81-97.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES/*LIST OF PARTICIPANTS*

Propiedad/*Property*: Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF)
Dirección de Línea/*Line Director*: Alfonso González Gutiérrez
Gerente de la Línea/*Line Manager*: Eduardo Gantes Trelles
Jefe de Infraestructuras/*Director of Infraestructures*: Julio Caballero

Dirección de Obra/*Works Director:* Adelardo Martín de la Vega / Áurea Vílchez

Proyecto y bases generales para la ejecución de la estructura metálica (PPTP)/
Project Design and general basis for the execution of steel structure (Technical Specifications): IDEAM

Asesoría especializada en estructuras a la A.T./
Structure specialist consultancy to Technical Assistance (ACO): IDEAM

Entidad de Control de la D.O. para el control de la estructura metálica del tablero/
Control Entity of the Works Direction for the control of execution of the steel structure: Cemosa-Tecnalia

Asistencia de Control de Obra/
Technical Assistance to Works Control (ACO): VS-Geocontrol (tramo 1)/Euroconsult-Paymacotas (tramo 2)

Constructora/*Contractor:* UTE Dragados-Tecsa (tramo 1)/UTE Azvi-Dragados-Tecsa (tramo 2)

Talleres Metálicos/*Steel Shops*: Megusa (tramo 1)/Horta-Coslada (tramo 2)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Eje Atlántico de Alta Velocidad
"Viaducto del Río Ulla"

Longitud total: 1620 m
Vanos laterales de acceso: 120 m
Vanos centrales: 225+240+225 m

Proyecto y Apoyo Técnico a la Dirección de Obra

Ministerio de Fomento
Dirección General de Ferrocarriles

Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF)

IDEAM

Ingeniería de Puentes y Estructuras

Velázquez 41, 1º A - 28001 Madrid
Tel. 91 435 8084 - e-mail: general@ideam.es
www.ideam.es

Pricipales campos de actuación:

- Puentes de Carretera, Autovías, Líneas de Ferrocarril y de Alta Velocidad
- Pasarelas Peatonales
- Edificación Singular
- Rehabilitación e Inspección de Puentes y Estructuras
- Asistencias Técnicas y Direcciones de Obra

Presidente: Francisco Millanes Mato

Actividades:

- Estudios Previos, Anteproyectos y Proyectos de Licitación
- Peritajes y Asesorías Técnicas
- Auscultación e Instrumentación de Estructuras
- Control de Calidad de la ejecución de estructuras
- Supervisión y Control de Proyectos y Ejecución de Obras

Director General: Luis Matute Rubio
Director de Ingeniería: Miguel Ortega Cornejo

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

VI CONGRESO DE ACHE

Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

CONGRESO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS

MADRID | 17-19 JUNIO | 2014

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Madrid

PRESENTACIÓN

En junio de 2014 tendrá lugar el Congreso Trienal de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), uno de los más relevantes encuentros internacionales para profesionales y especialistas en el campo de las estructuras.

TEMAS DEL CONGRESO

ACHE convoca a investigadores, docentes, fabricantes de materiales y equipos, proyectistas, técnicos de administraciones públicas, constructores, organismos de control y empresas de mantenimiento a participar. Las contribuciones se clasificarán en cuatro grandes grupos, de acuerdo a su carácter:

- Investigación y desarrollo
- Innovación y transferencia tecnológica entre empresas y centros de investigación
- Proyectos y realizaciones
- Gestión de estructuras

COMUNICACIONES-FECHAS

- Límite para la recepción de **comunicaciones completas será el 6 de diciembre de 2013**.
- Los autores recibirán la aceptación o propuesta de correcciones antes del **14 de febrero de 2014**.
- La aceptación de la versión definitiva de las comunicaciones se realizará antes del **30 de Abril de 2014**.
- **Celebración del Congreso 17-19 de Junio de 2014**

www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Variación uniforme de la temperatura en puentes. Comparación de los resultados de la instrumentación de tableros con la normativa española y el Eurocódigo de acciones térmicas

Uniform temperature component in bridges. Comparison of the results of monitored decks with the Spanish codes and the Eurocode of thermal actions

Miguel Ortega Cornejo[(1)], **Francisco Millanes Mato**[(2)] **y Juan Luis Mansilla Domínguez**[(3)]

Recibido | *Received:* 19-02-2013
Aceptado | *Accepted:* 10-04--2013

Resumen

En este artículo se contrastan los resultados de la instrumentación de temperaturas y en particular la variación uniforme de la temperatura de los tableros instrumentados en una serie de puentes de hormigón, de acero y mixtos comparando los resultados obtenidos con la aplicación de la antigua norma española de acciones térmicas (Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera IAP-98) y con el Eurocódigo de acciones térmicas.

Como se demuestra en el artículo, los resultados obtenidos de la instrumentación se aproximan bastante bien a los resultados previstos por la formulación del Eurocódigo de acciones térmicas, y tal y como se demostró en la referencia [1], los resultados de la antigua IAP-98 quedan en muchos casos del lado de la inseguridad, lo cual ha motivado finalmente la adopción en la nueva IAP-11 las acciones térmicas del Eurocódigo.

Palabras clave: Temperaturas, Eurocódigo, IAP, dilatación, contracción, instrumentación de puentes.

Abstract

This article compares the results of the temperature instrumentation, and particularly the uniform temperature variation range of the instrumented decks of various concrete bridges, steel bridges, and composite (steel and concrete) bridges, comparing the results with the ones obtained by applying the old Spanish code of thermal actions (Instruction of actions for road bridges IAP-98) and the Eurocode of thermal actions.

As it will be shown in the article, the results obtained in the instrumentation approximate very well to the ones expected by the formulation of the Eurocode of thermal actions, and as it was proved in the reference [1], the results of applying the old IAP-98 code are in most of the cases not on the safety side, what has finally motivated the adoption of the thermal actions of Eurocode in the new IAP-11 code.

Keywords: *Temperatures, Eurocode, IAP, expansion, contraction, monitored bridges.*

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1. INTRODUCCIÓN

Este artículo completa el análisis normativo realizado en la referencia [1], que puede considerarse la primera parte de éste en lo que respecta al tratamiento de la variación uniforme de la temperatura en tableros de puentes, contrastando los resultados de la norma de acciones en puentes de carretera hasta hace poco vigente en España (IAP-98 [2]) con los resultados de aplicar el Eurocódigo de acciones térmicas [3] en una serie de puentes de hormigón, acero y mixtos instrumentados.

Los resultados de este análisis normativo y los análisis de la instrumentación de puentes son fruto de parte del trabajo realizado por IDEAM S.A. en UTE con Fhecor Ingenieros Consultores y Torroja Ingeniería, para la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, para la redacción de la nueva Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de carretera IAP-11 [4], trabajo que ha sido dirigido por Pilar Crespo, Jefa del Área de Estructuras y Carlos Paradela, Jefe del Servicio de Puentes del Ministerio de Fomento.

Como se demostró en la referencia [1], los resultados de la aplicación de la IAP-98 [2], hasta hace poco vigente en España, llevaba a resultados para la variación uniforme de temperatura inseguros y muy inferiores a los del Eurocódigo [3]. Este hecho se ha contrastado con los resultados de la instrumentación de una serie de puentes de hormigón, acero y mixtos, cuyos resultados se describen con detalle en este artículo, cuestión que finalmente ha servido para confirmar que el tratamiento de la acción térmica de la variación uniforme de la temperatura de tableros en el Eurocódigo [3] es la que realmente mejor se adecúa al comportamiento térmico real de los tableros de puentes, y ha permitido finalmente la adopción de esta formulación en la nueva IAP-11 [4].

Se han analizado las instrumentaciones de temperaturas de los viaductos siguientes:

- Puente atirantado sobre el río Iregua. Tablero de hormigón.
- Viaducto mixto Arroyo las Piedras.
- Viaducto mixto de Archidona.
- Viaducto del Tablate II. Con tablero mixto y arcos metálicos.
- Viaducto de Alconétar. Con tablero mixto y arcos metálicos.
- Viaducto de Arroyo del Valle en Miraflores. Tablero en sección cajón de hormigón.
- Puente sobre el río de Almonte. Tablero con sección losa de hormigón y arco en sección cajón de hormigón.
- Viaducto de Montabliz. Tablero en sección cajón de hormigón.

La explicación pormenorizada de cada una de estas instrumentaciones de temperaturas obligaría a la redacción de un artículo específico para cada puente, en la línea de las referencias [5] y [6], pero en este artículo simplemente se incluyen las principales conclusiones en lo referente a la variación uniforme de temperaturas sin entrar en demasiadas disquisiciones particulares en cada puente, centrándonos en la comparación de los resultados obtenidos con los teóricos que resultarían de aplicar la formulación de acciones térmicas de la IAP-98 [2] y el Eurocódigo [3].

En los casos de los Viaductos de Arroyo las Piedras, Archidona, Alconetar, y Arroyo del Valle, la instrumentación dispuesta ha permitido, además del análisis de la variación uniforme de la temperatura media de la sección ponderando las diferentes áreas representativas cercanas a cada termómetro, la comparación de los movimientos libres del tablero en estribos (instrumentados con transductores de movimiento longitudinal) con los teóricos calculados a partir de dicha temperatura media, lográndose resultados con una gran precisión en todos los casos.

2. CONTRASTE DE LOS RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN DE TEMPERATURAS EN PUENTES REALES CON LA FORMULACIÓN DEL EUROCÓDIGO

2.1. Puente atirantado sobre el río Iregua en Logroño

En el año 2005, aprovechando el tercer congreso de ACHE, P. Crespo ya realizó en la referencia [5] un análisis de las normas de acciones térmicas comparando los resultados de la aplicación de la IAP-98 [2] con el Eurocódigo de acciones térmicas [3], y el contraste con la instrumentación de temperaturas del tablero del puente atirantado sobre el río Iregua en Logroño, puente con proyecto original y asistencia técnica a la dirección de obra de IDEAM S.A. y proyecto modificado realizado por Proes.

Como veremos más adelante, las conclusiones obtenidas entonces por P. Crespo fueron muy similares a las que los autores de este artículo han obtenido en el resto de puentes instrumentados, tanto de hormigón, como de acero o mixtos, y que se describen más adelante en este artículo.

La sección transversal del tablero del puente sobre el río Iregua se compone de dos vigas de hormigón prefabricadas y losa "in situ" con jabalcones laterales (Figura 1).

Con los resultados de la instrumentación de 4 años, analizada en su día por P. Crespo en [5], se demostraba cómo en ese reducido periodo de tiempo, práctica-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 1. Vista del tablero del puente sobre el río Iregua en Logroño

Tabla 1. Resultados de la instrumentación del Viaducto del río Iregua según ref. [5]

(4 años de medidas)	$T_{e,max}$ / (T_{max})	$T_{e,min}$ / (T_{min})	ΔT_N
Valores medidos	+35,7ºC /(+36,8ºC)	-1,5ºC / (sin dato)	**37,2ºC**
Valores teóricos IAP-98 [2]	–	–	**38,8ºC**
Valores teóricos Eurocódigo [3]	+45,6ºC / (+43,6ºC)	-9,8ºC / (-17,8ºC)	**55,4ºC**

mente ya se había medido una variación uniforme total de temperatura en el tablero (37,6ºC) equivalente al resultado de aplicar la IAP-98 [2] para un periodo de 100 años de vida útil (38,8ºC), mientras que los resultados de aplicar el Eurocódigo (55,4ºC) mantenían bastante margen de seguridad frente a la variación uniforme de temperatura observada. El resumen de los resultados de dicho análisis se repite en la tabla 1.

Este resultado hacía ya ver lo adelantado en la referencia [1], que los resultados de las aplicación de la variación uniforme de temperatura según la antigua IAP-98 [2], al menos en tableros de hormigón, podía quedar del lado de la inseguridad.

En la tabla 1, y posteriores tablas de otros puentes resumidas en este artículo, se emplea la nomenclatura del Eurocódigo [3] (nomenclatura que se ha heredado en la nueva IAP-11 [4]), donde:

T_{max} es el valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente.

T_{min} es el valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente.

$T_{e,max}$ es el valor de la temperatura máxima del puente, obtenida para un periodo de retorno de 100 años.

$T_{e,min}$ es el valor de la temperatura mínima del puente, obtenida para un periodo de retorno de 100 años.

ΔT_N es la variación total de la componente uniforme de la temperatura del puente:

$$\Delta T_N = T_{e,máx} - T_{e,mín} \qquad (1)$$

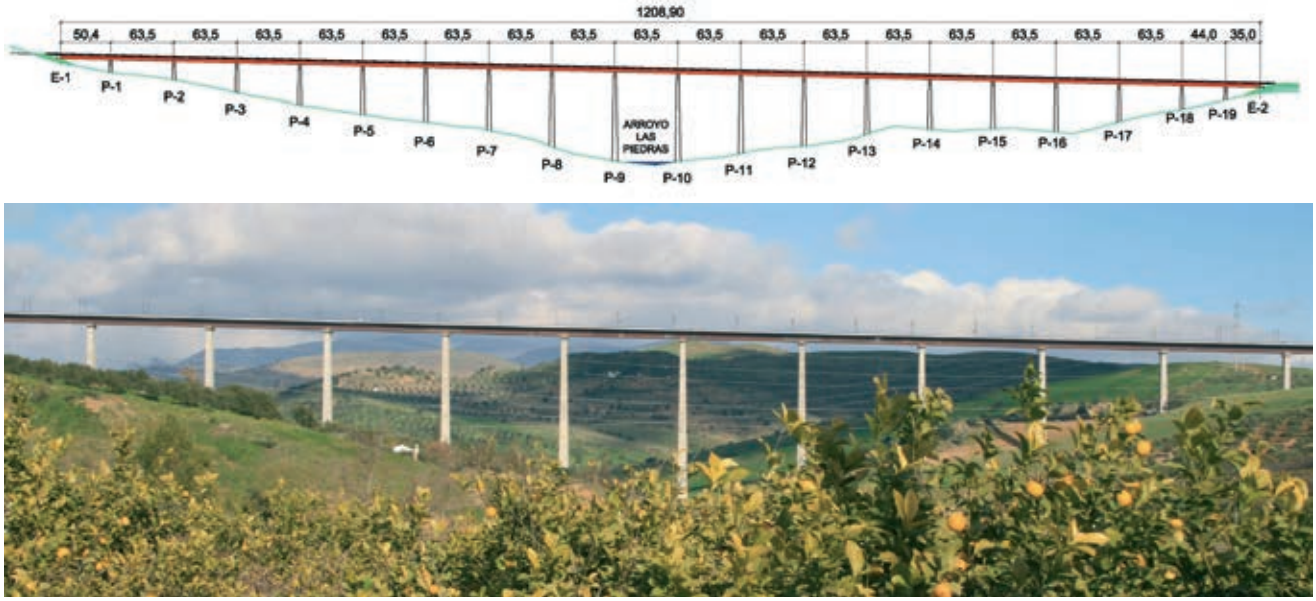
En las tablas de comparación de resultados mostradas en este artículo no aparecen los valores de las temperaturas máximas ni mínimas del puente según la IAP-98[2], ya que dicha norma sólo formulaba la variación uniforme total, sin aportar criterios sobre estos valores; por estos motivos aparecen sin rellenar estos datos en las tablas.

En los sucesivos puntos de este apartado se resumen los resultados de la instrumentación de otros puentes, comparando los resultados de la variación uniforme de temperatura, obtenida de las medidas de una serie de termómetros dispuestos en la sección transversal de los tableros, comparando los resultados con lo tipificado por la antigua IAP-98[2] y con el Eurocódigo (EN 1991-1-5) [3].

2.2. Viaducto mixto de alta velocidad Arroyo las Piedras

El viaducto mixto Arroyo las Piedras (refs. [7] y [8]), proyectado por IDEAM, ubicado en Álora en la línea

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 2a y 2b. Alzado y vista del Viaducto Arroyo las Piedras

de alta velocidad Córdoba-Málaga, es el primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas, tiene una longitud total de 1.208,90 m, con vanos tipo de 63,50 m, y altura máxima de pilas de hasta 96 m (Figuras 2a y 2b).

Tratándose del primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas, ADIF consideró oportuno realizar un control de las variaciones térmicas y movimientos del tablero del puente, ya que debido a su longitud y altura de pilas, el puente no tiene un punto fijo en un estribo, como suele ser una solución clásica en alta velocidad, sino que el tablero está vinculado en dirección longitudinal con apoyos fijos en las cuatro pilas centrales con alturas del orden de 90 m, y por lo tanto el punto fijo del tablero puede variar de posición ligeramente, debido a la propia flexibilidad de las cuatro pilas y en función de las dilataciones y contracciones del tablero y de los rozamientos relativos de unos apoyos deslizantes y otros. Para confirmar el correcto comportamiento del tablero en dirección longitudinal según lo previsto en proyecto se analizaron la respuesta térmica del tablero y sus movimientos.

Las referencias [6] y [9] describen en detalle los resultados de la instrumentación de temperaturas del tablero mixto del viaducto, así como los criterios seguidos para la obtención de la temperatura media del tablero. La temperatura media del tablero, obtenida como la suma ponderada de las temperaturas de cada una de las zonas de la sección transversal, se contrastó con gran precisión comprobando los movimientos diarios de dilatación y contracción del tablero en los extremos libres en estribos, demostrando además cómo la temperatura media de la sección transversal mixta sigue con gran precisión la temperatura interior del aire dentro de la sección del cajón estricto mixto (ver referencia [8]).

En un periodo de tiempo de control de temperaturas de apenas 2 años se llegó a medir una variación uniforme de temperatura en el tablero de unos 36ºC, relativamente cercanos a los resultados teóricos que resultarían de la IAP-98 [2] para un periodo de 100 años de vida útil (44ºC), mientras que los resultados de aplicar el Eurocódigo [3] llevarían a resultados bastante superiores (58,7ºC) como parecería razonable (tabla 2).

Estos resultados y el gráfico de la Figura 3 confirman lo adecuado de la formulación del Eurocódigo [3] (adoptada en la nueva IAP-11[4]) para obtener los valores máximos y mínimos de la temperatura uniforme de un tablero mixto en función de las temperaturas máxima y mínima ambiente del aire a la sombra.

En dicho gráfico se aprecia cómo los valores medidos de temperaturas máximas en el tablero quedan ligeramente por debajo en la recta superior del gráfico, confir-

Tabla 2. Resultados de la instrumentación del Viaducto Arroyo las Piedras (ref. [8])

(2 años de medidas)	$T_{e,max}$ / (T_{max})	$T_{e,min}$ / (T_{min})	ΔT_N
Valores medidos	+41ºC / (+39ºC)	+5ºC / (+1ºC)	**36ºC**
Valores teóricos IAP-98 [2]	–	–	**44ºC**
Valores teóricos Eurocódigo [3]	+53,8ºC / (+49,8ºC)	-4,9ºC / (-8,9ºC)	**58,7ºC**

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

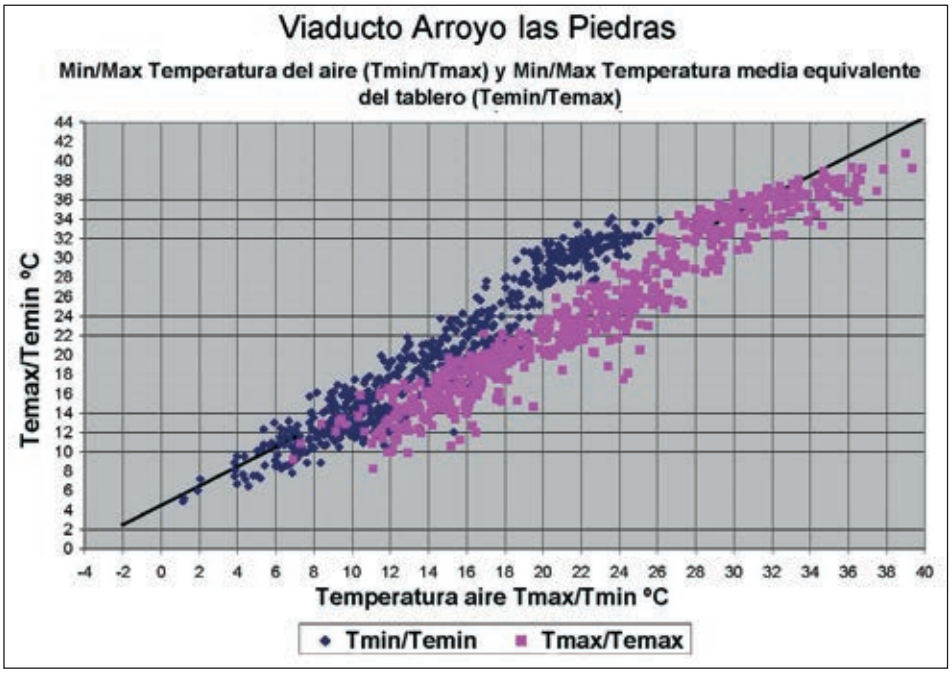


Figura 3. Relación entre T_{max}/ T_{min} del aire a la sombra (eje de abscisas) y $T_{e,max}$/ $T_{e,min}$ temperaturas equivalentes máximas y mínimas diarias (eje de ordenadas) de la sección mixta del Viaducto Arroyo las Piedras. Comparación con la formulación del Eurocódigo [3].

mando el margen existente con la formulación del Eurocódigo, y cómo se ajustan bastante bien con la recta inferior para las temperaturas mínimas, aunque quedan algo por debajo. Lo normal sería que los puntos con temperaturas mínimas más bajas estuvieran por encima de dicha recta, cuestión que con toda probabilidad ocurriría cuando la temperatura ambiente del aire a la sombra bajase por debajo de 0ºC, pero dado que el periodo de datos con mediciones no ha sido demasiado amplio, menor de 2 años, no se llegaron a medir temperaturas ambientes del aire a la sombra negativas por debajo de 0ºC en la zona de ubicación del puente.

Se confirma asimismo, tal y como establece el Eurocódigo [3], que el orden de magnitud de la carrera total de la temperatura equivalente de un tablero mixto es similar al de la carrera total de la temperatura ambiente, y no superior en más de 5ºC/7ºC a la de un tablero de hormigón y en cambio muy inferior (unos 19ºC menor) a la que se tendría en un viaducto completamente metálico.

2.3. Viaducto mixto de alta velocidad de Archidona

Tras la satisfactoria experiencia en el proyecto y ejecución del viaducto Arroyo las Piedras, se repitió el mismo tipo estructural con un tablero mixto con sección transversal bijácena en cajón estricto para el proyecto del viaducto de Archidona [10] en la línea de alta velocidad Antequera-Granada en el tramo Archidona-Peña de los Enamorados.

El proyecto realizado por IDEAM, se concibió para dar solución a la necesidad de salvar una longitud total de valle de 3.150 m con unos condicionantes ciertamente singulares:

- situación en una zona de acciones sísmicas importantes (aceleración sísmica básica: 0,11 g; aceleración sísmica de cálculo: 0,18 g);
- altura media de pilas en el entorno de los 25 m;
- condición de ADIF de evitar la ubicación de aparatos de dilatación de vía intermedios en la estructura, respetando además unos movimientos totales máximos en las juntas de vía de 1.200 mm.

La posible solución de múltiples vanos isostáticos, que resulta en general adecuada para viaductos de gran longitud y baja cota de rasante, sin necesidad de disponer aparatos de dilatación de vía, se descartó por la excesiva deformabilidad del conjunto pilas+cimentaciones, no admisible por la vía, frente a las acciones de frenado y del sismo de servicio, resultando además muy penalizada por la resistencia frente al sismo máximo de cálculo, lo cual obligó a adoptar la solución de dintel continuo sin juntas.

Partiendo del condicionante establecido por ADIF, por razones de mantenimiento, de no disponer aparatos de dilatación de vía en ningún punto intermedio del tablero, el punto fijo hubo de quedar obligatoriamente ubicado aproximadamente en el centro de los 3.150 m de longitud total del viaducto, obteniéndose unas longitudes máximas dilatables en ambos estribos cercanas a los 1.600 m (Figura 4). Debido a la deformación que resultaría por acciones térmicas y reológicas de emplear una solución en hormigón (que habría dado lugar a movimientos superiores a los recorridos máximos admisibles por los aparatos de dilatación de vía), se eligió la solución descrita en dintel

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

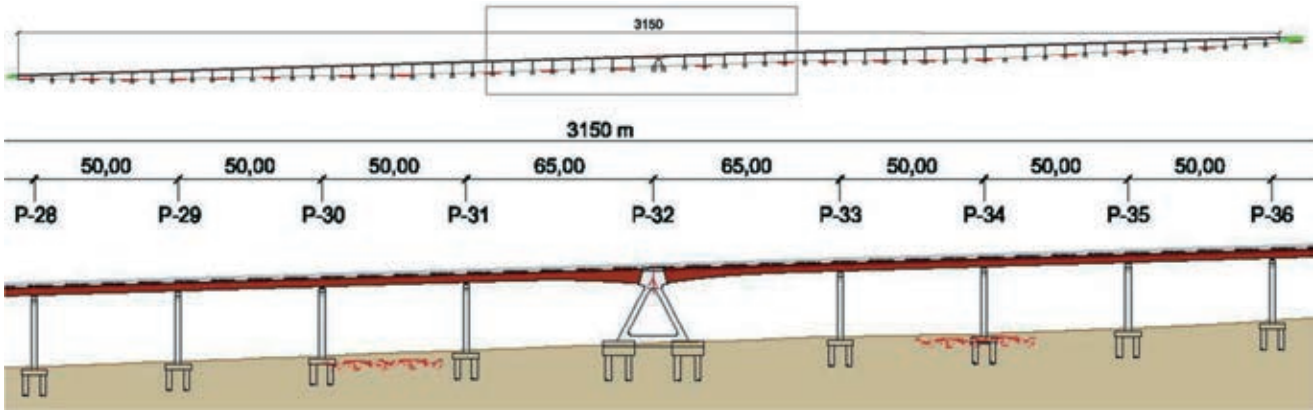


Figura 4. Alzado del viaducto de Archidona

mixto, del cual se contaba con experiencia reciente por el diseño del viaducto sobre el Arroyo las Piedras.

Con esta disposición y un único punto fijo en el centro, el viaducto de Archidona, con 3.150 m de tablero continuo, es el viaducto de alta velocidad más largo del mundo sin juntas ni aparatos de dilatación de vía intermedios (Figura 5).

Esta importante longitud dilatable, con 1.600+1.550 m, pudo abordarse gracias al análisis previo de las mediciones de la instrumentación de temperaturas y movimientos del viaducto Arroyo las Piedras, ejecutado con anterioridad, que permitió conocer realmente la respuesta frente a deformaciones longitudinales del tablero mixto y comparar los resultados con los teóricos de aplicar las diferentes normas, tanto de los efectos térmicos como los reológicos.

En este caso, se propuso a ADIF repetir una instrumentación de temperaturas y control de movimientos del tablero, que permitieran seguir durante las fases de ejecución el correcto comportamiento del tablero según lo previsto en proyecto.

La tabla 3 resume los resultados obtenidos de la medición de temperaturas del tablero, comparando con los resultados teóricos de aplicar la IAP-98[2] y el Eurocódigo de acciones térmicas [3] para un periodo de 100 años de vida útil para el Viaducto de Archidona.

El gráfico de la Figura 6 confirma en la sección transversal mixta instrumentada del Viaducto de Archidona, como sucedía en el caso del viaducto Arroyo las Piedras (Figura 3), lo adecuada de la formulación del Eurocódigo [3] para predecir los valores máximos y mínimos de la temperatura uniforme de un tablero mixto en función de las temperaturas máxima y mínima ambiente del aire a la sombra, con resultados muy parecidos.

El gráfico de la Figura 7 muestra en 4 días representativos del mes de diciembre de 2011, como ya se comprobó en el Viaducto Arroyo las Piedras (ver referencia [8]), la adecuada correlación de la temperatura media equivalente de la sección mixta del tablero (en trazo discontinuo y color azul en la Figura 7), con la temperatura del aire en el interior de la sección mixta (en trazo de línea con puntos intercalados y color rojo en la Figura 7), que

Figura 5. Vista del viaducto mixto de Archidona concluido

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tabla 3. **Resultados de la instrumentación del Viaducto Mixto de alta velocidad de Archidona**

(1 año y 11 meses de medidas)	$T_{e,max}$ / (T_{max})	$T_{e,min}$ / (T_{min})	ΔT_N
Valores medidos	+42,7ºC / (+34,9ºC)	+1,2ºC / (-1,5ºC)	**41,5ºC**
Valores teóricos IAP-98 [2]	–	–	**44,0ºC**
Valores teóricos Eurocódigo [3]	+53,8ºC / (+49,8ºC)	-9,3ºC / (-13,3ºC)	**63,1ºC**

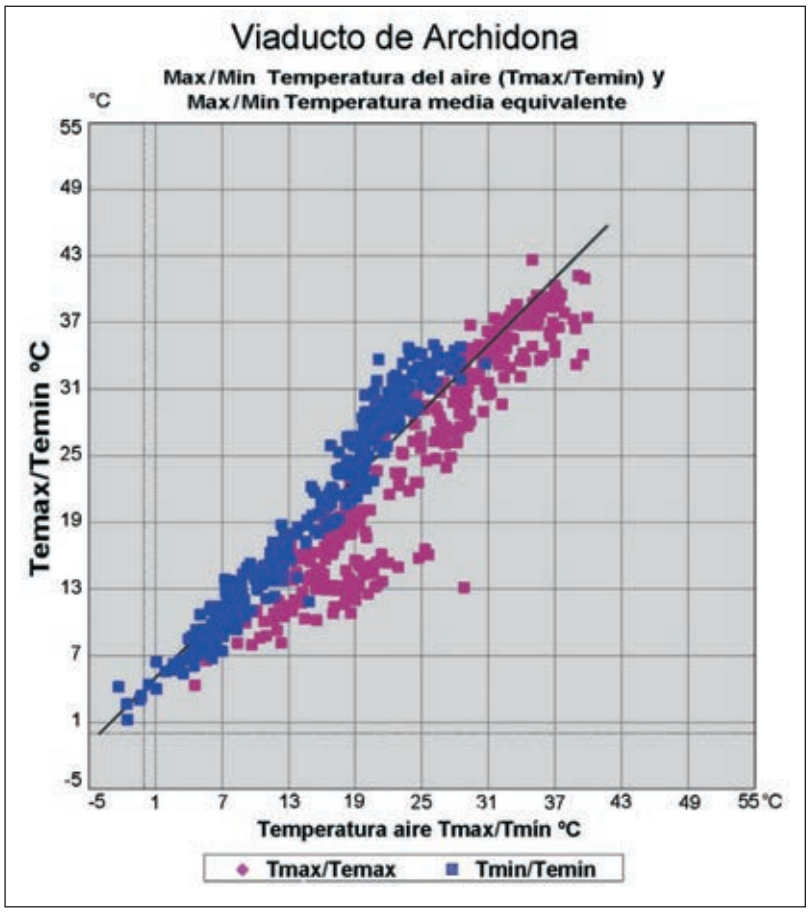


Figura 6. Relación entre T_{max}/ T_{min} del aire a la sombra (eje de abscisas) y $T_{e,max}$/ $T_{e,min}$ temperaturas equivalentes máximas y mínimas diarias (eje de ordenadas) de la sección mixta en el Viaducto de Archidona. Comparación con la formulación del Eurocódigo [3]

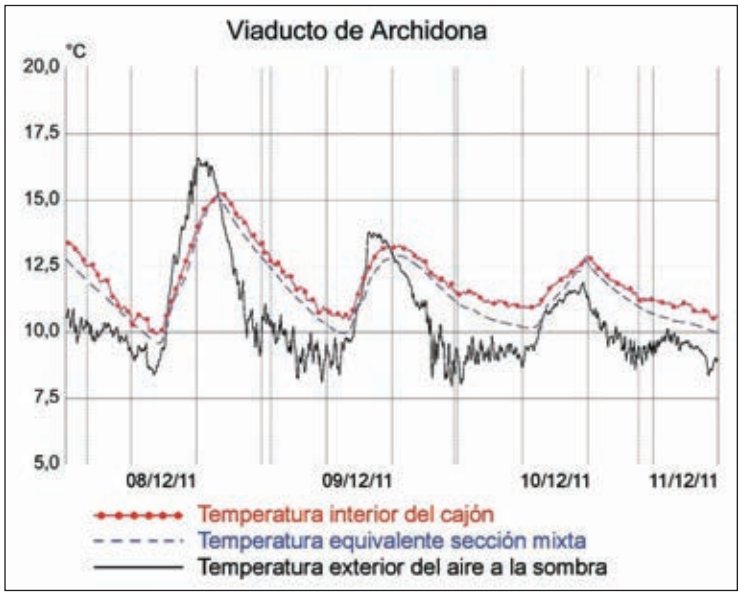


Figura 7. Relación entre la temperatura media equivalente del tablero, la temperatura del aire del interior de la sección mixta del Viaducto de Archidona y la temperatura exterior del aire a la sombra

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

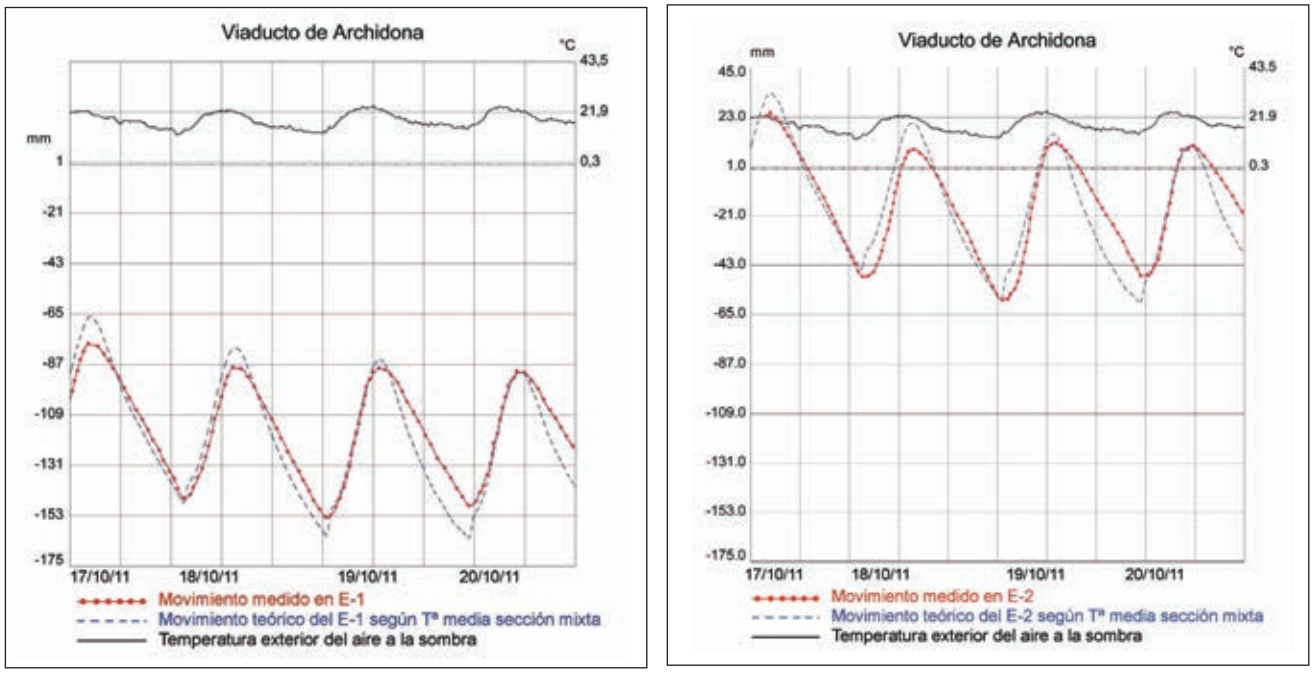


Figura 8a y 8b. Relación entre los movimientos medidos en los extremos del tablero en ambos estribos y el movimiento teórico en función de la temperatura media equivalente obtenida del tablero, y su relación con la temperatura ambiente del aire a la sombra en los mismos días del mes de octubre de 2011

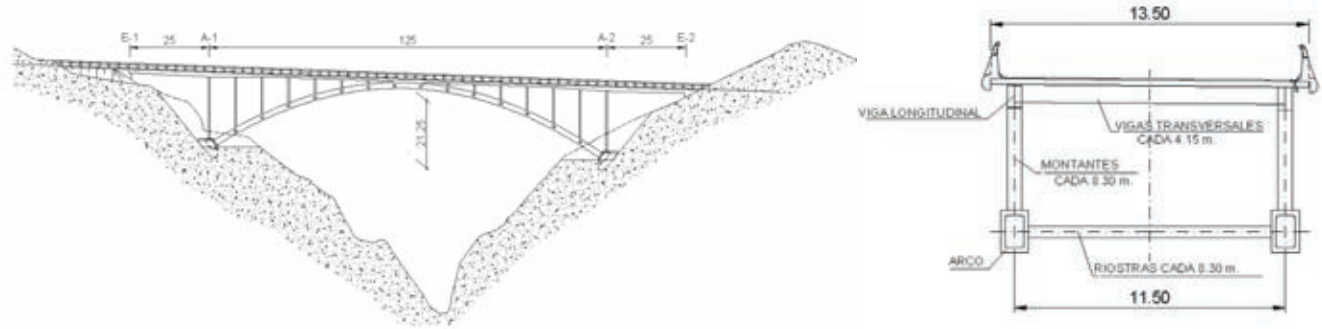
siguen con una cierta inercia térmica a la temperatura ambiente exterior del aire a la sombra (en trazo continuo y color negro en la Figura 7).

La Figura 8 muestra la comparación entre los movimientos medidos en los extremos del tablero en ambos estribos (la Figura 8a muestra la comparación del E-1, y la de 8b la del E-2), instrumentados mediante transductores de movimiento longitudinal laser, y el movimiento teórico que se obtendría en dichos extremos en función de la temperatura media equivalente obtenida del tablero, teniendo en cuenta la longitud desde el extremo del estribo al punto fijo, y su relación con la temperatura ambiente del aire a la sombra en los mismos días del mes de octubre de 2011. Como se puede comprobar en ambos gráficos, la correlación es muy buena y permitiría predecir los movimientos partiendo de la temperatura media de la sección en caso de no disponer de transductores de movimiento longitudinal en estribos, y permite asimismo confirmar con mucha precisión los máximos movimientos que sucederán en las juntas en estribos partiendo de la previsión de temperaturas máximas y mínimas en la sección transversal, en función de la formulación establecida por el Eurocódigo [3], tal y como confirma el gráfico de la Figura 7.

2.4. Viaducto de Tablate II

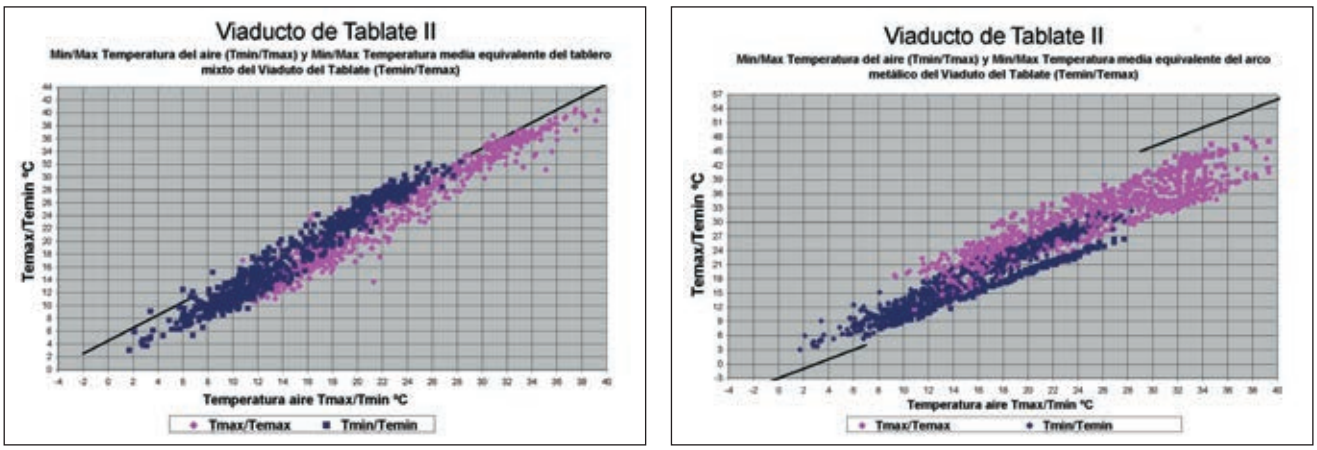
El viaducto de Tablate II (Figuras 9a y 9b) en la autovía A-44 entre Granada y Motril, es un doble arco metálico de 125 m de luz, con tablero superior mixto, proyecto de Torroja Ingeniería. El arco metálico presenta una sección transversal con dos secciones rectangulares metálicas en cajón cerrado de 1,80 m de canto por 1,20 m de ancho, y el tablero mixto se compone de dos vigas metálicas doble T conectadas en simple acción mixta con la losa superior que materializa la calzada.

Las Figuras 10a y 10b muestran los resultados de una comparación análoga a las anteriores en las secciones del tablero mixto y en la sección de uno de los dos arcos metálicos que componen la sección transversal, comparados los resultados de las temperaturas máximas y mínimas de cada sección del tablero (mixto) y



Figuras 9a y 9b. Alzado y sección transversal del Viaducto de Tablate II.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 10a y 10b. Relación diaria de T_{max}/T_{min} y $T_{e,max}/T_{e,min}$ de la sección mixta del tablero (figura izquierda), y de la sección metálica del arco del Viaducto de Tablate II (figura derecha)

del arco (metálico) del puente en función de las temperaturas máximas y mínimas del aire a la sombra con la formulación del Eurocódigo [3].

Como ya sucedía con el tablero mixto del Viaducto Arroyo las Piedras (Figura 3) y el Viaducto de Archidona (Figura 6), los valores medidos de las temperaturas máximas en el tablero mixto del Viaducto de Tablate II quedan ligeramente por debajo en la recta superior del gráfico, confirmando el suficiente margen con la formulación del Eurocódigo, y en cambio parece que se produce un cierto desajuste en la zona de temperaturas mínimas, con valores ligeramente inferiores de los teóricos de la formulación del Eurocódigo.

Estos pequeños desajustes en las zonas de temperaturas mínimas ya los detectó también P. Crespo en el tablero de hormigón del Viaducto del río Iregua [5], y como se aprecia en las Figuras 3 y 6 sucedía también algo similar en el tablero mixto del Viaducto Arroyo las Piedras y en el de Archidona respectivamente. A nuestro juicio este hecho es bastante razonable, tanto en tableros de hormigón como en tableros mixtos, en los cuales la sección parcial de hormigón (de la losa y el hormigón de fondo) tienen siempre una gran influencia en la respuesta térmica de la sección por su mayor área relativa, dado que las temperaturas mínimas medidas en los puentes instrumentados se limitan a un periodo reducido de tiempo (en el mejor de los casos de unos pocos años), y las temperaturas mínimas registradas quedan bastante lejos de las temperaturas mínimas absolutas previsibles en la zona donde se ubica el puente para una vida útil de 100 años. En este caso, no se han observado temperaturas mínimas por debajo de +1,5 ºC, y con toda probabilidad cuando la temperatura ambiente baje más y alcance valores negativos por debajo de 0ºC, las temperaturas de la sección mixta acabarán por ubicarse por encima de la recta inferior prevista por el Eurocódigo (Figura 10a), y más pensando que la previsión de temperatura mínima absoluta del aire a la sombra podría llegar a -15,5 ºC en la zona de ubicación del puente.

En cambio, el gráfico con la nube de puntos con las temperaturas máximas y mínimas del arco metálico (Figura 10b) en función de las temperaturas máximas y mínimas del aire a la sombra, quedan perfectamente dentro de los márgenes de las dos rectas establecidas por el Eurocódigo [3], confirmando el adecuado margen de su formulación.

Como sucedía en la sección transversal mixta del Viaducto Arroyo las Piedras [8] y en la del Viaducto de Archidona (Figura 7), la temperatura media de la sección metálica del arco coincide también con gran precisión con la temperatura del aire del interior de la sección rectangular. En la Figura 11 se representan 4 días del mes

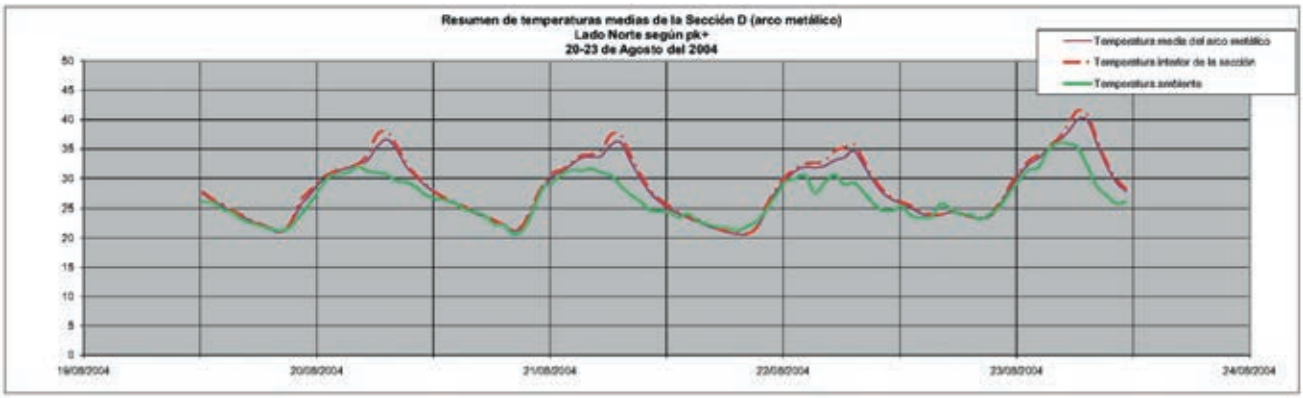


Figura 11. Relación entre la temperatura media equivalente del tablero, la temperatura del aire del interior de la sección metálica del Viaducto de Tablate II y la temperatura exterior del aire a la sombra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tabla 4. Resultados de la instrumentación de la sección mixta del tablero del Viaducto de Tablate II

(3 años de medidas 2002-2005)	$T_{e,max}$ / (T_{max})	$T_{e,min}$ / (T_{min})	ΔT_N
Valores medidos	+40,5ºC / (+39,0ºC)	+3,0ºC / (1,5ºC)	**37,5ºC**
Valores teóricos IAP-98 [2]	–	–	**47,0ºC**
Valores teóricos Eurocódigo [3]	+52,8ºC / (+48,8ºC)	-11,5ºC / (-15,5ºC)	**64,3ºC**

Tabla 5. Resultados de la instrumentación de la sección metálica del arco del Viaducto de Tablate II

(3 años de medidas 2002-2005)	$T_{e,max}$ / (T_{max})	$T_{e,min}$ / (T_{min})	ΔT_N
Valores medidos	+48ºC / (+39ºC)	+3,0ºC / (1,5ºC)	**45,0ºC**
Valores teóricos IAP-98 [2]	–	–	**53,0ºC**
Valores teóricos Eurocódigo [3]	+64,8ºC / (+48,8ºC)	-18,5ºC / (-15,5ºC)	**83,3ºC**

de agosto de 2004 con resultados muy similares de la temperatura media de la sección metálica del arco (en trazo continuo y color morado) con la temperatura interior del aire de la sección rectangular (en trazo discontinuo y color rojo), con ligeras diferencias con la temperatura del aire exterior a la sombra (en trazo continuo y color verde), y los lógicos decalajes en función del soleamiento directo sobre el arco metálico, que se denota con el pico que se aprecia al iniciar la tarde e incidir el sol directamente sobre la sección instrumentada.

La tabla 4 resume los resultados del tablero mixto de la Figura 10a y la tabla 5 los del arco metálico de la Figura 10b, comparando los resultados con las formulaciones de la sección instrumentadas con los de aplicar la antigua IAP-98 [2] y el Eurocódigo [3].

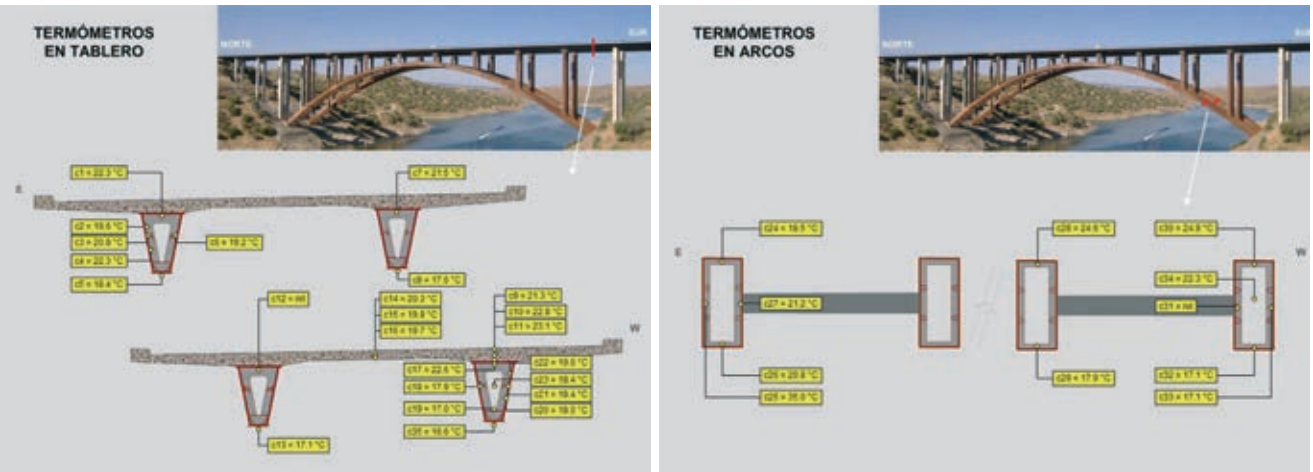
Como podemos apreciar en las tablas 4 y 5, en un periodo de mediciones de apenas 3 años, se han medido variaciones uniformes de temperatura (37,5 ºC en la sección mixta del tablero, y 45,0ºC en la sección metálica del arco) relativamente cercanas a las teóricas establecidas por la antigua IAP-98 (47ºC y 53ºC respectivamente), en el entorno del 78% para la sección mixta y del 85% para la sección metálica, mientras que si se comparan las mediciones realizadas con las teóricas establecidas por el Eurocódigo para un periodo de retorno de 100 años (64,3ºC y 83,3ºC respectivamente) queda mucho más margen (con valores medidos en 3 años en el entorno ambas del 55% de los teóricos tipificados), lo cual parece bastante más razonable tratándose de mediciones observadas durante sólo 3 años.

2.5. Viaducto de Alconétar sobre el río Tajo.

El viaducto doble de Alconétar [11], situado sobre el río Tajo en la cola del embalse de Alcántara en la autovía A-66, proyectado por Eipsa, es un arco metálico de 220 m de luz, con tablero superior mixto. IDEAM participó como asesoría especializada en estructuras en la Asistencia Técnica a la Dirección de las Obras.

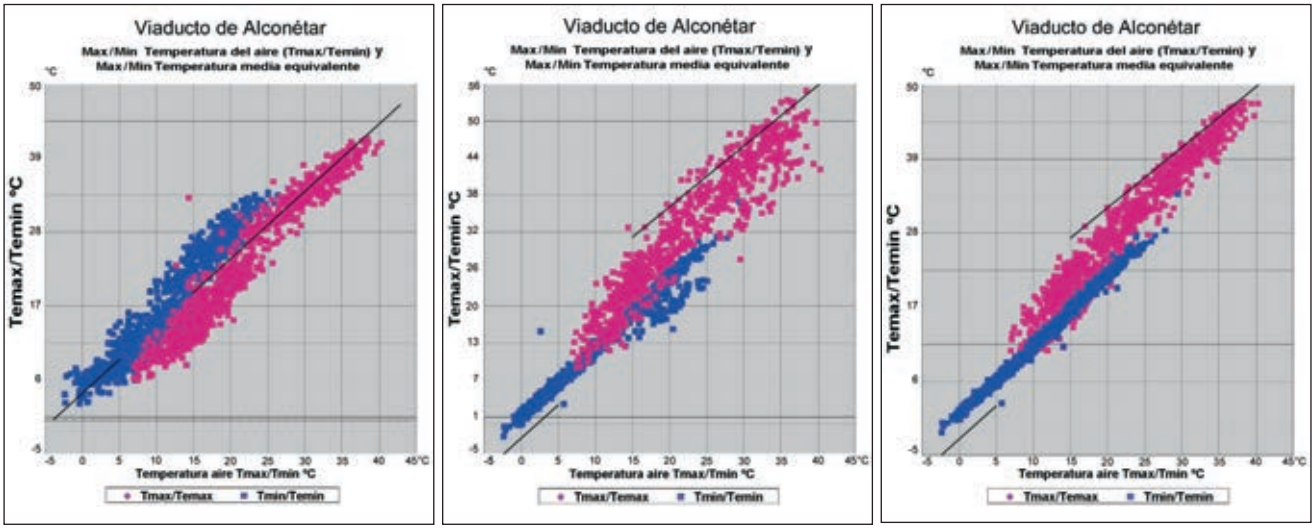
La sección transversal del arco es un cajón rectangular cerrado metálico, y el tablero mixto se materializa mediante dos vigas metálicas con forma trapezoidal cerrada conectadas a la losa superior, materializando una sección en simple acción mixta.

Las Figuras 12a y 12b muestras dos infogramas de la instrumentación de temperaturas del tablero mixto y del



Figuras 12a y 12b. Infogramas con instrumentación térmica del tablero mixto y del arco metálico del viaducto

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 13a, 13b y 13c. Relación diaria de T_{max}/T_{min} y $T_{e,max}/T_{e,min}$ de la sección mixta del tablero del lado oeste (figura izquierda), del arco izquierdo de la calzada este (figura central) y del arco derecho de la calzada oeste (figura derecha)

arco metálico (imágenes cortesía de Kinesia Ingeniería, encargada de la instrumentación del viaducto).

De un análisis de las temperaturas medias de las secciones instrumentadas en el tablero y los arcos metálicos, se ha realizado la misma comparación diaria de máximos y mínimos, realizada en el resto de viaductos descritos con anterioridad. La Figura 13 muestran los resultados con las nubes de puntos de la comparación de los resultados diarios de la relación entre temperaturas ambientes del aire a la sombra máxima y mínima de (T_{max}/T_{min}) y las temperaturas medias equivalentes máxima y mínima de las secciones ($T_{e,max}/T_{e,min}$) del tablero mixto (Figura 13a) y de dos de las secciones del arco, una de la calzada Este (Figura 13b) y otra de la calzada Oeste (Figura 13c), comparando los resultados, como en casos anteriores con los obtenidos de aplicar la formulación del Eurocódigo [3].

En dichos gráficos se aprecia que, tanto la sección mixta del tablero como las secciones metálicas de los arcos instrumentados, presentan resultados de temperaturas máximas y mínimas, en sus zonas extremas, contenidas dentro de los límites establecidos por el Eurocódigo, confirmando el correcto ajuste de su formulación, como en general ocurría con las instrumentaciones del resto de viaductos analizados previamente.

Se aprecia, de forma parecida a lo que ocurría con las secciones metálicas del arco de Tablate II (Figura 10b), que las temperaturas mínimas, en secciones metálicas, siguen con mucha fidelidad una línea con poca dispersión (Figuras 13b y 13c), bastante menor que la observada en la zona de temperaturas máximas, al no existir soleamiento al suceder la temperatura mínima siempre de noche. Esta nube de puntos con las mínimas diarias se ajusta también bastante bien a la recta inferior propuesta por el Eurocódigo [3].

La tabla 6 resume los resultados del tablero mixto y la tabla 7 los de las dos secciones de los arcos metálicos instrumentados, comparando los resultados con las formulaciones de aplicar para esas secciones la antigua IAP-98 [2] y el Eurocódigo [3].

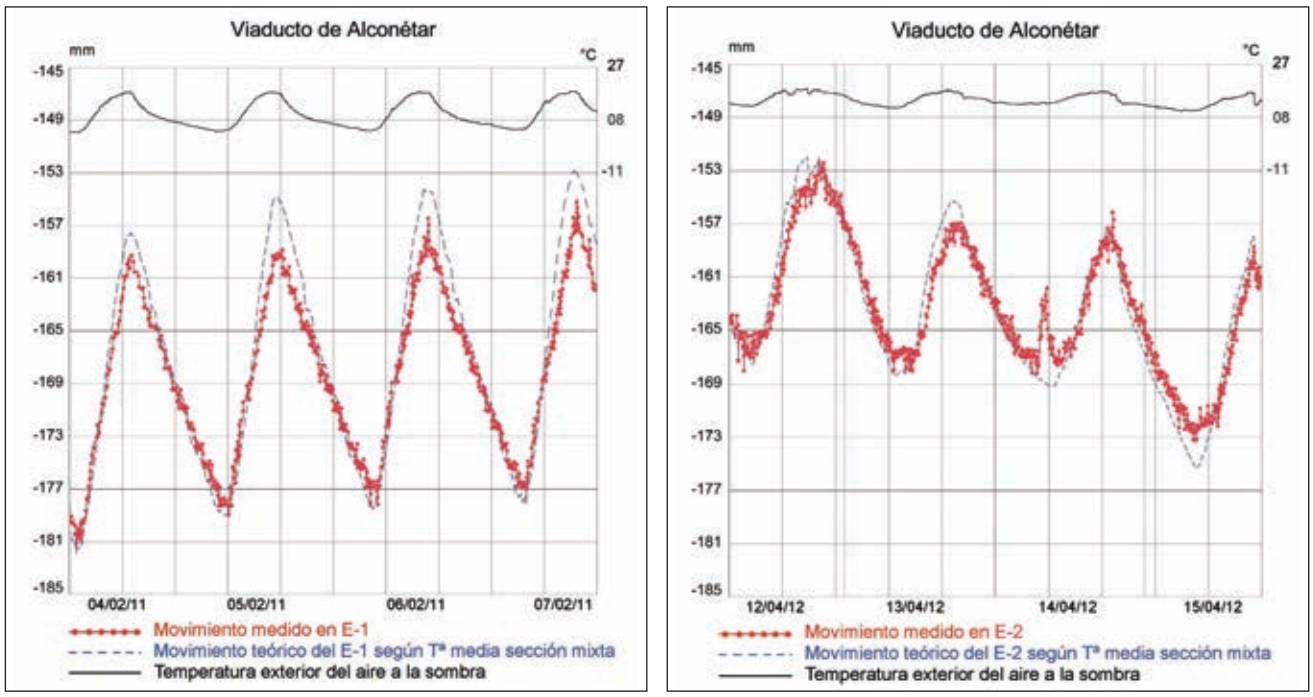
Tabla 6. Resultados de la instrumentación de la sección mixta del tablero del Viaducto de Alconétar

(3 años y 5 meses de medidas)	$T_{e,max}$ / (T_{max})	$T_{e,min}$ / (T_{min})	ΔT_N
Valores medidos	+42,0ºC / (+38,4ºC)	+2,5ºC / (2,0ºC)	**39,5ºC**
Valores teóricos IAP-98 [2]	–	–	**46,0ºC**
Valores teóricos Eurocódigo [3]	+53,8ºC / (+49,8ºC)	-7,1ºC / (-11,1ºC)	**60,9ºC**

Tabla 7. Resultados de la instrumentación de las secciones metálicas de los arcos del Viaducto de Alconétar

(3 años y 5 meses de medidas)	$T_{e,max}$ / (T_{max})	$T_{e,min}$ / (T_{min})	ΔT_N
Valores medidos arco izquierdo de la calzada este	+50ºC / (+38,4ºC)	-2,4ºC / (-2,4ºC)	**52,4ºC**
Valores medidos arco derecho de la calzada oeste	+53,5ºC / (+37,4ºC)	-2,6ºC / (-2,4ºC)	**56,1ºC**
Valores teóricos IAP-98 [2]	-	-	**55,0ºC**
Valores teóricos Eurocódigo [3]	+65,8ºC / (+49,8ºC)	-14,1ºC / (-11,1ºC)	**79,9ºC**

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 14a y 14b. Relación entre los movimientos de los extremos del tablero en ambos estribos y el movimiento teórico en función de la temperatura media equivalente obtenida del tablero, y su relación con la temperatura ambiente del aire a la sombra durante varios días del mes de febrero de 2011

Con un periodo de mediciones de temperaturas limitado a sólo 3 años y 5 meses, se aprecia de los resultados resumidos en la tabla 7 cómo la variación uniforme de temperatura medida en las secciones metálicas de los arcos (en un caso de 52,4ºC y en el otro de 56,1ºC), rondan ya el valor previsto por la antigua IAP-98 [2] (55ºC), mientras que queda todavía bastante margen hasta el valor establecido por el Eurocódigo [3] (79,9ºC) para 100 años de periodo de retorno, lo cual vuelve a demostrar, esta vez en una sección metálica, que la formulación de la IAP-98 [2] se quedaba escasa en cuanto a la valoración de las variaciones uniformes de temperatura en puentes, y que la formulación del Eurocódigo se adecúa bastante mejor a su respuesta térmica real.

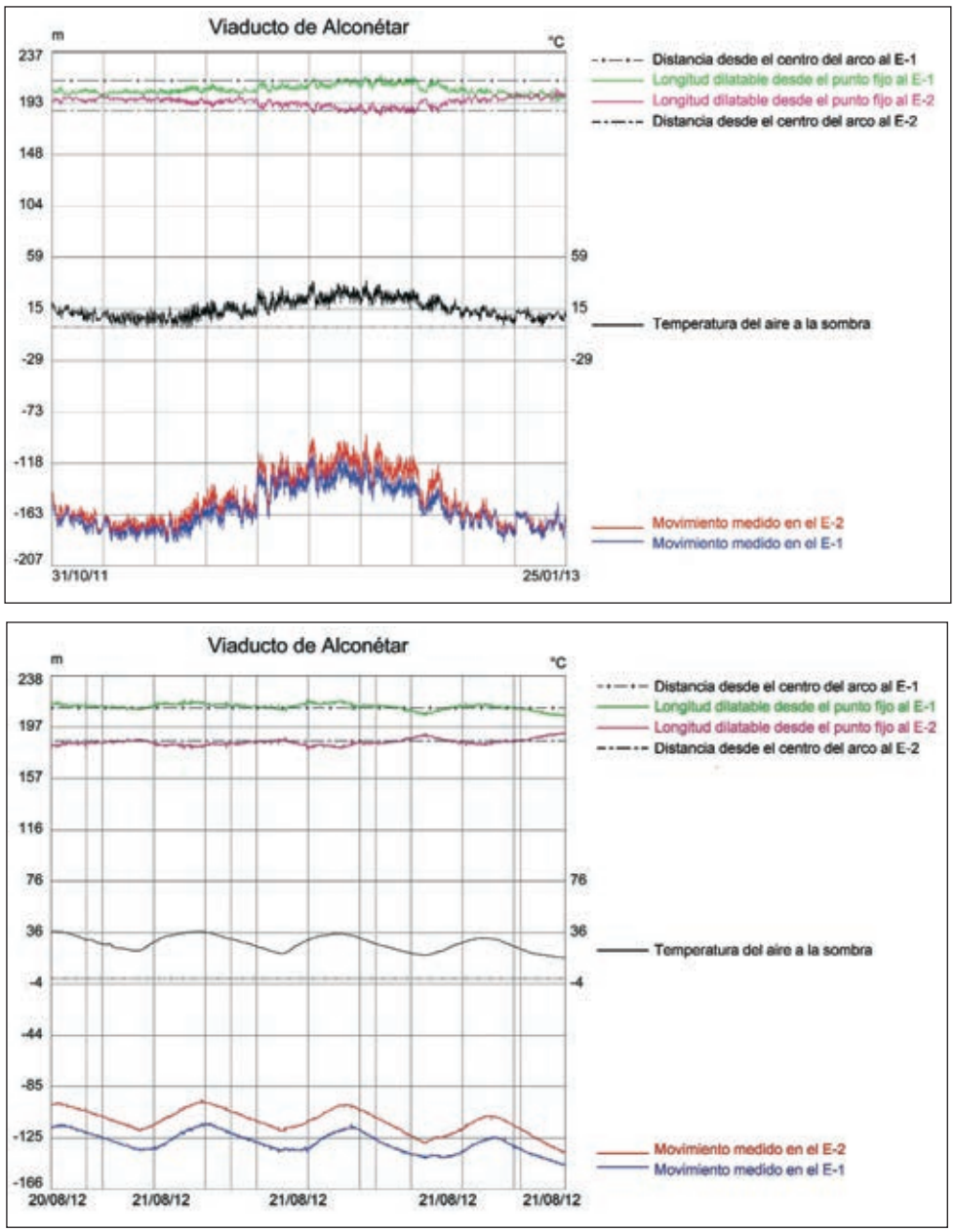
Los resultados de la sección mixta del tablero del Viaducto de Alconetar (tabla 6), son bastante similares a los obtenidos en las instrumentaciones de otras secciones mixtas analizadas (tablas 2, 3 y 4), confirmándose que la IAP-98 [2] parece infravalorar las variaciones uniformes de temperatura frente a los resultados de la formulación del Eurocódigo [3], que como en casos anteriores parece que se adecúa bastante mejor a la respuesta térmica real del tablero.

El tablero mixto del viaducto de Alconétar se apoya en aparatos de apoyo de neopreno zunchado convencionales en las pilastras del arco, mientras que en los vanos de acceso se apoya en apoyos deslizantes en dirección longitudinal. Para controlar los movimientos longitudinales del tablero, se han comparado los resultados medidos en los transductores de movimiento longitudinal dispuestos en ambos estribos, que miden la apertura y el cierre de la junta en función de las variaciones de la temperatura, con los movimientos teóricos esperados que se obtendrían calculándolos con la temperatura media obtenida de la instrumentación del tablero. Para valorar los movimientos teóricos longitudinales del tablero por efectos térmicos, se ha estimado a priori la posición del punto fijo situado en el centro geométrico del arco, que no coincide con el centro geométrico del tablero. En realidad, el punto fijo variará ligeramente su posición con el tiempo, en función de la rigidez relativa de las pilas, pilastras, neoprenos zunchados y el rozamiento de apoyos deslizantes.

En las Figuras 14a y 14b se puede observar una correlación muy ajustada entre los movimientos teóricos medidos por los sensores situados en los extremos del tablero en los Estribos 1 y 2, con los movimientos teóricos estimados a partir de la temperatura equivalente de la sección (representados con trazo discontinuo y color azul), confirmándose la bondad en la estimación de esta última variable y, en consecuencia, en el estudio realizado en las nubes de puntos expuestas anteriormente.

Para poder confirmar que la hipótesis realizada de que el punto fijo del tablero se ubica aproximadamente en el centro del arco (a 213 m del E-1 y 187 m del E-2), frente a movimientos de dilatación y contracción, se han realizado las gráficas de la Figura 15. La Figura 15a representa, en 15 meses de medidas, la relación entre los desplazamientos reales medidos en los extremos del tablero en ambos estribos (curva inferior en color azul (E-1) y curva inferior en color rojo (E-2)), y la variación de la longitud dilatable libre medida desde ambos estribos comparada con la teórica de suponer el punto fijo en el centro del arco. Como

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 15a y 15b. Relación entre los movimientos medidos y los teóricos previstos en los extremos del tablero en ambos estribos, y variación de la longitud dilatable libre medida desde ambos estribos comparada con la teórica de suponer el punto fijo en el centro del arco

era de esperar ambas oscilan en el entorno de una distancia libre dilatable de 213 m (para la del E-1), y en el de 187 m para la del E-2.

La Figura 15 b muestra las mismas curvas de la Figura 15a en detalle para 4 días del mes de agosto de 2012. La temperatura del aire exterior a la sombra se representa en la parte central del gráfico.

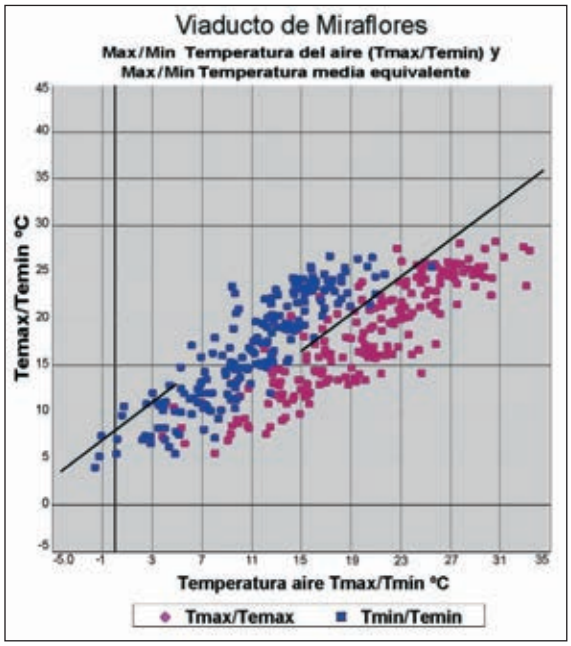
2.6. Viaducto Arroyo del Valle en Miraflores

El viaducto Arroyo del Valle (Figura 16a) de la línea de alta velocidad Madrid-Valladolid, es un cajón continuo de hormigón pretensado de alta velocidad con 1.755 m de longitud total y una distribución de luces de 52,5+25x66,0+52,5 m, con proyecto original de Siegrist y Moreno S.L. y proyecto modificado de Proes. Dada su importante longitud y con objeto de no disponer juntas intermedias en el tablero, se materializó un punto fijo en la pila 15, pila diseñada con forma ojival para recoger los esfuerzos longitudinales del tablero, partiendo la longitud dilatable del tablero en dos tramos de 976,5 y 778,5 m, con sendas juntas y aparatos de dilatación de vía en ambos estribos.

La Figura 16b resume la nube de puntos resultado de la instrumentación de temperaturas del tablero comparándola con temperatura ambiente del aire a la sombra durante el corto periodo en el que se disponen de datos durante la ejecución del viaducto, que no llegó a un año.

En el periodo de tiempo de control de temperaturas de menos de un año, se llegó a medir una variación

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 16a y 16b. Vista del Viaducto Arroyo del Valle en Miraflores, y relación diaria de T_{max}/T_{min} y $T_{e,max}/T_{e,min}$ para de la sección cajón de hormigón del tablero

Tabla 8. Resultados de la instrumentación del Viaducto Arroyo del Valle

(menos de 1 año de medidas durante la ejecución)	$T_{e,max}$ / (T_{max})	$T_{e,min}$ / (T_{min})	ΔT_N
Valores medidos	+28,3ºC / (+31ºC)	+4,1ºC / (-1,6ºC)	**24,2ºC**
Valores teóricos IAP-98 [2]	–	–	**35,4ºC**
Valores teóricos Eurocódigo [3]	+45,6ºC / (+43,6ºC)	-9,8ºC / (-17,8ºC)	**55,4ºC**

uniforme de temperatura en el tablero de algo más de 24ºC, mientras que los resultados teóricos que resultarían de aplicar la IAP-98 [2] serían 35,4ºC, y los resultados de aplicar el Eurocódigo [3] serían bastante superiores, 57,5ºC para un periodo de retorno de 100 años. Parece evidente, como en casos anteriores, que la IAP-98 [2] también se queda escasa en la valoración de la variación uniforme de temperatura en secciones de hormigón para los 100 años de vida útil del puente (tabla 8).

El gráfico de la Figura 17 muestra la relación entre la temperatura media del tablero (en trazo discontinuo y color azul), obtenida ponderando las temperaturas obtenidas de los sensores dispuestos en el cajón de hormigón, con la temperatura del aire del interior de la sección cajón (en trazo de línea con puntos y color rojo) y la temperatura exterior del aire a la sombra (en trazo continuo y color negro).

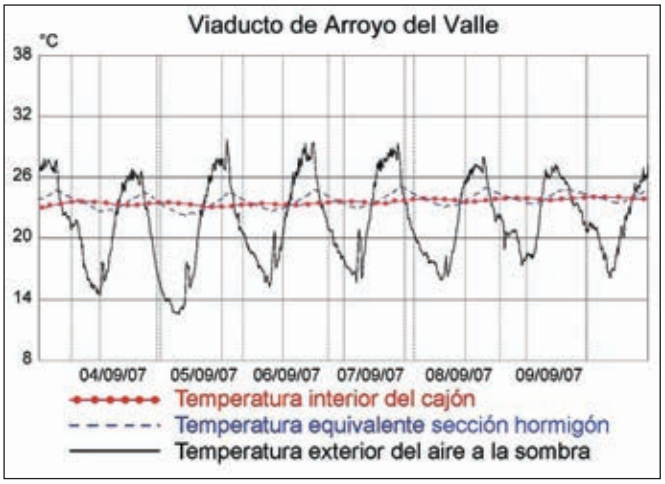
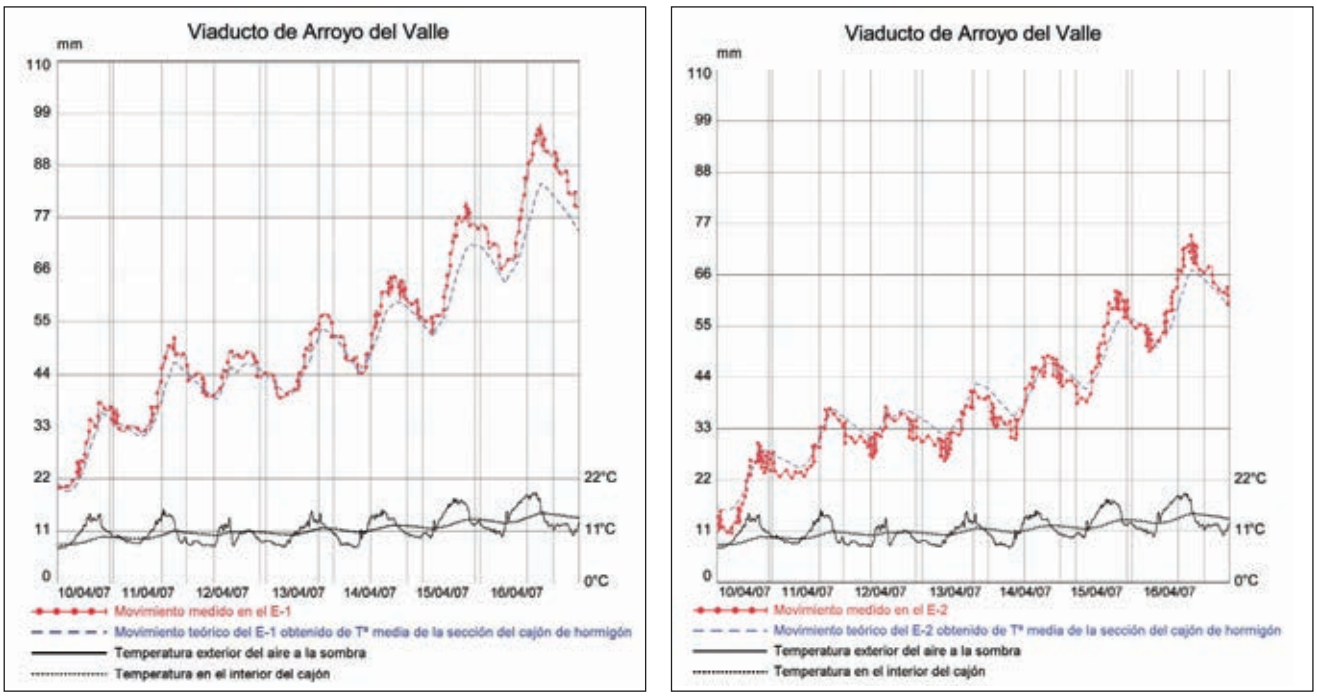


Figura 17. Relación entre la temperatura media del tablero con la temperatura del aire del interior del cajón de hormigón y la temperatura del aire a la sombra

Como era de esperar, la variación de la temperatura medida en el tablero oscila muy poco respecto de la temperatura medida del aire del interior de la sección cajón, pudiendo confirmar que la temperatura del aire del interior del cajón representa con bastante fiabilidad la temperatura media de la sección transversal. Como en casos anteriores, la temperatura de la sección de hormigón presenta una cierta inercia térmica respecto de la variación uniforme de temperatura del aire exterior a la sombra, que presenta oscilaciones diarias mayores.

En este caso, el punto fijo del tablero frente a movimientos longitudinales se ubica en la pila con forma ojival y parte la longitud del viaducto en dos tramos de 976,5 m hasta el E-1 y 778,5 m hasta el E-2. Para confirmar la adecuada respuesta térmica del tablero, se han comprobado los movimientos medidos en ambos estribos

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 18a y 18b. Movimientos diarios medido y teórico en Estribo 1 y Estribo 2

mediante sendos transductores de movimiento longitudinal, comparándolos con los teóricos que resultarían del cálculo de la variación de la temperatura media de la sección del tablero. Las Figuras 18a y 18b representan, entre el 10 y el 17 de abril de 2007, en las curvas superiores dicha comparación, mientras que en las curvas inferiores se incluye la comparación de la temperatura del aire en el interior del cajón (que se aproxima mucho a la temperatura media de la sección) con la del aire exterior a la sombra.

Del análisis de estos gráficos se puede comprobar cómo en efecto la correlación entre la estimación y la medida de la apertura y cierre de la junta en estribos es muy buena, confirmando que el punto fijo a efectos de dilataciones se ubica en la pila ojival, como no podía ser de otra manera. Asimismo se aprecia un aumento progresivo de la temperatura en esos días de primavera, denotado por oscilaciones crecientes en los movimientos en los extremos del tablero.

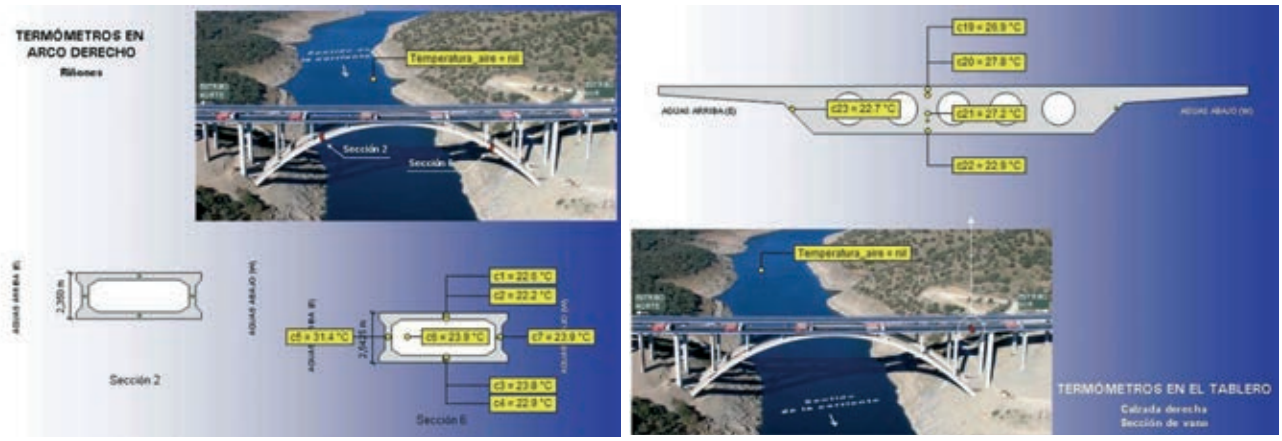
2.7. Puente sobre el río Almonte

El doble puente arco sobre el río Almonte [12], en el tramo Hinojal – Cáceres de la A-66, uno por cada calzada de la autovía de la Plata, salva el cauce del río mediante sendos arcos de hormigón de 184 m de luz y 42 m de flecha en clave. El tablero de los dos puentes paralelos se materializa mediante losas aligeradas de hormigón pretensado con vanos tipo de 22,0 m, con una longitud total de tablero de 432 m.

El puente es proyecto de Siegrist y Moreno S.L. y en la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra participó IDEAM como asesor especializado en estructuras.

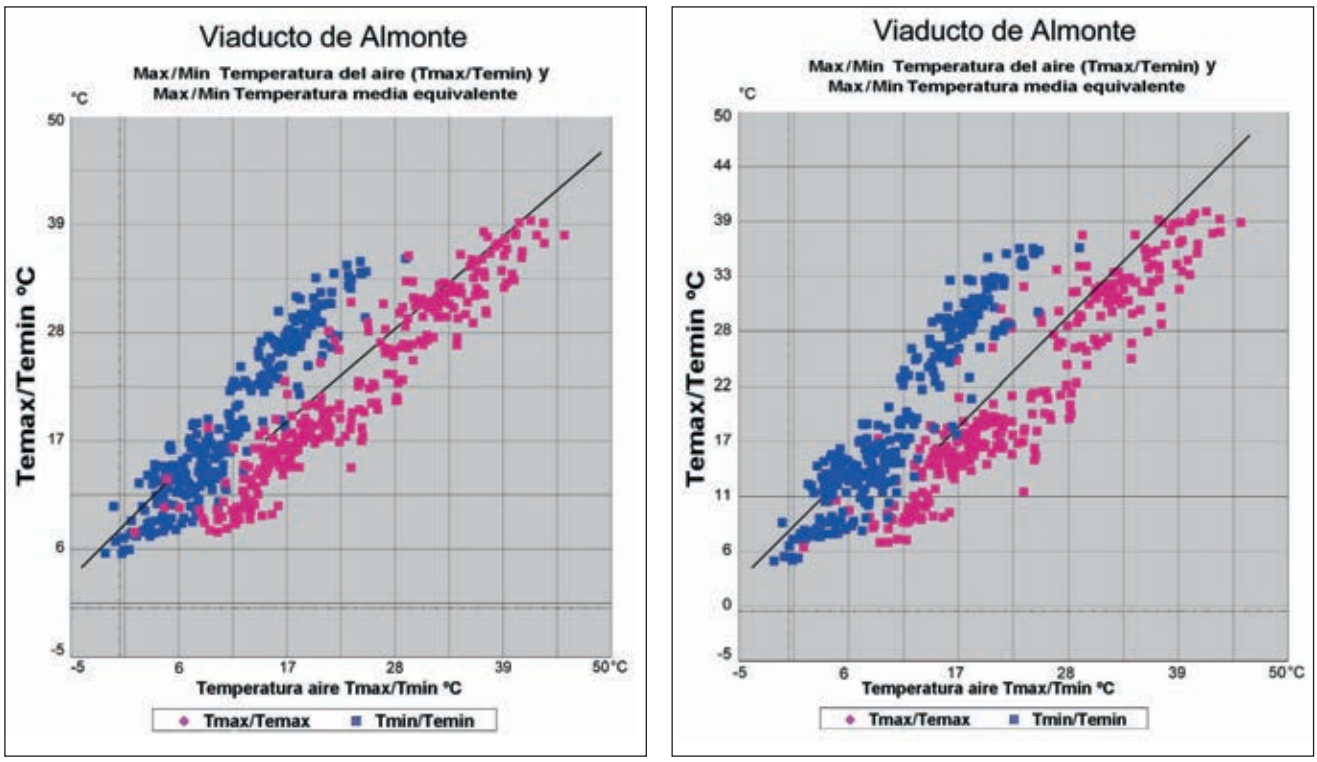
La sección transversal del arco es un cajón rectangular con ancho constante de 6,6 m y canto variable entre 3,0 m en arranques y 1,80 m en clave.

Las Figuras 19a y 19b muestras dos infogramas de la instrumentación de temperaturas del arco de hormigón



Figuras 19y 19b. Infogramas con instrumentación térmica del arco de hormigón de la calzada derecha y de la sección de losa aligerada instrumentada del tablero

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 20a y 20b. Relación diaria de T_{max}/T_{min} y $T_{e,max}/T_{e,min}$ para la sección del arco de la calzada derecha instrumentada (fig. izq. 20a) y para la sección de la losa aligerada del tablero de hormigón de la calzada derecha (fig. der. 20b)

de la calzada derecha y de la losa aligerada de hormigón del tablero (imágenes cortesía de Kinesia Ingeniería, responsable de la instrumentación del viaducto).

Los gráficos con las nubes de puntos (Figuras 20a y 20b), comparando la temperatura máxima y mínima del tablero (en ordenadas), con la temperatura máxima y mínima del aire a la sombra (en abscisas) demuestra, como ya se comprobó en las secciones mixtas y metálicas previas analizadas, que en la zona de temperaturas máximas, los valores medidos se ajustan siempre por debajo de la estimación realizada por el Eurocódigo [3]. En la zona de temperaturas mínimas, ocurre lo mismo que ya se detectó en las secciones mixtas. Dado que en el breve periodo de medición de datos, la temperatura ambiente no llega a ser demasiado baja, sólo se midió hasta -1,5ºC, frente a los -11ºC previstos para 100 años de vida útil, los valores de las temperaturas mínimas del tablero se encuentran por debajo de la previsión del Eurocódigo [3]. Como ya se ha explicado en el caso de los puentes mixtos, en los puentes de hormigón parece todavía más razonable pensar que cuando la temperatura mínima ambiente baje y se acerque a la mínima absoluta prevista (-11ºC en este caso), la temperatura mínima del tablero se mantendrá por encima de la recta prevista por el Eurocódigo [3], que implica que $T_{e,min} = T_{min} + 8ºC$.

En el periodo de tiempo de control de temperaturas de apenas dos años, se llegó a medir una variación uniforme de temperatura en el arco y en el tablero de 33,8ºC y 35 ºC respectivamente, mientras que los resultados teóricos que resultarían de aplicar la IAP-98 [2] estarían demasiado cerca de los medidos en apenas dos años: 41ºC para el arco y 39,5ºC para la losa aligerada del

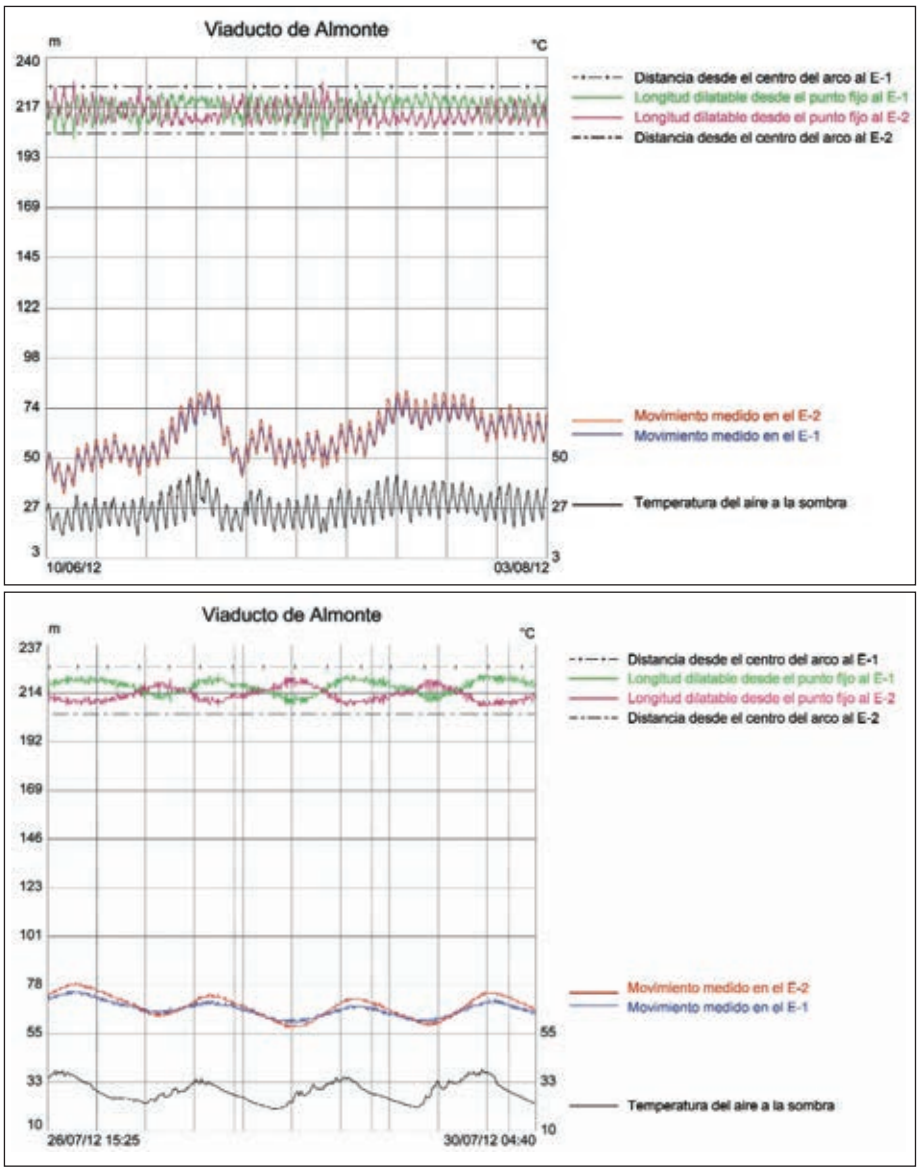
Tabla 9. Resultados de la instrumentación de la sección del arco derecho. Cajón de hormigón

(2 años de medidas)	$T_{e,max}$ / (T_{max})	$T_{e,min}$ / (T_{min})	ΔT_N
Valores medidos	+39,4ºC / (+41,8ºC)	+5,6ºC / (-1,5ºC)	**33,8ºC**
Valores teóricos IAP-98 [2]	–	–	**41,0ºC**
Valores teóricos Eurocódigo [3]	+51,8ºC / (+49,8ºC)	-3,1ºC / (-11,1ºC)	**54,9ºC**

Tabla 10. Resultados de la instrumentación de la sección de la losa aligerada instrumentada del tablero

(2 años de medidas)	$T_{e,max}$ / (T_{max})	$T_{e,min}$ / (T_{min})	ΔT_N
Valores medidos	+40ºC / (+41,8ºC)	5,0ºC / (-1,5ºC)	**35,0ºC**
Valores teóricos IAP-98 [2]	–	–	**39,5ºC**
Valores teóricos Eurocódigo [3]	+51,8ºC / (+49,8ºC)	-3,1ºC / (-11,1ºC)	**54,9ºC**

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 21a y 21b. Relación entre los movimientos medidos y los teóricos previstos en los extremos del tablero en ambos estribos, y variación de la longitud dilatable libre medida desde ambos estribos comparada con la teórica de suponer el punto fijo en el centro del arco

tablero. En cambio los valores teóricos que resultarían de la aplicación del Eurocódigo [3] serían bastante superiores, 54,9ºC tanto para el arco como para la losa aligerada del tablero para un periodo de retorno de 100 años. Parece de nuevo confirmarse para tableros de hormigón, ya sean secciones cajón o losas aligeradas, que la IAP-98 [2] infravalora la variación uniforme de temperatura para 100 años de vida útil del puente (ver resultados en tablas 9 y 10), y que la previsión establecida en la formulación de acciones térmicas del Eurocódigo 1 parte 1-5 [3] se ajusta mejor a la respuesta térmica real también en puentes de hormigón.

El tablero se apoya sobre aparatos de neopreno zunchado en las pilas del arco, se empotra en las pilas que enmarcan el arco, y se apoya sobre aparatos de neopreno-teflón deslizantes sobre las pilas cimentadas en el terreno natural y en los estribos. La longitud dilatable libre desde ambos estribos al centro teórico del arco, en la calzada de la derecha, que es en la que se instrumentó la losa, es de 205 m desde el E-1 y 227 desde el E-2, al tener un vano de acompañamiento más en la zona del acceso desde el E-2.

Como ya se analizó en el tablero mixto del viaducto de Alconétar, para controlar los movimientos longitudinales del tablero, se han comparado los resultados medidos en los transductores de movimiento longitudinal dispuestos en ambos estribos, con los movimientos teóricos esperados que se obtendrían calculándolos partiendo de la temperatura media obtenida de la instrumentación de la losa aligerada.

Se ha estimado a priori que la posición del punto fijo se sitúa en el centro del arco, y como ocurría en el caso anterior tampoco coincide con el centro geométrico del tablero.

Para conocer en realidad la posición teórica del punto fijo, o punto neutro frente a dilataciones/contracciones del tablero, se han realizado las gráficas de la Figura 21. La Figura 21a representa durante 2 meses de medidas la relación entre los desplazamientos

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figuras 22a y 22b. Infogramas con instrumentación térmica del tablero del viaducto y una de las secciones de una pila

reales medidos en los extremos del tablero en ambos estribos (curva intermedia de color azul (E-1) y curva intermedia de color rojo (E-2)), y la variación de la longitud dilatable libre medida desde ambos estribos comparada con la teórica de suponer el punto fijo en el centro del arco (curvas superiores). La Figura 21b muestra un detalle de la Figura 21 a para 4 días del mes de julio de 2012.

Del análisis de estas Figuras se aprecia que el punto fijo del tablero no se sitúa en el centro del arco como sería previsible (a 205 m del E-1 y 227 m del E-2), sino que se ubica bastante cercano al centro geométrico del tablero a 211 m de ambos estribos.

2.8. Viaducto de Montabliz

El Viaducto de Montabliz [13], proyecto de Apia XXI, permite el paso de la autovía Cantabria-Meseta sobre el valle del río Bisueña, en la provincia de Cantabria, mediante un gran viaducto con una altura de pila máxima de 145 m y con un vano central de 175 m de luz. El tablero se materializa mediante un cajón de hormigón pretensado de 26,10 m de ancho y canto variable, ejecutado por avance en voladizos sucesivos.

El tablero del viaducto, con un radio en planta de 700 m, tiene 721 m de longitud, y luces de 110+155+175+155+126 m.

Las Figuras 22a y 22b muestran dos infogramas de la instrumentación de temperaturas de dos secciones del tablero, y de una sección de la trepa 12 de la P-2 (imágenes cortesía de Kinesia Ingeniería, responsable de la instrumentación del viaducto).

Comparando los resultados de las temperaturas máximas y mínimas del aire a la sombra diarias (T_{max} y T_{min}), con las temperaturas equivalentes de la sección instrumentada máximas y mínimas ($T_{e,max}$ y $T_{e,min}$) se pueden sacar conclusiones análogas a las obtenidas en las instrumentaciones de otros viaductos de hormigón analizados (ver Figuras 23a y 23b).

Para los máximos diarios los valores medidos extremos quedan contenidos por debajo de la previsión del Eurocódigo [3], mientras que en la zona de temperaturas mínimas, y dada la escasez de datos medidos, con sólo 3 años de datos analizados, la temperatura ambiente no ha llegado a ser demasiado baja. El mínimo absoluto medido del aire a la sombra en ese periodo no bajó por debajo de 0ºC, cuando la previsión de temperatura mínima en la zona es de hasta -15ºC para 100 años de periodo de retorno. En el periodo de medición de temperaturas los valores de las temperaturas mínimas del tablero se encuentran por debajo de la previsión del Eurocódigo [3], aunque como ocurría en casos anteriores, esto parece razonable debido a que no se ha aproximado el mínimo al mínimo absoluto previsto (-15ºC). Previsiblemente, cuando se alcancen valores de mínimos de la temperatura ambiente tan bajos, la temperatura del tablero no llegará a esos niveles, manteniéndose dentro de los límites previstos de $T_{e,min}=T_{min}+8$ºC por el Eurocódigo de acciones térmicas [3].

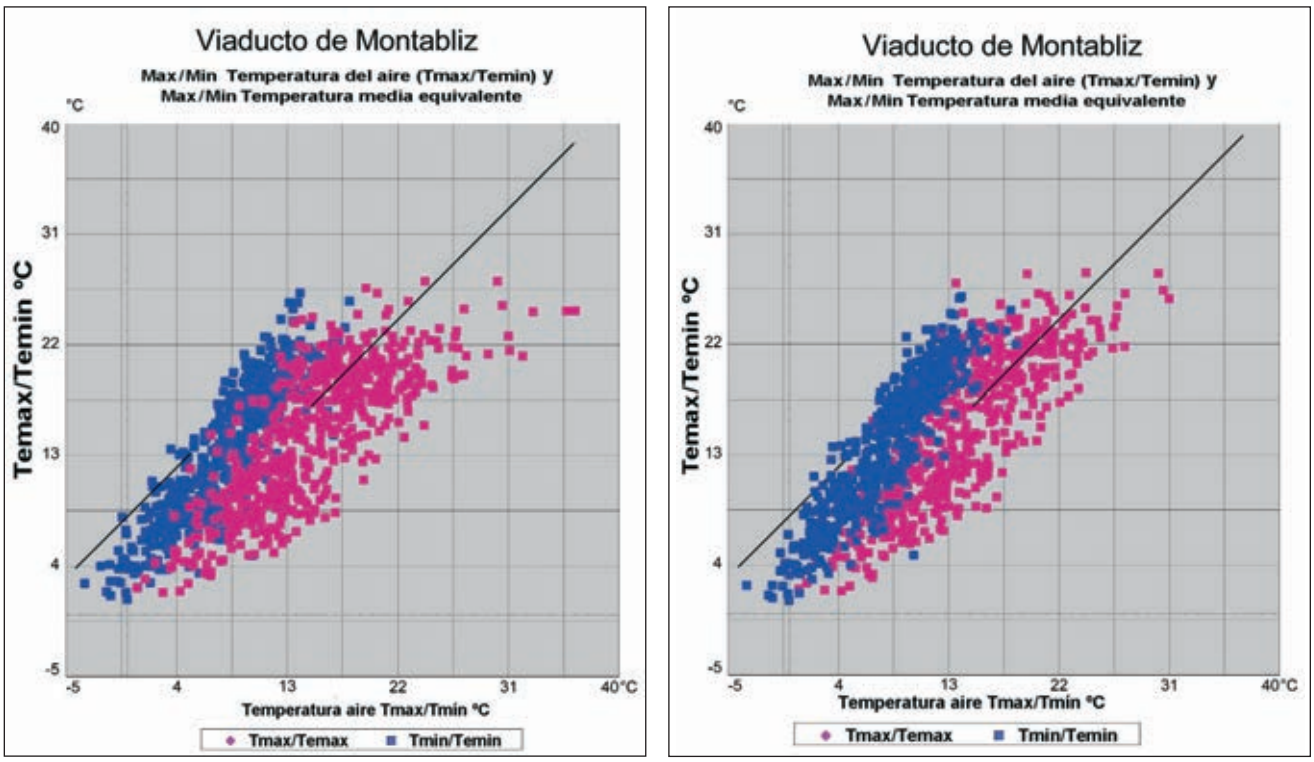
La tabla siguiente (tabla 11) resume los resultados de la instrumentación de las dos secciones del tablero, con canto máximo junto a pila, y con canto mínimo en centro del vano central.

Como ha sido la tónica general en el resto de tableros analizados, ya sean de hormigón, mixtos o metálicos, los valores de la variación uniforme de temperatura medidos en el reducido periodo de la instrumentación, que en este caso ha sido de 3 años, se aproxima demasiado a la previsión establecida por la antigua

Tabla 11. Resultados de la instrumentación de las secciones del tablero de hormigón

(3 años y 5 meses de medidas)	$T_{e,max}$ / (T_{max})	$T_{e,min}$ / (T_{min})	ΔT_N
Valores medidos en la sección de canto mayor	+27,2ºC / (+30,1ºC)	+1,3ºC / (0,0ºC)	**25,9ºC**
Valores medidos en la sección de canto menor	+27,8ºC / (+30,1ºC)	+1,1ºC / (0,0ºC)	**26,7ºC**
Valores teóricos IAP-98 [2]	–	–	**29,0ºC**
Valores teóricos Eurocódigo [3]	+47,6ºC / (+45,6ºC)	-7,0ºC / (-15,0ºC)	**54,6ºC**

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



Figuras 23a y 23b. Relación diaria de T_{max}/T_{min} y $T_{e,max}/T_{e,min}$ para la sección del tablero con canto máximo en zona cercana a pila (fig. izq. 24a) y para la sección de canto mínimo próxima al centro de vano (fig. der. 24b)

IAP-98[2]; en este caso los valores se encuentran en el entorno del 90% de la previsión de la IAP-98[2] para 100 años de vida útil, mientras que el margen frente a la previsión del Eurocódigo para 100 años es mucho mayor, con valores medidos en el entorno del 48% de la previsión del Eurocódigo [3].

3. CONCLUSIONES

Tras el análisis normativo realizado en la referencia [1], en este artículo se ha realizado un análisis de la instrumentación de temperaturas en cuatro tableros mixtos, cuatro tableros de hormigón, dos arcos metálicos dobles y un doble arco de hormigón. Los resultados de dichas instrumentaciones se han comparado con lo que resultaría de aplicar la antigua IAP-98[2] y el Eurocódigo de acciones térmicas (EN 1991-1-5) [3].

Como ya se adelantó en la referencia [1], los resultados de las variaciones uniformes de temperatura obtenidas según la antigua IAP-98 [2] son muy inferiores de los obtenidos aplicando el Eurocódigo de acciones térmicas [3], y en muchos casos quedan claramente del lado de la inseguridad, tal y como se ha podido comprobar del análisis de la instrumentación realizada tanto en puentes de hormigón con sección en cajón o losa (maciza o aligerada), como en tableros mixtos o en secciones metálicas puras.

En general, la formulación del Eurocódigo de acciones térmicas [3] para la obtención de la variación uniforme de temperatura en un tablero, se adecúa muy bien a los resultados reales obtenidos de la instrumentación de temperaturas de los puentes analizados, y por lo tanto todos estos motivos han justificado la adopción en la nueva instrucción de acciones en puentes de carretera (IAP-11 [4]) de la formulación de las acciones térmicas para las variaciones uniformes de temperatura del Eurocódigo 1 parte 1-5 [3].

Agradecimientos

Tenemos que agradecer la gran ayuda prestada para la realización de estos análisis, a los profesionales, empresas y administraciones siguientes, por las facilidades prestadas con el suministro de los datos de los puentes y de las instrumentaciones de temperaturas de los puentes referidos en este artículo.

- Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras: Dña. Pilar Crespo y D. Carlos Paradela
- ADIF: D. Alfonso González y D. Eduardo Gantes
- Kinesia Ingeniería: D. Vicente Puchol
- Ineco-Tifsa: D. Justo Carretero

REFERENCIAS

[1] ORTEGA, M.; MILLANES, F.; MANSILLA, J.L. "Análisis normativo de la variación uniforme de la temperatura en puentes. Comparación de la normativa española con el Eurocódigo de acciones térmicas". *Hormigón y Acero*, 2013, vol. 64, nº 269, p. 47-61.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

[2] *IAP-98. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.* Ministerio de Fomento. Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes. Dirección General de Carreteras. Orden de 12 de Febrero de 1998. Madrid: BOE núm. 54, de 4 de marzo de 1998, p. 7459-7497.

[3] *EN 1991-1-5:2003. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-5: General Actions-Thermal actions"*. Brusselss: European Committee for Standardization (CEN), 2003.

[4] *IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Ministerio de Fomento. Secretaría de Estado de Planificación e Infraestructuras. Secretaría de Infraestructuras. Dirección General de Carreteras. 2011. Orden FOM 2842/2011 de 29 de Septiembre de 2011. Madrid: BOE núm. 254, de 21 de octubre de 2011, p. 110164-110225.

[5] CRESPO, P. "Contraste experimental de las variaciones térmicas en puentes". *III Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras. Volumen I de comunicaciones.* Madrid: ACHE, 2005. p. 371-385.

[6] ORTEGA, M.; MILLANES, F.; MANSILLA, J.L. "Análisis de la instrumentación de temperaturas del viaducto mixto de alta velocidad "Arroyo las Piedras". *Hormigón y Acero*, 2010, vol. 61, nº 258, p. 81-97.

[7] MILLANES, F.; PASCUAL, J.; ORTEGA, M. "Viaducto Arroyo las Piedras. Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas". *Hormigón y Acero*, *2007,* nº 243, p. 5-38.

[8] MILLANES, F; PASCUAL, J.; ORTEGA, M. "Arroyo las Piedras Viaduct: The first composite steel-concrete high speed railway bridge in Spain". *Structural Engineering International*, 2007, vol. 17, nº 4, p. 292-297.

[9] ORTEGA, M.; MILLANES, F.; MANSILLA, J.L. "Thermal actions on composite concrete-steel bridges. Comparison between Eurocode and the results obtained on monitored bridges". *Codes in structural engineering: Development and needs for international practice: Joint IABSE-Fib* Conference, Dubrovnic, Croacia, May 3-5, 2010, editors, Manfred A. Hirt, Jure Radic, Ana Mandic. Zagreb: SECON-CSSE, 2010, vol. 1, p. 465-472.

[10] MILLANES, F.; BORDÓ, E; MARTÍN, J; MANSILLA, J.L. "Viaducto de Archidona (LAV Antequera-Granada), 3.150 m de dintel mixto sin juntas de dilatación". *Hormigón y Acero,* 2013, vol. 64, nº 270, p. 5-30.

[11] LLOMBART, J.A.; REVOLTÓS, J.; COUTO, S. "Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara («Arcos de Alconétar»)". *Hormigón y Acero*, 2006, nº 242, p. 5-38.

[12] SIEGRIST, G. "Arco de Almonte. Autovía de la Plata. Tramo: Hinojal-Cáceres". *Hormigón y Acero*, 2006, nº 240, p. 5-29.

[13] VILLEGAS, R.; PANTALEÓN, M.J.; REVILLA, R.; OLAZÁBAL, P. "Viaducto de Montabliz". *Hormigón y Acero*, 2008, vol. 59, nº 248, p. 9-40.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Estudio sobre las juntas de dilatación y la fisuración en los forjados de hormigón armado

A study on expansion joints and cracking in reinforced concrete building floors

Enrique Gutiérrez de Tejada Espuelas[(1)], **Florentino Regalado Tesoro**[(2)]

Recibido | *Received:* 30-05-2013
Aceptado | *Accepted:* 17-09-2013

Resumen

Los efectos de las acciones indirectas en las estructuras de hormigón armado, y la fisuración que aquéllas provocan, han sido abordados de diversos modos a lo largo de la historia, ya sea estableciendo unas longitudes máximas de construcción, o estableciendo una cuantía de armadura capaz de controlar los esfuerzos que generan. Se presenta en este artículo una propuesta práctica y operativa, ampliamente aplicada con éxito en obras reales, intentando minimizar en todo caso la presencia de las siempre problemáticas juntas de dilatación en las obras.

Palabras clave: fisuración por acciones indirectas, juntas de dilatación, hormigón armado, cuantía mínima, ancho de fisura, retracción.

Abstract

The effects of imposed deformations on reinforced concrete structures and its inherent cracking have been dealt with, using different methodologies throughout history, either by setting a maximum length of construction, or by setting a reinforcement ratio to control the tensile stresses. We present in this article a practical and operational procedure, successfully applied in many structures, trying to avoid the presence of the usually troublesome expansion joints.

Keywords: *imposed deformations cracking, expansion joints, reinforced concrete, minimum reinforcement ratio, crack width, shrinkage.*

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1. INTRODUCCIÓN

La existencia (o no) de juntas de dilatación en edificios, y la distancia máxima entre las mismas, ha sido objeto de controversia y estudio fundamentalmente en las últimas décadas.

Las deformaciones de las estructuras de hormigón debidas tanto a variaciones térmicas como a las deformaciones reológicas propias del material, provocan movimientos y esfuerzos que lógicamente han de ser controlados y tenidos en cuenta de alguna manera en el Proyecto de la Estructura.

Tradicionalmente, este control de los movimientos y la forma de contemplarlos se limitaba al establecimiento de una distancia máxima entre las juntas de dilatación (esto es, una longitud máxima de forjado sin juntas) que permitieran el "movimiento libre" de la estructura. De no superar esa longitud, las diferentes normativas permitían obviar el problema y no tenerlo en cuenta en el cálculo, en el convencimiento de que el respeto a la distancia fijada garantizaba la ausencia de daños en las construcciones. Esa distancia máxima, que ha oscilado siempre en torno a los 40 metros (el nuevo Eurocódigo de Hormigón [1] la rebaja aún más hasta los 30 metros) no deja de ser una regla de cálculo empírica que puede resultar tan holgada en unos casos como peligrosa en otros, como se verá posteriormente. Lo cierto y verdad es, que el respeto a dicha regla exclusivamente en la estructura, ha traído más inconvenientes que ventajas; entre otras razones, porque las piezas y elementos que se apoyan sobre la misma requieren unas juntas específicas y apropiadas a su naturaleza física particular.

En el extremo opuesto, en los últimos años han sido sugeridas complejas formulaciones con multitud de parámetros con el fin de lograr encontrar una solución exacta al problema. Sin embargo, la aplicabilidad de las fórmulas en los casos reales (no es lo mismo un ensayo en laboratorio que una obra real) obliga a la asunción de numerosas simplificaciones, que dotan al fin y al cabo, al resultado final, de una gran componente empírica basada en las experiencias que los proyectistas hayan tenido en el comportamiento esperado de sus construcciones, al margen de la mayor o menor exactitud matemática que posean las fórmulas empleadas en dichas previsiones. Este empirismo implícito no anula la validez de este tipo de fórmulas. Pero es necesario saber que, de este modo, resulta terriblemente sencillo obtener resultados apriorísticos favorables a las intenciones del proyectista, envueltas en un halo de exactitud.

Por lo anterior, en modo alguno se pretende con este escrito el encontrar una solución "exacta" al problema; y mucho menos sabiendo que en el caso de que existiera y fuera posible formularla, la complejidad de la misma conllevaría recursos inaplicables en los proyectos y las obras del día a día. Se pretende aportar una posible vía práctica y operativa, entre límites constructivos, que sea económicamente razonable, intentando minimizar en todo caso la presencia de las siempre problemáticas juntas de dilatación en las obras. Porque es por todos sabido que en las construcciones reales se originan muchos y mayores problemas con ellas que los que se trata de evitar cuando se ponen, aunque todavía algunos técnicos inmersos en unas matemáticas imposibles, sean incapaces de asumir la realidad física que se ha mencionado.

2. LA PROBLEMÁTICA DE LAS JUNTAS DE DILATACIÓN

El hecho de que las juntas de dilatación suponen un verdadero quebradero de cabeza para todos los agentes implicados en la construcción es una realidad sólo ignorada por alguien ajeno a este ámbito. Esta es la razón por lo que, a pesar de las disposiciones reglamentarias que exigen la presencia de juntas cada determinados metros para evitar el cálculo térmico y/o reológico, los proyectistas de edificaciones siempre han buscado todos los caminos posibles para minimizar su presencia en las construcciones a las realmente imprescindibles (como por ejemplo, aquellas que separan zonas con distintas alturas y/o distintos tipos de cimentación, …). Los problemas que supone la presencia de juntas de dilatación son, resumidamente, los siguientes:

– **Problemas de uso y mantenimiento**: las juntas de dilatación constituyen auténticos puntos débiles en la impermeabilización de un edificio. La mayor parte de las entradas de agua exterior se producen en las mismas. La vida útil de los materiales de las juntas es, además, mucho más corta que la de las estructuras y los acabados exteriores de los edificios, por la fatiga que generan en los mismos los inevitables movimientos que se producen en sus bordes cuando éstas existen, por lo que su degradación obliga a una periódica alerta y sustitución, que muchas veces no se produce.

– **Problemas arquitectónicos y estéticos**: la presencia de juntas obliga a la duplicidad de pilares (dejando de lado las farragosas juntas a media madera, cuyo acceso en labores de sustitución periódica resulta siempre complicado), y a la adecuación de las distribuciones interiores y exteriores a su incómoda presencia. La armonía de las pavimentaciones y fachadas se rompe en las juntas bruscamente, etcétera.

– **Problemas estructurales**: abundancia de vanos extremos que penalizan el dimensionamiento a flexión de los forjados, pérdida de monolitismo e hiperestaticidad de los edificios, deformaciones mayores, etcétera.

– **Problemas económicos**: en las zonas sísmicas, la apertura de las juntas debe tener una anchura tal que permita el movimiento de los bloques sin que

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

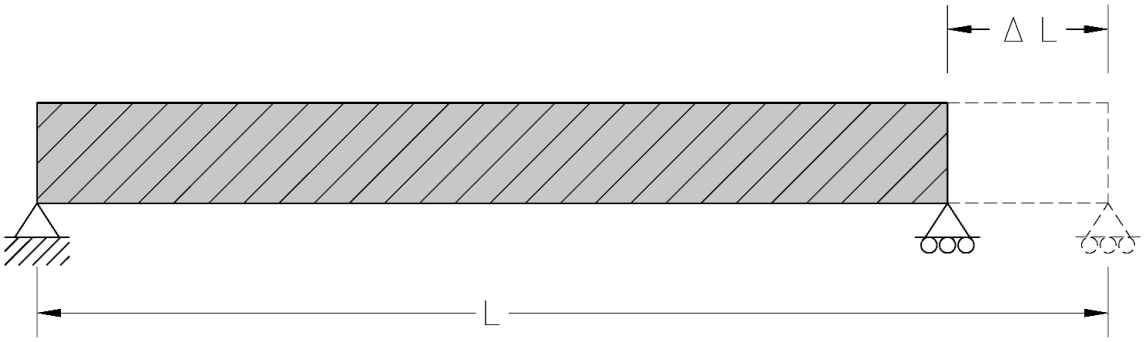


Figura 1. Elemento con posibilidad de movimiento sujeto a un cambio térmico uniforme

éstos choquen entre sí. Esto supone, según la normativa actual, en muchísimos casos[1] una apertura cercana a los 20 cm. El porcentaje de suelo que se pierde en cada promoción por este hecho puede ser nada desdeñable[2]; al margen de los mayores costes constructivos que generan en las estructuras y en los acabados.

3. EL TRATAMIENTO CLÁSICO DEL PROBLEMA: DISTANCIAS ESTÁNDAR ENTRE JUNTAS DE DILATACIÓN

Como se ha observado anteriormente, el planteamiento clásico a la hora de abordar los problemas de deformaciones impuestas debidas a variaciones térmicas y a la reología del hormigón ha consistido en la limitación de una longitud máxima de forjado que, de no ser superada, permitía obviar dichas deformaciones en el cálculo, sin tener en cuenta sus efectos.

Dicha longitud máxima ha oscilado históricamente en torno a los 40 metros de longitud, como se ve en los siguientes extractos de normas:

– **Norma NBE-AE/88. Acciones en la Edificación** [2]: *"Puede no considerarse acciones térmicas y reológicas en las estructuras formadas por pilares y vigas cuando se disponen juntas de dilatación a distancia adecuada. Suele estimarse que la distancia entre juntas de dilatación en estructuras ordinarias de edificación, de acero laminado, o de hormigón armado no debe sobrepasar 40 m. Esta distancia suele aumentarse a 50 m si los pilares son de rigidez pequeña, y reducirse a 30 m si los pilares son de rigidez grande".*

– **Código Técnico de la Edificación (SE-AE)** [3]: *"En edificios habituales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud".*

– **Eurocódigo 2-1-1 (Proyecto de Estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación)** [1]: *"En las estructuras de edificación, se pueden no tener en cuenta los efectos de temperatura y la retracción en el cálculo global siempre y cuando las juntas se dispongan a distancias d_{joint} para que las deformaciones resultantes se acomoden".* ***El anejo nacional adopta el valor d_{joint}= 30 metros, estableciendo genéricamente que este valor puede ser superado en caso de edificios con*** *una estrategia específica para resistir las deformaciones termohigrométricas*, como por ejemplo disponer de armaduras mínimas en forjados para el control de la deformación.

– Llegando al límite en la antigua **NTE-ECR (cargas por retracción)** [4] que hasta el año 1988 establecía que *"se puede prescindir de las cargas por retracción cuando se establezcan juntas de hormigonado a distancia inferior a 10 metros y se dejen transcurrir 48 horas entre dos hormigones contiguos"*[3].

Un rápido análisis de las *reglas* anteriores hace aparecer las incoherencias que encontramos al aplicar cualquiera de ellas, como se demuestra a continuación; además de que dichas reglas conllevan la aparición de juntas de dilatación por doquier en las estructuras.

Como es sabido, las solicitaciones debidas a un cambio térmico (o de retracción) son independientes de la longitud del elemento, en el caso de que las condiciones de dicho elemento sean ideales.

Esto es: si suponemos un elemento de área A, y longitud L, y uno de sus extremos puede moverse libremente (Figura 1), los esfuerzos generados por un

[1] En zonas de sismicidad media-alta como Alicante (a_b = 0,14 g).

[2] La realidad es sin embargo que muy pocas veces se cumple esta regla: la anchura mínima entre juntas no se cumple en la mayoría de los casos, siendo conscientes todos los intervinientes en el proceso edificatorio, y el que no se cumpla, con los forjados a nivel, carece de trascendencia. Otra cosa es cuando los forjados no se encuentran a nivel, que requieren un tratamiento singularizado.

[3] Esta recomendación, imposible de llevar a cabo fielmente hoy en día dados los altos ritmos de construcción actuales, no hacía sino apuntar claramente una norma de buena práctica constructiva como por ejemplo el hormigonado en damero, que intenta llevarse a cabo actualmente en determinadas ocasiones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

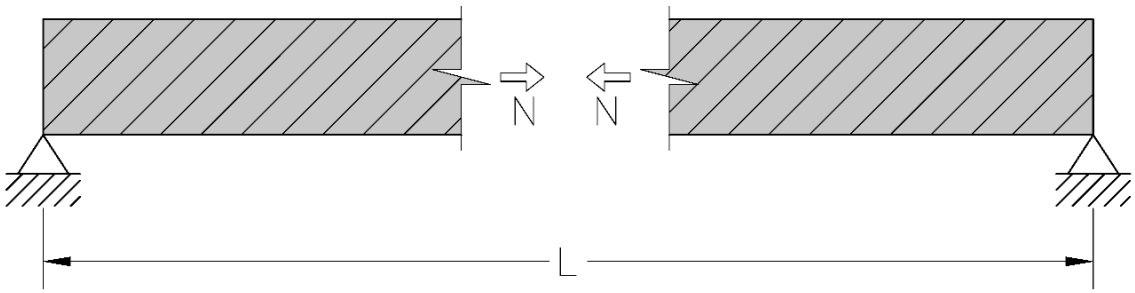


Figura 2. Elemento sin posibilidad de movimiento sujeto a un cambio térmico uniforme

cambio térmico uniforme serán nulos, mientras que el movimiento del extremo libre será el determinado por la ecuación (1):

$$\Delta L = L \cdot \alpha \cdot \Delta T^{a} \quad (1)$$

Siendo α = coeficiente de dilatación térmica del material.

ΔT^{a} = variación de temperatura.

Si por el contrario, ambos extremos están coaccionados, hasta el punto de que las coacciones hagan que el movimiento sea nulo (Figura 2), el esfuerzo máximo de tracción que nos aparecería sería el determinado por la ecuación (2):

$$N = A \cdot E \cdot \varepsilon = A \cdot E \cdot \frac{\Delta L}{L} = \frac{A \cdot E}{L}\left(\alpha \cdot L \cdot \Delta T^{a}\right) = A \cdot E \cdot \alpha \cdot \Delta T^{a} \quad (2)$$

Siendo E el módulo elástico del material. Como puede observarse el esfuerzo pésimo de tracción resultante resulta, paradójicamente, independiente de la longitud de la pieza[4].

¿Por qué entonces marcar un límite en la longitud del elemento? Las normas asumen, de manera implícita, que edificios con longitudes inferiores a unos 40 metros, pueden moverse libremente en horizontal, debido a que la rigidez de todos los elementos verticales no impide dicho movimiento. De un modo simplificado estamos en la ecuación (1) anterior. Sin embargo, si la distancia entre juntas de dilatación es mayor que los 40 metros, los elementos verticales sí coaccionan el movimiento, acercándonos más al caso (2), con existencia de esfuerzos que sí han de ser tenidos en cuenta[5].

Esta simplificación normativa (actualmente vigente en el CTE), estableciendo los 40 metros[6] como valor absoluto, da lugar frecuentemente a errores de interpretación, o lo que es peor, a aparición de fisuras por su mala aplicación.

Parece sencillo pensar que un edificio con aislamiento térmico y/o climatización interior se comportará mejor que otro sin esas características. También parece lógico que un edificio con un núcleo de comunicación vertical en el centro de rigidez del mismo tendrá mejor comportamiento que si el núcleo estuviera en un extremo (Figura 3). Que en el caso de un edificio con núcleos de comunicación en sus dos extremos, la gran rigidez de los mismos hará que aparezcan tracciones debidas a retracción o decrementos térmicos sea cual sea la dimensión de la estructura acercándonos más al caso (2) anterior. Que el problema en las plantas bajas suele ser más acentuado debido a la mayor rigidez de los pilares en ellos. Que la presencia de muros de sótano (Figura 4), con su gran rigidez, desvirtúa completamente lo anteriormente expuesto.

Y así se podría continuar enumerando diversas casuísticas. De hecho, es habitual el caso de estructuras con aparición de fisuras termohigrométricas, a pesar de haber cumplido la famosa longitud menor a los 40 metros. Y el caso de estructuras con una distancia entre juntas mucho mayor sin problemas de ningún tipo.

A pesar de no ser objeto explícito de este escrito, se ha de reconocer que, en cuanto a los esfuerzos en pilares, nos ha sido imposible compaginar el comportamiento real que han tenido en las obras con los cálculos teóricos ya sea de primer o segundo orden, que pudieran justificar dicho comportamiento. Ya sea por la no concomitancia de cargas, o por la inexactitud de los modelos –a pesar de su formulación matemática– no hemos encontrado patologías o fisuraciones visibles en los pilares de estructuras de gran longitud, debidas a movimientos termohigrométricos de los forjados. En nuestros proyectos optamos, con resultados satisfactorios, por dimensionar los soportes a

[4] Aquí aparece pues el problema de determinar los esfuerzos que aparecen en los apoyos (soportes), en función de las deformaciones residuales que resulten en las piezas horizontales, una vez que se relajen las mismas al fluir y fisurarse en la obra real [5].

[5] De ahí la redacción de la derogada AE-88 que permitía subir la distancia entre juntas a los 50 metros si los pilares son de rigidez pequeña.

[6] Es interesante destacar la afirmación histórica de J. Calavera (Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón) que recoge: "A título de ejemplo durante muchos años se ha estimado que en edificios la distancia entre juntas de dilatación de las estructuras no debía pasar de 30 m […] La creencia errónea venía de que al hacer las juntas de dilatación a esa distancia, tanto para la estructura, como para los cerramientos de ladrillo de las fachadas y a veces para las azoteas, con distancias mayores se producían desórdenes graves, pero no en la estructura, sino en las partes no estructurales del edificio".

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

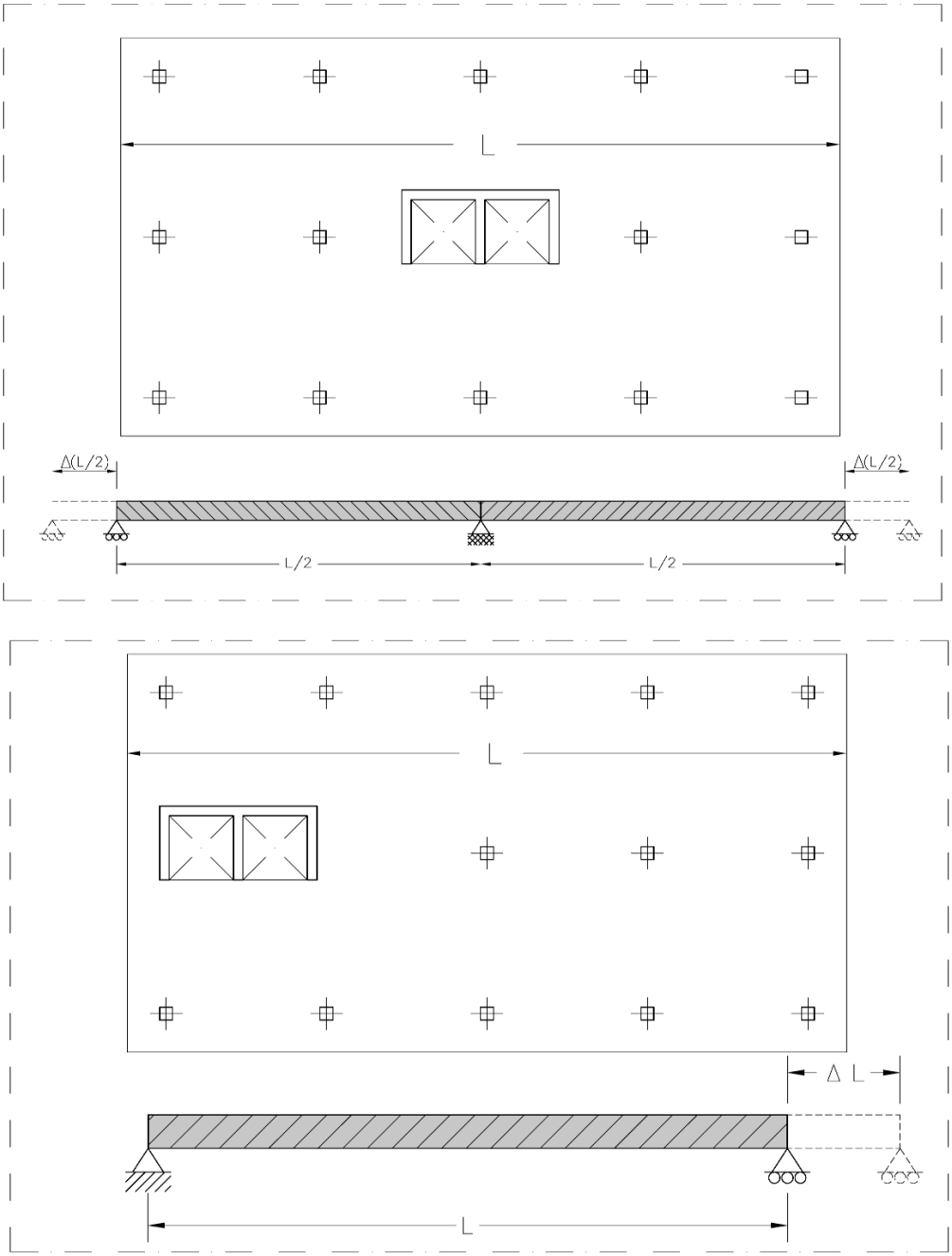


Figura 3. La posición del núcleo de comunicación influye en la distancia máxima entre juntas: en el caso de arriba, el punto fijo se encuentra centrado, por lo que la longitud en la cual se desarrolla el movimiento es la mitad de la total en planta, al contrario que en el caso de núcleo descentrado (imagen de abajo)

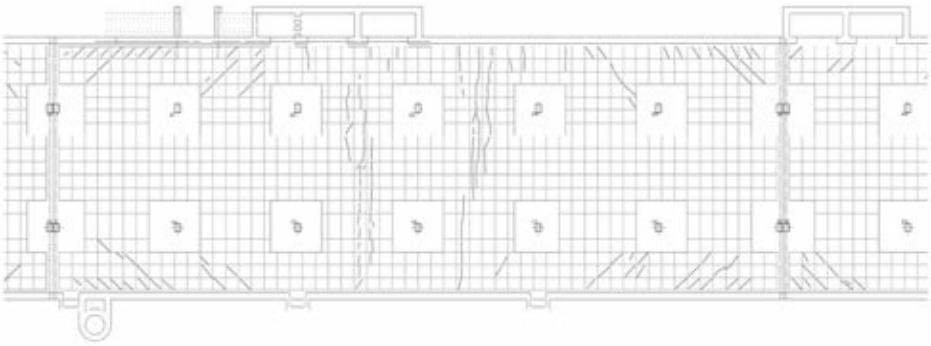


Figura 4. La existencia de muros de sótano, como en este caso real de longitud aproximada 45 metros, hace prácticamente inútil la presencia de juntas de dilatación para determinadas configuraciones en planta. Las fisuras de la imagen muestran claramente la enorme coacción al movimiento debida a los muros (fisuras en piel de serpiente), y las grietas de la placa en su zona central. Dichas fisuraciones tan llamativas podrían haberse difuminado hasta hacerse prácticamente casi invisibles habiendo suprimido todas las juntas del parking, como se ha realizado en otros que llegan a alcanzar los 650 m sin ellas

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

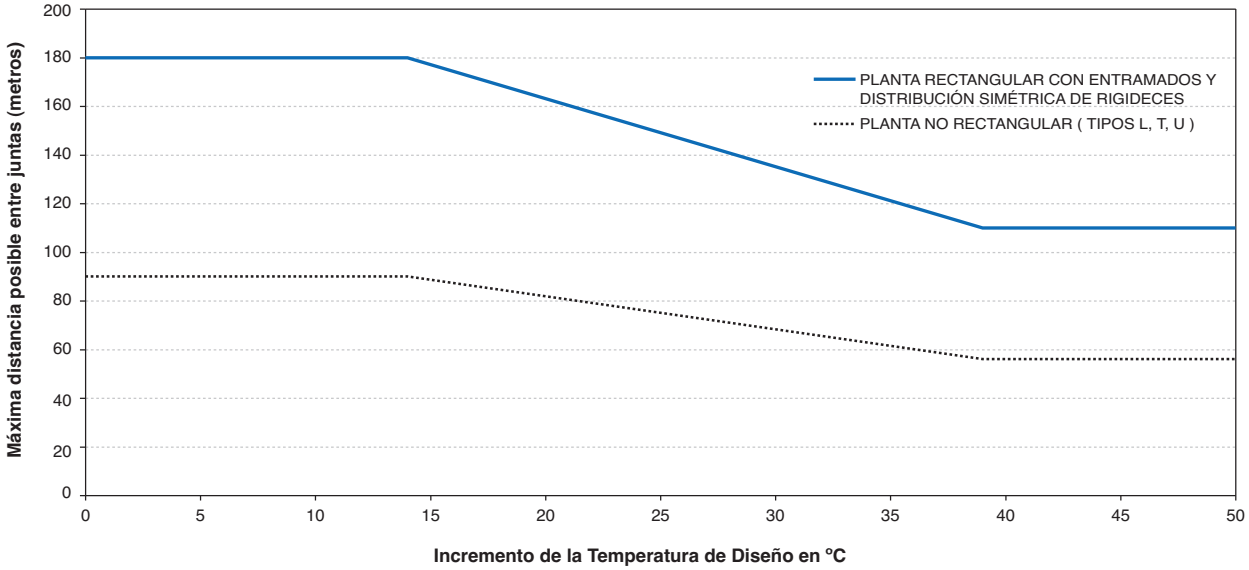


Figura 5. Distancia máxima entre juntas determinada por la National Academy of Sciences de Washington

plena carga sin reducción alguna de las sobrecargas, limitándonos a reforzar ligeramente solamente los soportes perimetrales, ignorando los esfuerzos suplementarios de las deformaciones que impondrían los acortamientos reológicos, como responsables prioritarios en los problemas que nos ocupan.

4. EL TRATAMIENTO EMPÍRICO DEL PROBLEMA: OBSERVACIONES SOBRE OBRAS REALES

Quizás la campaña de ensayos y estudios analíticos en edificios reales más interesante sea la realizada por la National Academy of Sciences en Washington; Expansion Joints in Buildings[7] [6]. Dicho informe se basa en el estudio de nueve edificios públicos de EE.UU. bajo cambios térmicos, y en el desarrollo de modelos analíticos con objeto de establecer correlaciones adecuadas entre los casos reales y las formulaciones teóricas. Las conclusiones del informe son las siguientes:

Sea el incremento de temperatura de diseño de valor

$$\Delta T^{a} = \max \begin{cases} Tw - Tm \\ Tm - Tc \end{cases}$$

Siendo:

Tm - temperatura media durante la "época normal de construcción" en la zona del edificio. El concepto "época normal de construcción" se define como el periodo consecutivo del año donde la temperatura mínima diaria es igual o superior a 0 ºC[8].

Tw - temperatura que es sobrepasada, como término medio, sólo el 1% del tiempo durante los meses entre junio y septiembre (incluidos).

Tc - temperatura igualada o excedida, como término medio, el 99% del tiempo durante los meses entre diciembre y febrero (incluidos).

Para los edificios con sistemas de vigas-pilares o losas-pilares (incluso aquéllos con pantallas interiores/núcleos o muros perimetrales), la distancia máxima entre juntas viene determinada por la Figura 5.

– La figura anterior es aplicable a edificios con la estructura interior a los cerramientos, calefacción interior, y donde la unión pilares-cimientos es considerada una articulación. De no ser así, se aplican las siguientes reglas:

- Si el edificio, además de calefacción tiene aire acondicionado (que funciona sin interrupciones)[9], puede aumentarse la distancia máxima entre juntas de la figura en un 15%.
- Si el edificio no tiene calefacción, debe disminuirse la distancia un 33%.
- Si la unión pilares-cimiento se supone empotrada, debe disminuirse la distancia un 15%[10].
- Si el edificio posee una asimetría muy importante de rigideces (esto es, que la rigidez de los elementos se concentra en un extremo de la planta), se debe disminuir la distancia un 25%.

[7] Avalado, citado y recogido por J. Calavera en su libro "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón" [7].

[8] El informe asume que la construcción de un edificio se lleva a cabo siempre con temperaturas sobre 0ºC (interrumpiéndose la construcción en caso contrario). Se toma una temperatura promedio de construcción del edificio como aquélla en la que se instalan los distintos componentes del mismo.

[9] Lógicamente, la calefacción y/o el aire acondicionado de un edificio minimizan los efectos de las fluctuaciones de temperatura exteriores, por lo que su efecto es claramente beneficioso para la longitud máxima del edificio sin juntas de dilatación.

[10] En el caso de empotramiento, se penalizan los pilares del primero de los forjados respecto al caso articulado, bajo un incremento térmico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

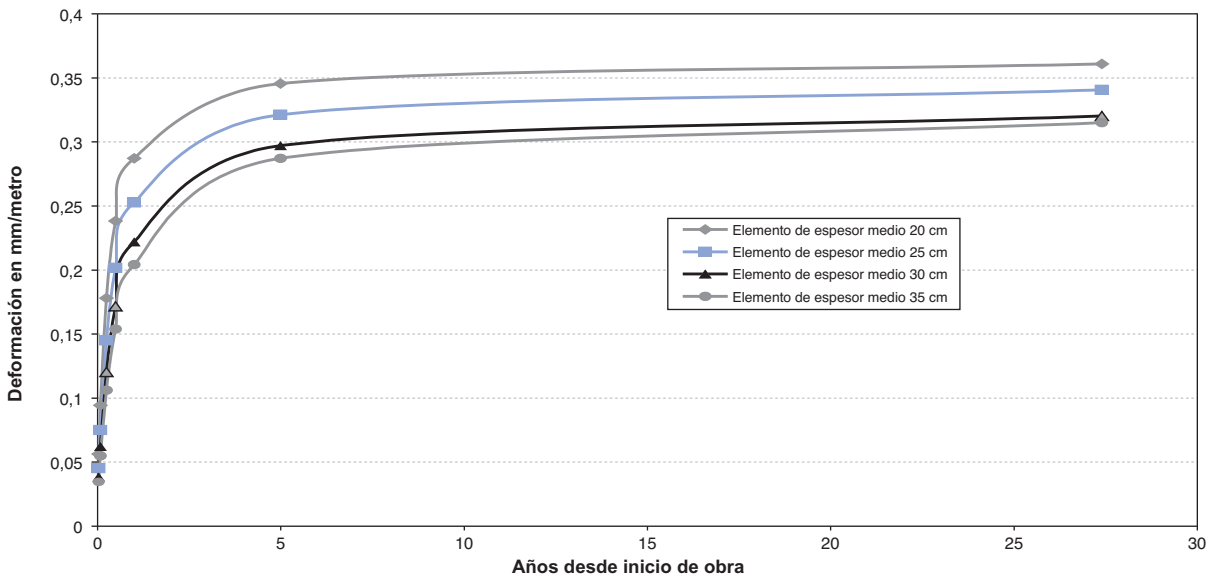


Figura 6. Curva retracción – tiempo de un elemento sin coacciones exteriores

- Todos los incrementos o decrementos de longitud en tanto por ciento son acumulables para cualquier combinación de casos.

– Las juntas de expansión se colocarán en toda la altura del edificio, desde lo alto del plano de cimentación hasta la cubierta. Dos entramados adyacentes y separados por una junta pueden compartir cimiento.

– La retracción del hormigón influye lógicamente en los cambios dimensionales del edificio. Sin embargo, la retracción usualmente se produce durante un corto periodo de tiempo tras la puesta en obra del hormigón. Su magnitud puede ser aproximadamente calculada, y sus efectos pueden ser controlados con la planificación constructiva del edificio. Por ello, la retracción no ha sido considerada en el Informe, pero debe ser tenida en cuenta en la secuencia constructiva de edificios largos.

– Los resultados anteriores son conservadores frente a métodos analíticos.

Como puede observarse, los métodos empíricos dan lugar a distancias mucho mayores, en la gran mayoría de los casos, que los 30-40 metros de medida "estándar" que adoptan las normas. La mayoría de los factores que se echaban en falta en el apartado anterior intervienen activamente en este criterio empírico (algunos de ellos de modo más cualitativo que cuantitativo, del lado de la seguridad), bajo el que se han proyectado y construido numerosas estructuras con longitudes máximas que superan ampliamente los 40 metros (incorporando además a la estructura una cuantía de armadura determinada, como se verá en los siguientes apartados), sin problemas de tipo alguno, obviándose, en el caso de que cumpliesen las distancias fijadas por el método, cualquier refuerzo adicional sobre los pilares.

Es conveniente destacar por último en este apartado el tratamiento acerca de la retracción que hace el Informe Norteamericano, que establece que debe ser tenida en cuenta y controlada mediante una adecuada planificación constructiva del edificio, dado que sus efectos se producen principalmente en un corto periodo de tiempo tras la puesta en obra del hormigón. En efecto, es sabido que la curva típica retracción-tiempo de un elemento sin coacciones exteriores presenta la forma que se expone en la Figura 6, según la norma EHE-08 [8] en este caso:

Puede observarse cómo la deformación (eje de ordenadas) para un elemento tipo losa se produce, en más de un 50% del total, durante los primeros 180 días desde la puesta en obra del hormigón (dependiendo, entre otros factores, del espesor ficticio de la pieza), mucho antes de la instalación de los elementos no estructurales en una obra normal. Un estudiado proceso constructivo (hormigonados en damero, secuencias desde los extremos hasta el centro de la planta,…) puede lograr atenuar los efectos de las deformaciones termohigrométricas, obligándolas a que se produzcan antes de que tengan influencia sobre el resto de elementos, estructurales o no estructurales.

Debe destacarse que con el cambio normativo de la EHE-98 a la actual EHE-08, la nueva formulación de retracción para elementos tipo losa ofrece pendientes más acusadas en los primeros meses tras el hormigonado –lo que se ajusta más a la realidad experimentada en las obras–, cobrando mayor validez si cabe lo expuesto en el párrafo anterior.

5. EL TRATAMIENTO ANALÍTICO DEL PROBLEMA: EL CONTROL DE LA FISURACIÓN DE LOS ELEMENTOS HORIZONTALES

El inconveniente principal del método anterior reside en que más allá de establecer unas longitudes máximas de edificios sin juntas, no aporta ninguna

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

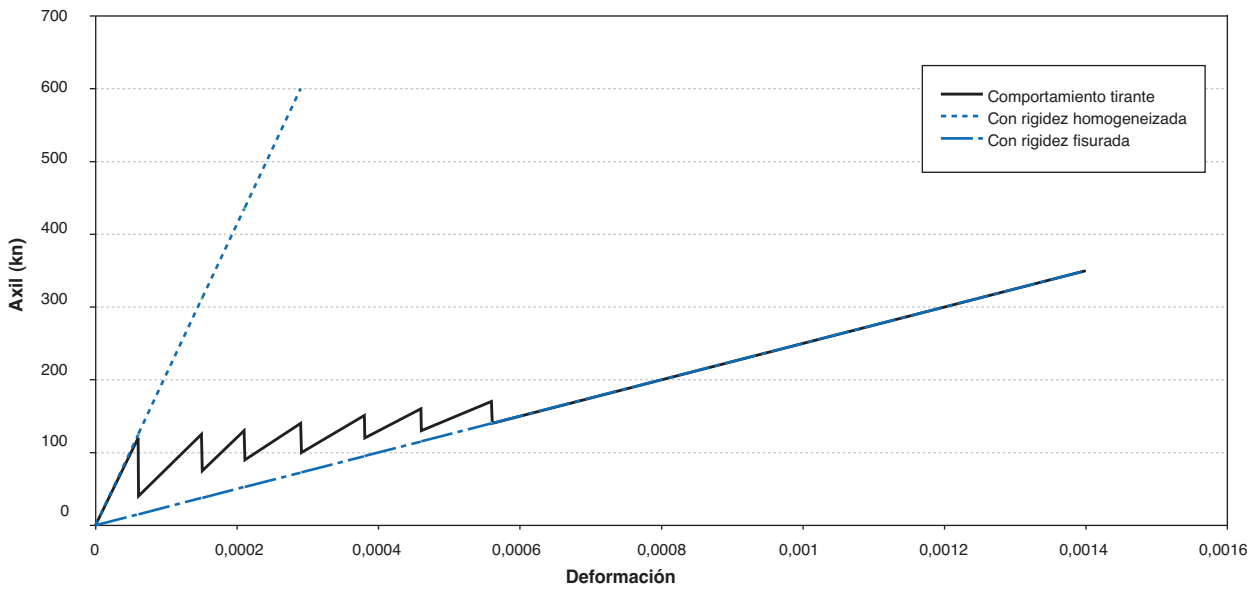


Figura 7. Comportamiento de un tirante de hormigón armado sometido a una deformación impuesta creciente

información sobre los esfuerzos que las variaciones térmicas (y/o de retracción) provocan en las estructuras. Recordemos que si los apoyos de una pieza sometida a variaciones térmicas están libres, el elemento sufrirá desplazamientos pero ningún esfuerzo. Sin embargo, si los apoyos están coaccionados, el elemento sufrirá esfuerzos pero no desplazamientos. La realidad de las obras se encuentra siempre en un punto intermedio entre ambos extremos, donde las vinculaciones entre forjados y columnas no se comportan ni como deslizaderas puras ni como elementos infinitamente rígidos. De este modo, la tarea del proyectista pasa por buscar un compromiso entre la máxima deformación posible del edificio (sin perjudicar a otros elementos estructurales o no estructurales) y su máxima capacidad para resistir esfuerzos.

Pero además, el tratamiento se complica aún más debido al comportamiento inherentemente no lineal del hormigón armado [9], y su escasa capacidad para resistir tracciones antes de fisurarse: ante una deformación impuesta (sea térmica, termohigrométrica, o de cualquier otro tipo), el comportamiento de un tirante de hormigón armado puede observarse a modo de ejemplo en la Figura 7, transcrita de la referencia [10].

Como se ve en la figura, mientras la deformación impuesta al tirante no produzca en el mismo un esfuerzo superior a la capacidad del hormigón a tracción, la gráfica presenta un comportamiento lineal cumpliendo la relación típica de la ecuación (3):

$$N = E_c \cdot A_h \cdot \varepsilon \qquad (3)$$

Siendo:

ε = Deformación impuesta

A_h = Área homogeneizada de la sección

E_c = Módulo de Young de la sección

N = Axil resultante de la deformación impuesta

Cuando se alcanza el axil de fisuración, el área de la sección (y su rigidez) desciende súbitamente, por lo que el axil resultante de la ecuación anterior se reduce de manera considerable. Si seguimos incrementando lentamente la deformación, el axil seguirá aumentando hasta producirse de nuevo una nueva fisura[11], cuando de nuevo se produce una reducción de rigidez y por tanto del axil resultante. Este proceso se repite hasta alcanzar un punto en el que se forman todas las fisuras que puedan formarse[12], en el estado denominado de fisuración estabilizada, aunque para ello, como se intuye en la figura, hacen falta deformaciones muy elevadas, muy superiores a las generadas por la retracción del hormigón o por variaciones térmicas.

En todo momento, claro está, se ha supuesto en la figura anterior que existe una cantidad de armadura suficiente como para que ésta vaya actuando cuando aparece cada nueva fisura, y se pueda llegar a la fase de fisuración estabilizada sin antes sufrir la plastificación de la armadura.

De este modo, bajo una deformación impuesta en un edificio real (o mejor expresado, bajo una coacción que no deja desarrollarse libremente a dicha deformación) aparecerán esfuerzos dependiendo de la magnitud de la coacción. Dichos esfuerzos, que dependen asimismo de la rigidez fisurada de la pieza

[11] Con un valor del axil algo superior al inicial, ya que la resistencia a tracción del hormigón para que se produzca la formación de la fisura número "n" es siempre mayor que la necesaria para producir la número "n-1" (Armature minimale pour le contrôle de la fissuration des structures en béton. Jean-Paul Jaccoud [17]).

[12] Cuando la separación entre fisuras es insuficiente para que la armadura puede transmitir al hormigón una tensión igual a la tensión de fisuración=longitud de transferencia ("La EHE explicada por sus autores" [10]).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

como se ha observado en la figura anterior, deberán ser controlados así como la fisuración que éstos producen en la pieza.

5.1. La anchura máxima de fisura permitida en una losa de hormigón

Antes de abordar las formulaciones analíticas al problema, es conveniente clarificar cuáles son las consecuencias de la aparición de fisuras en elementos de hormigón armado.

Las razones comúnmente aceptadas por las que es necesario controlar la fisuración de los elementos son las siguientes:

– Motivos de estanqueidad, si la estructura está proyectada para contener líquidos o gases.

– Motivos estéticos y de aspecto.

– Motivos de durabilidad de las armaduras, derivados de la posible corrosión de éstas.

Dejando aparte el primero de los casos (estanqueidad), fuera del alcance de este documento, entre otras razones porque consideramos que la estanqueidad de los depósitos debe ser resuelta al margen de las fisuraciones del recinto de hormigón que los configura, debe remarcarse que existen pocos estudios que relacionen la fisuración de los elementos con la estética percibida por el usuario de la obra, siendo éste un tema claramente subjetivo[13].

En cuanto a la durabilidad de las armaduras es importante remarcar que, en contra de lo usualmente creído, numerosas investigaciones han demostrado en los últimos años que no existe una relación directa entre la magnitud de la corrosión y la apertura de fisuras, en tanto éstas no sobrepasen un valor de [0,4 – 0,5] mm[14]. Resultan, sin embargo, parámetros mucho más determinantes en la durabilidad de las armaduras la calidad del hormigón (en especial la relación A/C y el contenido mínimo de cemento) y el espesor de los recubrimientos. A estos efectos resulta de sumo interés la referencia [12].

Ésta es la razón por la que múltiples Códigos y Normativas adoptan un valor de apertura de fisuras de 0,4 mm para ambientes no agresivos (interiores) ya sea de un modo explícito (EHE-08 para un ambiente tipo I, EC-2 para un ambiente tipo XC1 incluso estipulando que en ausencia de condiciones de apariencia se puede ampliar ese límite, Guía de Diseño CEB donde afirma que cuando el ancho de las fisuras medido en la superficie del hormigón es menor de 0,4 mm es frecuente observar un proceso de autocicratización [13], …) o implícito, como el Código ACI norteamericano [14,15,16] que va más allá y, derivado de los estudios realizados, no distingue en su límite de 0,4 mm para exposición interior o exterior.

Puede resultar anecdótico comprobar cómo, hace casi 100 años, el Dr. Ing. Emil Mörsch [17] llegaba a conclusiones similares tras una inspección realizada a 15 puentes de hormigón armado alemanes en 1916; sometidos a unas condiciones ambientales extremadamente agresivas:

"Según ella, se comprobaron defectos en el proyecto y en la ejecución en particular, consistentes en la carencia de todo desagüe e impermeabilidad de la vía y en una colocación no correcta de los hierros. El agua de lluvia podía, pues, penetrar en el hormigón y también resbalar lateralmente por las paredes de las vigas y produjo la oxidación del hierro colocado directamente entre la superficie o cerca de ella. Se encontraron muchas grietas que partían de los estribos que quedaban del todo descubiertos o muy poco cubiertos con hormigón. Se encontraron también grietas que eran realmente grietas de tracción en donde, por lo tanto, el hormigón se había agrietado en la parte de la tracción a consecuencia del esfuerzo estático y de la tensión adicional que hay que añadir a causa de la contracción. Estas grietas tenían, por consecuencia, una oxidación de las armaduras de hierro cuando el espesor del hormigón encima del hierro era inferior a 2,4 cm, mientras que cuando la capa de hormigón era de 3,5 cm y mayor, después de seis años los hierros habían permanecido libres de óxido a pesar de las numerosas grietas de tracción. La Comisión llegó a la consecuencia de que en las construcciones en que hay que contar con influencias especialmente desfavorables del aire y del tiempo, bastaría una capa de hormigón de 3,5 cm por lo menos para proteger el hierro de la oxidación, incluso después de presentarse en el hormigón grietas finas de tracción y que, además, deben evitarse faltas en el proyecto y en la ejecución, a lo cual corresponde también que las obras se mantengan húmedas el mayor tiempo posible y no se expongan al secado demasiado pronto, pues de este modo aumentan las tensiones secundarias debidas a la contracción".

5.2. La armadura mínima necesaria para controlar los esfuerzos y la fisuración

5.2.1. La propuesta de J. Jaccoud (1987)

En su tesis doctoral de la Universidad de Lausana, Jean-Paul Jaccoud [18] llevó a cabo una campaña de

[13] Diversos autores recomiendan un valor de 0,4 mm como máxima anchura de fisura por motivos estéticos. Sin embargo, parámetros como la textura de las parámetros vistos, las condiciones de iluminación, la distancia del observador a las fisuras, el uso al que va a ser destinado el edificio, … pueden modifican sustancialmente ese límite subjetivo.

[14] Lógicamente, el muy inusual caso de hormigón armado sin fisurar provoca que los efectos de la corrosión en el acero sean menores que en el caso de existencia de fisuras [11]. Lo que se afirma en el artículo es que la magnitud de la apertura de las casi inevitables fisuras –hasta un cierto límite– no está relacionada con la intensidad de la corrosión según numerosas investigaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ensayos sobre tirantes de hormigón con el fin de encontrar una expresión que relacionara a la armadura del elemento con la apertura de fisuras que éste presentaba ante una deformación impuesta.

Los parámetros tenidos en cuenta en los ensayos eran los siguientes: calidad del hormigón, calidad del acero, porcentaje de armadura, velocidad de aplicación de la deformación y disposición de la armadura en el hormigón.

Las conclusiones principales de los ensayos fueron las siguientes:

1. Los resultados obtenidos en los gráficos tensión-deformación-ancho de fisuras para una deformación impuesta del tirante en abscisas son del tipo reflejado en la Figura 8, tomada de la referencia [18]:

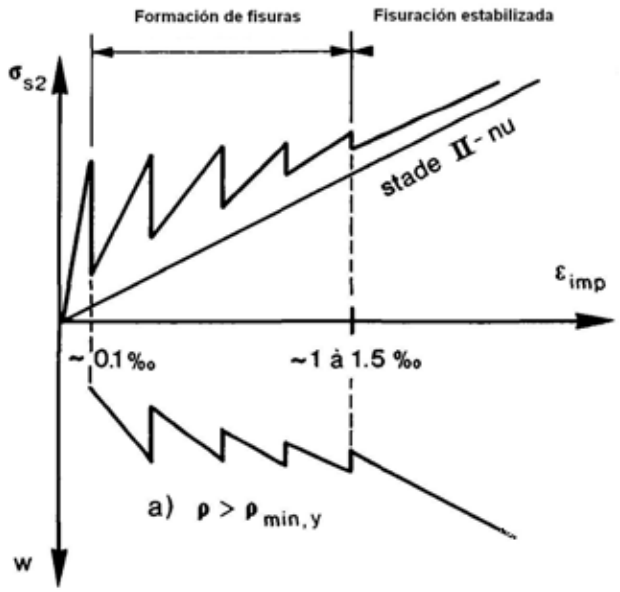


Figura 8. Resultado tipo de los ensayos de Jaccoud

La gráfica en dientes de sierra se explica del siguiente modo: tras cada nueva fisura producida bajo una deformación impuesta creciente, el esfuerzo de tracción disminuye, y las fisuras existentes se cierran en una magnitud correspondiente a la apertura de la nueva fisura. Al seguir creciendo la deformación, las tensiones y las aperturas de las fisuras aumentan hasta la aparición de otra fisura, cuando se repite el proceso. Y así hasta que se alcanza la fisuración estabilizada en el tirante.

2. Para el desarrollo del proceso anterior, es necesaria una cantidad mínima de armadura que cumpla la condición de no plastificación bajo el esfuerzo de tracción liberado en la aparición de las primeras fisuras. Esta condición evita la aparición de grandes fisuras aisladas, y es similar a la cuantía geométrica mínima existente en las distintas normativas[15]. De no colocarse, la gráfica de resultados toma la forma de la Figura 9, tomada de la referencia [18]:

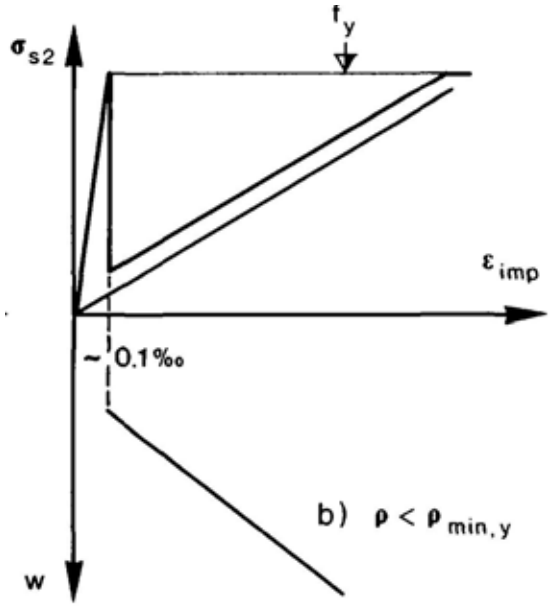


Figura 9. Comportamiento de un tirante sin cuantía mínima que cumpla la condición de no plastificación

Tras la aparición de la primera fisura, ésta se abre indefinidamente hasta la plastificación de las armaduras, sin que pueda volver a desarrollarse en algún otro punto del tirante la resistencia a tracción del hormigón. En este caso, esa única fisura acumulará toda la deformación del tirante.

3. Una vez cumplido ese punto, un aumento del porcentaje de armadura existente en la pieza conlleva que la apertura de las fisuras disminuya frente a otras piezas con menos armadura.

4. Incrementar la separación de las barras longitudinales hace aumentar la apertura media de las fisuras.

5. Existe una ligera tendencia de la resistencia a tracción liberada en cada fisuración a aumentar conforme lo hace la deformación impuesta.

Basándose en los ensayos mencionados, y mediante el desarrollo de modelos de cálculo teóricos ajustados a los resultados de los mismos, el autor propone las siguientes expresiones[16]:

[15] Las cuantías geométricas mínimas y las cuantías mecánicas mínimas se basan en un mismo criterio: la no plastificación de la armadura cuando se produce la primera fisura. El hecho de que, por lo general, las cuantías geométricas mínimas sean menores que las cuantías mecánicas mínimas viene determinado principalmente por el hecho de que las primeras se calculan como un Estado Límite de Servicio (trabajando pues con el límite elástico del acero sin minorar), mientras que las segundas están sometidas a Estado Límite Último (trabajando con el límite elástico del acero minorado).

[16] Posteriormente, establece una serie de simplificaciones para conseguir unas fórmulas más asequibles de manejar de modo manual. Sin embargo hoy en día con una simple hoja de cálculo es posible abordarlas en su formato original.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

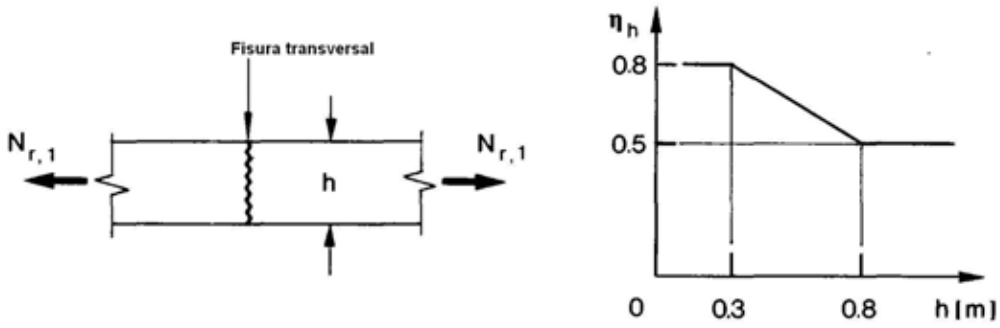


Figura 10. Coeficiente de minoración dependiente del espesor de la pieza según Jaccoud

1. Para la condición de no plastificación de la armadura, ecuación (4):

$$\rho_{\min,y} = \frac{A_{s,\min}}{A_{ct}} = \frac{f_{ct,ef}}{f_{yk} - (\alpha - 1) \cdot f_{ct,ef}} \qquad (4)$$

Donde:

f_{yk} = Límite elástico del acero

A_{ct} = Área total de la sección de hormigón del tirante

$\alpha = E_s/E_c$ Relación entre módulos elásticos[17]

$f_{ct,ef} = \delta \cdot \eta_t \cdot \eta_h \cdot f_{ctm}$ Resistencia efectiva a tracción

$f_{ct,m}$ = Valor medio de la resistencia a tracción a 28 días, que puede estimarse como:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \ (MPa)$$

η_t = Coeficiente de minoración para hormigones jóvenes, que se extrae de la siguiente tabla:

Tabla 1. Coeficiente de minoración para hormigones jóvenes según Jaccoud

Días (t)	3	7	≥28
η_t	0,5	0,75	1,0

η_h = Coeficiente de minoración dependiendo del espesor de la pieza, relacionado con la presencia de microfisuras por estados de coacción y/o la presencia de armaduras (Figura 10):

δ = Coeficiente de mayoración que muestra la tendencia en la campaña de ensayos del aumento de la resistencia de tracción conforme aumenta la deformación impuesta (ε_{imp}):

$$\delta = 1 + 350 \cdot \varepsilon_{imp}$$

2. Para la condición de limitación de la apertura de fisuras es necesaria una cuantía $\rho_{min,w}$ tal que cumpla la siguiente igualdad dada por la ecuación (5)[18]:

$$\left[\frac{E_s \cdot w_m}{2 \cdot \xi \cdot f_{ct,ef}} - (\alpha - 1) \cdot (50 + 0,255 \cdot s)\right] \cdot \rho^{3/2} - 0,64 \cdot (\alpha - 1) \cdot c \cdot \left(\frac{s}{h}\right)^{1/2} \cdot \rho - (50 + 0,255 \cdot s) \cdot \rho^{1/2} - 0,64 \cdot c \cdot \left(\frac{s}{h}\right)^{1/2} = 0 \qquad (5)$$

Donde:

$f_{ct,ef}$ = Resistencia efectiva a tracción

s = Separación media entre barras

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$$

h = Espesor de la pieza

c = Recubrimiento de las armaduras

ξ = Coeficiente que define la longitud de la fisura. Puede adoptarse el valor medio 0,35

w_m = Valor medio de la apertura de fisuras[19]

3. Así pues, para el control de la fisuración ante una deformación impuesta, es necesaria una cantidad de armadura tal que se cumpla la ecuación (6):

$$\rho_{\min} = \rho_{\min,w} \nless \rho_{\min,y} \qquad (6)$$

A modo de ejemplo, presentamos la siguiente tabla con distintos casos habituales en las obras de edifica-

[17] Jaccoud recomienda α =7 para deformaciones rápidas y α = 20 para deformaciones lentas.

[18] La principal crítica a esta compleja formulación es que hace uso de modelos de cálculo en fisuración estabilizada, cuando para ello es necesaria una deformación entorno al 0,1-0,15 %, valores muy superiores a una deformación impuesta térmica o de retracción en una estructura convencional. Ésta es la razón por la que en la fórmula no aparece el término ε_{imp} de manera directa o indirecta.

[19] Al contrario que en la norma actual, Jaccoud es partidario de usar valores medios de apertura de fisuras, y no valores característicos, como indicativo del nivel de exigencia que se desea en la obra. Para un "nivel de exigencia normal" (estructuras interiores, y donde los aspectos estéticos no son fundamentales como en elementos ocultos por tabiques, o falsos techos, …) recomienda w_m = 0,35 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tabla 2. Cuantía mínima según la tesis de Jaccoud para diversos casos tipo

Calidad hormigón f_{ck} (MPa)	Calidad acero f_{yk}(MPa)	espesor losa h(cm)	Separación entre barras s(cm)	Tipo de deformación corto o largo plazo	$\rho_{min,y}$	$\rho_{min,w}$
25	500	30	20	corto plazo	0,0046	0,0055
25	500	30	20	largo plazo	0,0049	0,0059
25	500	30	15	corto plazo	0,0046	0,0049
25	500	30	15	largo plazo	0,0049	0.0051
25	500	20	20	corto plazo	0,0046	0,0061
25	500	20	20	largo plazo	0,0049	0,0065
25	400	30	20	corto plazo	0,0058	0,0055
25	400	30	20	largo plazo	0,0063	0,0059
25	400	30	15	corto plazo	0,0058	0,0049
25	400	30	15	largo plazo	0,0063	0,0051
25	400	20	20	corto plazo	0,0058	0,0061
25	400	20	20	largo plazo	0,0063	0,0065
30	500	30	20	corto plazo	0,0053	0,0061
30	500	30	20	largo plazo	0,0056	0,0065
30	500	30	15	corto plazo	0,0053	0,0055
30	500	30	15	largo plazo	0,0056	0,0057
30	500	20	20	corto plazo	0,0053	0,0067
30	500	20	20	largo plazo	0,0056	0,0071
30	400	30	20	corto plazo	0,0066	0,0061
30	400	30	20	largo plazo	0,0072	0,0065
30	400	30	15	corto plazo	0,0066	0,0054
30	400	30	15	largo plazo	0,0072	0,0057
30	400	20	20	corto plazo	0,0066	0,0067
30	400	20	20	largo plazo	0,0072	0,0071

ción, y la cuantía mínima necesaria según Jaccoud. En todos los casos, el recubrimiento especificado c es de 25 mm (que corresponde a un recubrimiento nominal con ambiente I en la Instrucción EHE-08), la deformación impuesta ε_{imp} es igual a 0,00035 (correspondiente a los típicos 0,35[20] milímetros/metro como valor medio de la retracción en el hormigón armado), el tiempo de aplicación de la deformación impuesta es superior a los 28 días y el valor medio de apertura de fisuras permitido w_m es de 0,4 mm.

Según el autor, generalmente no es necesario sumar las armaduras para el control de la fisuración de deformaciones impuestas con las obtenidas mediante un cálculo estándar frente a cargas directas. En estados límites últimos (ELU) esta afirmación se sostiene debido a la elevada ductilidad en rotura de los elementos de hormigón armado[21], y el elevado alargamiento en rotura del acero corrugado (en la Instrucción EHE-08, el alargamiento en rotura es al menos el 8%, muy superior al 1% que es usado en cálculos de ELU).

En estados límites de servicio (ELS), Jaccoud lo explica haciendo uso del típico diagrama σ–ε de un

[20] Es destacable que con la aparición de nuevas normas, la deformación de las piezas de hormigón debido a la retracción ha ido aumentando. Así, hasta la antigua EH-91, se tomaba como valor estándar 0,35 mm/m para hormigón en masa y 0,25 mm/m para hormigón armado. A partir de la EHE-98, dichos valores fueron ampliamente rebasados por las nuevas formulaciones.

[21] Como recoge el actual Eurocódigo-2. A estos efectos resulta sumamente interesante la lectura del artículo de J.J. Arenas y Ángel Aparicio [19].

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

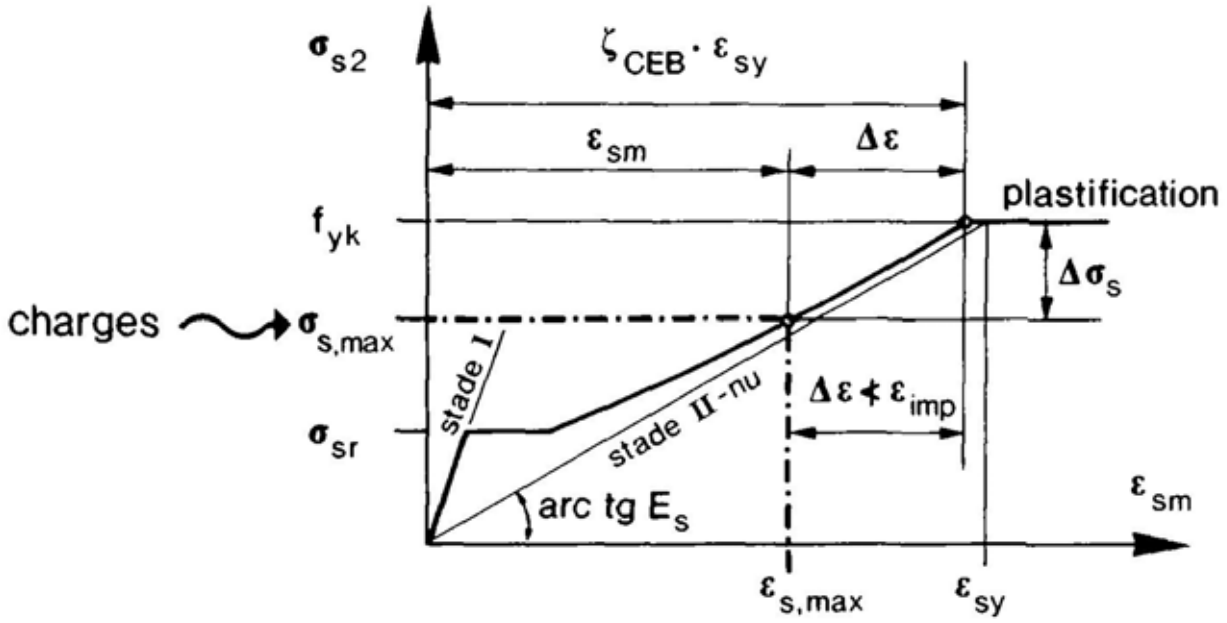


Figura 11. Diagrama tensión-deformación de un elemento sometido a un esfuerzo de tracción creciente

elemento sometido a un esfuerzo de tracción creciente (carga directa), como se observa en la Figura 11, tomada de la referencia [18].

Bajo la acción de cargas directas, se alcanza en el acero una tensión $\sigma_{s,max}$, muy inferior al límite elástico f_{yk}. Así pues, queda un remanente de deformación ε_{sy}-$\varepsilon_{s,max}$ antes de llegar a la plastificación del acero, usualmente en el estado II de fisuración del tirante. Ese valor de (ε_{sy}-$\varepsilon_{s,max}$) suele ser del orden de $0{,}75 \cdot 10^{-3}$, muy superior a las deformaciones impuestas ε_{imp} de retracción o temperatura en cualquier obra.

El brillante trabajo analítico de Jaccoud, que usualmente sirve de base para el establecimiento de cuantías mínimas en forjados de longitud alta, presenta sin embargo el inconveniente de que no deja de ser una cota superior de la armadura necesaria en obras reales.

En primer lugar, siguiendo estrictamente los pasos anteriores nos encontramos con que la cuantía mínima que proporciona es independiente de la longitud del elemento, o dicho de otro modo, la armadura está deducida en la hipótesis de coacciones totales en los extremos.

¿A partir de qué distancia, o bajo qué circunstancia se debe considerar esta cuantía de armadura?

Esta respuesta queda bajo responsabilidad del proyectista de la estructura, por lo que volvemos a las mismas incertidumbres que las reflejadas en el apartado 3 del presente estudio. ¿Ponemos el límite en los 40-50 metros como las normas clásicas?¿No sería posible que con distancias menores, si la coacción de los pilares a los forjados es alta, también fuera necesaria una cuantía mínima? Las fórmulas de Jaccoud acotan el problema superiormente, pero no pueden considerarse una receta mágica, más teniendo en cuenta las altas cuantías que se observan en la tabla anterior.

En segundo lugar, las condiciones de laboratorio difieren de las encontradas en obra. ¿Cuándo se comienza a aplicar la deformación impuesta al elemento de hormigón? Jaccoud incorpora el factor η_t para hormigones jóvenes, pero la aplicación de su valor queda a juicio del proyectista.

En tercer lugar, la condición de apertura de fisuras resulta independiente de la magnitud de la deformación impuesta ε_{imp}, consecuencia derivada, como se ha observado anteriormente, de la utilización de modelos de fisuración estabilizada.

5.2.2. La propuesta de la norma BS8007:1987

La norma británica BS8007:1987[22] [20] (derogada hoy en día por los vigentes eurocódigos) proporciona valiosa información adicional sobre la fisuración en elementos de hormigón; tradicionalmente ha sido la utilizada por los autores del artículo para la determinación de cuantías mínimas en forjados sin juntas[23].

[22] "Design of Concrete structures for retaining aqueous liquids".
[23] En su cuaderno "Juntas en Construcciones de Hormigón" [21], el profesor J. Calavera establece que la formulación del BS8007: 1987 se presenta como la más adecuada para el cálculo de la cuantía necesaria en función del ancho de fisura admisible.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

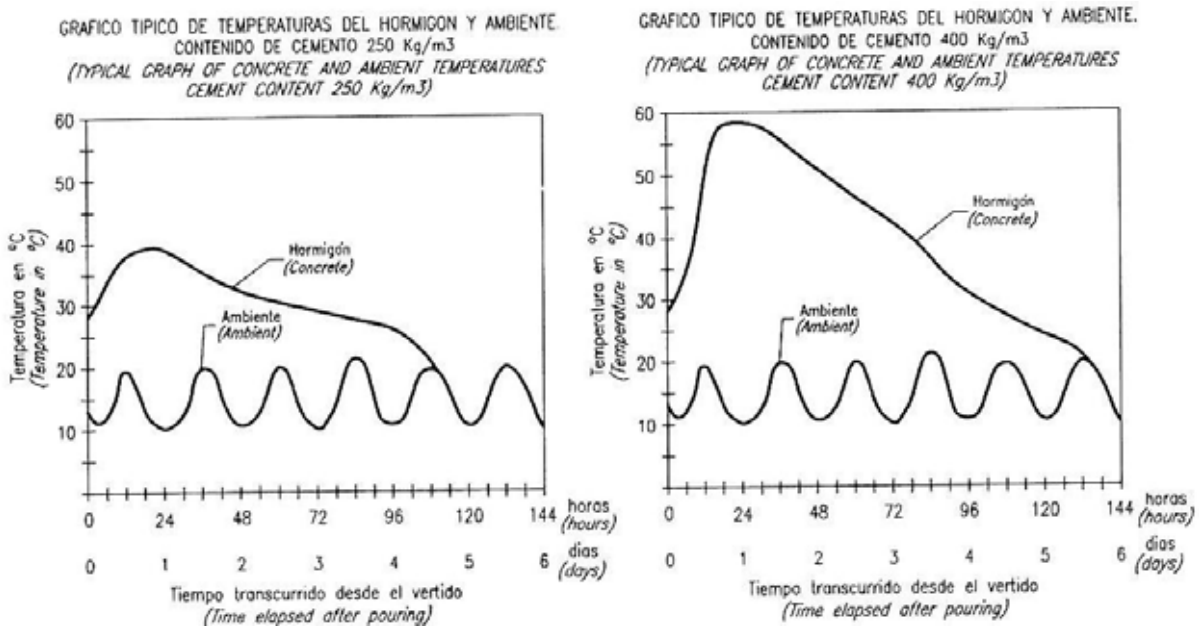


Figura 12. Picos de temperatura tras el hormigonado

De una manera resumida, el tratamiento del ancho de fisura que se establece en dicha norma es el siguiente:

a) Los cambios en la temperatura y en el contenido de humedad del hormigón causan variaciones dimensionales en los elementos, que si no son permitidas, pueden provocar la fisuración de los mismos. La distribución y anchura de dichas fisuras pueden ser controladas por armaduras, juntas de movimiento, procedimientos constructivos específicos o una combinación de todos ellos.

b) Debido al calor de hidratación del cemento y al pico de temperatura que alcanza el hormigón durante el primer día aproximadamente, la fisuración en los elementos de hormigón suele ocurrir a estas edades tempranas, cuando éste aún no es capaz de resistir prácticamente tensiones. Sirvan como ejemplo los gráficos de la Figura 12, extraídos de la publicación de Intemac *"Juntas en Construcciones de Hormigón"* [21].

b) Una vez producida esta fisuración a edades tempranas, los cambios de temperaturas y/o humedad con el hormigón ya endurecido (durante su vida útil), producirán aperturas de esas fisuras ya producidas. Es tarea del proyectista, pues, tener en cuenta el máximo salto térmico entre la temperatura de pico de hidratación y la mayor o menor temperatura de la estructura durante su vida útil, y la máxima desecación esperable, para el control de la fisuración.

d) La cuantía mínima en cada dirección no debe ser inferior al 3,5 $^0/_{00}$ (para barras corrugadas) excepto en casos con juntas de movimiento muy próximas. La separación entre barras no debe sobrepasar los 30 cm ni el espesor de la sección.

e) La condición de no plastificación de la armadura tras la aparición de la primera fisura se expresa como sigue en la ecuación (7):

$$\rho_y = \frac{f_{ct}}{f_y} \qquad (7)$$

ρ_y = Cuantía de acero necesaria para la no plastificación de armadura[24].

f_y = Límite elástico del acero de las barras corrugadas.

f_{ct} = Resistencia a tracción del hormigón en el momento de la primera fisuración[25], que suele tomarse generalmente a 3 días, y correspondiente a un nivel de fiabilidad del 95% de no ser rebasada (no confundir con $f_{ct,k}$, que supone un cuantil del 95% de sí ser rebasado). De acuerdo con J.Calavera y E.González Valle pueden tomarse los siguientes valores para estas edades tempranas (unidades en kp/cm²):

Cemento Portland (Alta Resistencia)	$f_{ck,t} = 0{,}26\ f_{ck}^{0{,}77}$
Cemento Portland (Resistencia Media)	$f_{ck,t} = 0{,}07\ f_{ck}^{1{,}03}$
Cemento Portland con Escoria (Resistencia Media)	$f_{ck,t} = 0{,}18\ f_{ck}^{0{,}75}$
Cemento Portland con Puzolana (Resistencia Media)	$f_{ck,t} = 0{,}06\ f_{ck}^{1{,}07}$

[24] En caso de espesores mayores a 50 cm, se tomará como área de hormigón los 25 cm más exteriores de cada cara, no teniendo en cuenta la parte central de la sección.

[25] Éste es el primer cambio fundamental respecto a la formulación de Jaccoud. La existencia de fisuración a edades tempranas propicia el hecho de que la f_{ct} en la condición de no plastificación, sea inferior a la estándar a 28 días.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

f) La condición de limitación de apertura de fisuras, siguiendo el desarrollo de modelos de cálculo tradicionales, se expresa como sigue en la ecuación (8):

$$w_{max} = s_{max} \cdot \varepsilon \tag{8}$$

w_{max} = Anchura máxima de fisura

s_{max} = Máxima separación entre fisuras, igual a

$$s_{max} = \frac{f_{ct}}{f_b} \cdot \frac{\phi}{2\rho} \tag{9}$$

f_{ct}/f_b = Relación entre la resistencia a tracción y la tensión de adherencia del hormigón, que para edades tempranas del hormigón y barras corrugadas, puede tomarse igual a 0,67.

ϕ = Diámetro de las barras.

ρ = Cuantía de acero existente.

ε = Deformación efectiva del hormigón igual a:

$$\varepsilon = R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2) \tag{10}$$

R = Factor de coacción, igual al porcentaje de movimiento impedido respecto a la situación de elemento sin coacciones, teniendo en cuenta los efectos beneficiosos de la fluencia. Se aconseja el valor R = 0,5 en el caso pésimo de extremos fijos, como puede observarse en la Figura 13[26] tomada de la referencia [20].

α = Coeficiente de dilatación térmica del hormigón.

T_1 = Salto térmico entre el pico de temperatura que alcanza el hormigón durante el primer día aproximadamente y la temperatura ambiente. Como valores orientativos podemos observar los gráficos de la Figura 14[27] (en el caso de losas, el salto térmico mínimo a considerar es de 15ºC).

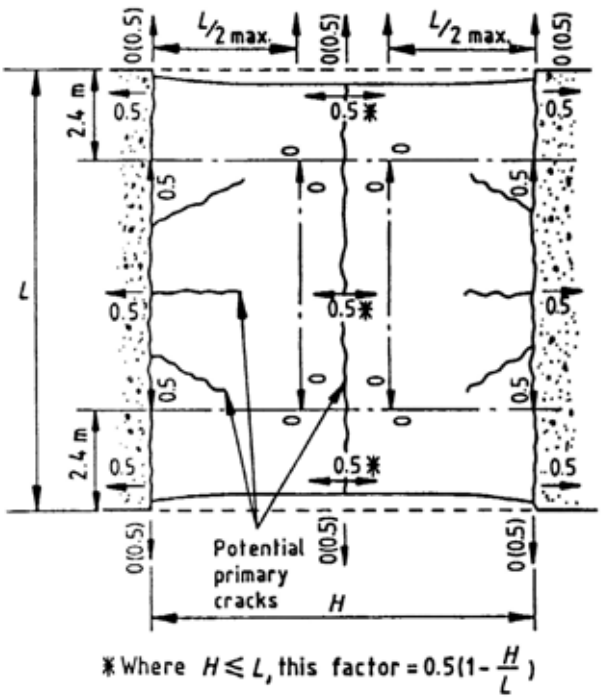


Figura 13. Factor de coacción R

T_2 = Variación térmica debida a cambios estacionales, en el hormigón endurecido.

Despejando, tenemos que:

$$w_{max} = \frac{f_{ct}}{f_b} \cdot \frac{\phi}{2\rho} \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2) \tag{11}$$

$$\rho = \frac{\frac{f_{ct}}{f_b} \cdot \phi \cdot R \cdot \alpha \cdot (T_1 + T_2)}{2 \cdot w_{max}} \tag{12}$$

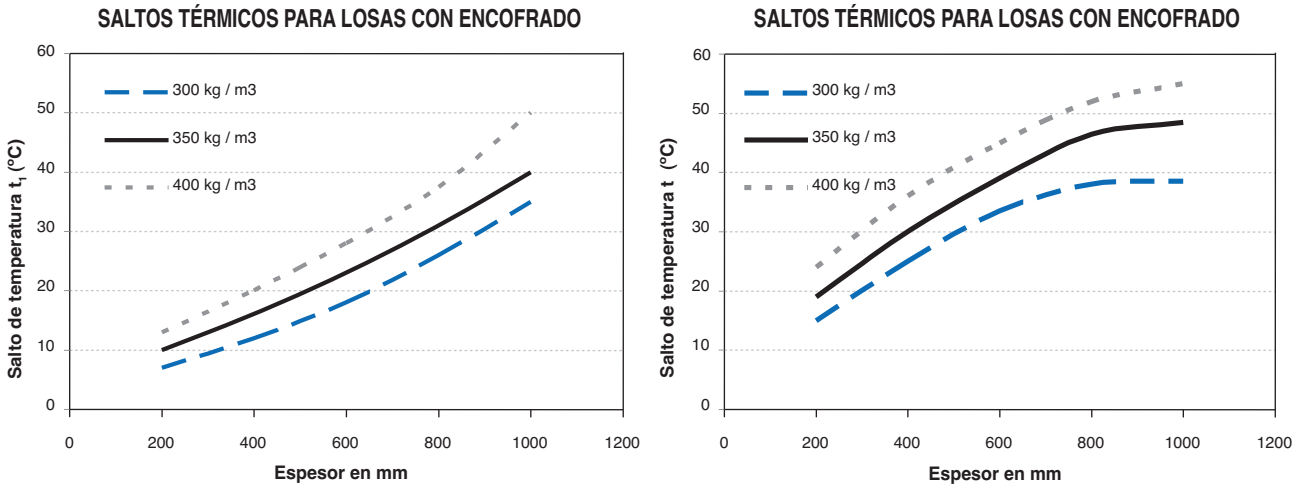


Figura 14. Salto térmico entre el pico de temperatura del hormigón y la temperatura ambiente

[26] Éste es otro de los cambios fundamentales respecto la Tesis de Jaccoud.

[27] *Juntas en construcciones de Hormigón* (J. Calavera, E. González Valle [21]).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Como puede verse, existen varias diferencias entre el tratamiento del problema según la Teoría de Jaccoud y el Código Británico. Consideramos sin lugar a dudas que a pesar del tratamiento analítico de la tesis de Jaccoud, las fórmulas que proporciona no dejan de ser una cota superior a la solución del problema. Sin embargo, el Código Británico proporciona información más acorde a la realidad[28] de las obras, fundamentalmente mediante la aparición del factor de coacción R.

5.2.3. Aplicación práctica a casos reales propuesta por FR-Ingeniería

Aplicamos las anteriores fórmulas en un caso típico: una losa en el interior de un edificio ,de 30 cm de espesor, con HA-25 cemento Portland de Alta Resistencia, armada con acero B-500S y redondos ϕ12 mm, encofrada sobre madera.

La condición de no plastificación proporciona la siguiente cuantía:

$$f_{ck}(t=3\ días)=0,55\cdot 25=13,75\ MPa\ (tabla\ 30.4.b.\ EHE-98)$$
$$f_{ct}(t=3\ días)=0,26\cdot 137,5^{0,77}=11,52\ kp/cm^2$$
$$\rho_y=\frac{11,52}{5100}=2,3‰$$

La condición de limitación de apertura de fisuras, para w_{max} = 0,4 mm (ver apartado 5.1.), proporciona la siguiente cuantía:

α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón = 10^{-5}

ϕ = 12 mm

T_1 = 30ºC, suponiendo un contenido en cemento de 400 kg/m³ (ver figura anterior)

T_2 = variación en el hormigón endurecido, que podemos igualar a $T_2 = T_{2,r} + T_{2,t}$

$T_{2,r}$ = variación térmica equivalente a la retracción del hormigón = 35ºC[29]

$T_{2,t}$ = variación térmica estacional. Para este dato, y dado que se trata de una losa interior, tenemos que según el CTE (SE-AE):

– Temperatura de referencia = 10º C
– Temperatura en interior del edificio = 20ºC

} $T_{2,t}$ = 20 – 10 = 10º C[30]

$$\rho=\frac{\frac{f_{ct}}{f_b}\cdot\phi\cdot R\cdot\alpha\cdot(T_1+T_2)}{2\cdot w_{max}}=\frac{0,67\cdot 12\cdot 0,5\cdot 10^{-5}\cdot(30+35+10)}{2\cdot 0,4}$$

ρ = 3,8‰ > 2,3‰, por lo que es necesaria una armadura mínima para controlar la fisuración de:

$$A_s=\frac{3,8}{1000}\cdot 30\cdot 100=11,4\ cm^2/\text{metro de losa}$$
$$\approx \phi 12\ a\ 20\ \text{superior e inferior}$$

A continuación se muestran las cuantías necesarias para diversas casuísticas existentes en obras reales en las Figuras 15 a 18.

Se observa en las figuras anteriores como, una vez fijado el salto térmico y la anchura máxima permitida de fisura, la cuantía necesaria por criterio de apertura de fisuras es independiente del tipo de hormigón y del acero (la línea negra de las gráficas es idéntica en los ocho casos analizados).

La cuantía necesaria por criterio de plastificación sí depende de la calidad del hormigón y del acero, si bien suele ser inferior a la necesaria por apertura de fisuras para las estructuras usuales en edificación[31], con HA-25 y HA-30. Sólo con hormigones de mayor calidad, y en diámetros pequeños, esta restricción es la más importante.

Puede afirmarse que con carácter general, una cuantía mínima de 4‰ con diámetros ϕ 12, y un 5‰ con diámetros ϕ 16, cubre ambos requisitos.

6. CONCLUSIONES

Es una realidad innegable que la eliminación de juntas de dilatación en los forjados de hormigón conlleva una serie de claras ventajas desde los puntos de vista de mantenimiento, estéticos, estructurales y económicos. Sin embargo, la existencia de grandes longitudes de forjados puede conllevar la aparición de fisuras en los mismos dependiendo de la coacción que éstos tengan ante las deformaciones impuestas (temperatura y retracción, básicamente). Estas fisuras carecen en general de trascendencia en la capacidad resistente y de servicio de la estructura.

Existen diversas maneras de abordar el problema: desde el tratamiento clásico (e incompleto, como hemos visto), de las distancias estándar entre juntas,

[28] Coincidimos con el profesor J. Calavera quien afirma que "A nuestro juicio la fórmula más adecuada para el cálculo de la cuantía geométrica necesaria en función del ancho de fisura admisible es la dada por la Norma Inglesa BS8007 (para barras corrugadas)".

[29] Valor típicamente usado para simular la retracción en estructuras de hormigón armado, equivalente a ε_{imp} = 0,00035.

[30] Este valor está claramente del lado de la seguridad, ya que la temperatura de referencia (media anual del emplazamiento según el CTE) es claramente mayor a 10ºC. De hecho, la antigua EHE-98 consideraba que para estructuras abrigadas, la variación de temperatura a aplicar debía ser: $T_{2,t} \geq 10 - 0,38 \cdot \sqrt{espesor\ en\ centímetros}$ = 7,9º C en nuestro caso.

[31] Para la elaboración de las gráficas anteriores, la cuantía mínima por criterio de plastificación ha sido obtenida, del lado de la seguridad, con el máximo de los valores que proporcionan los cementos de J.Calavera y E. González Valle, que resulta ser el cemento Portland con Puzolana.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

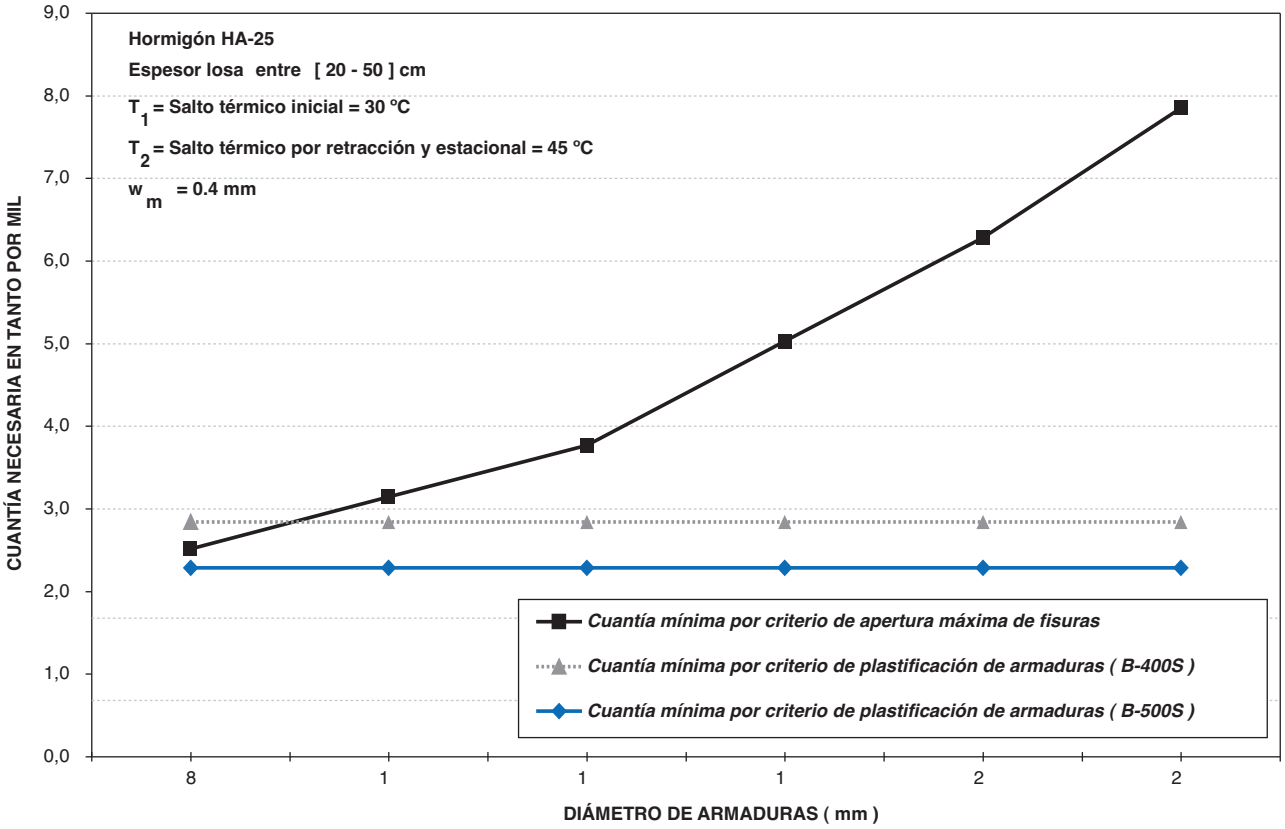


Figura 15. Cuantía necesaria para losas con HA-25

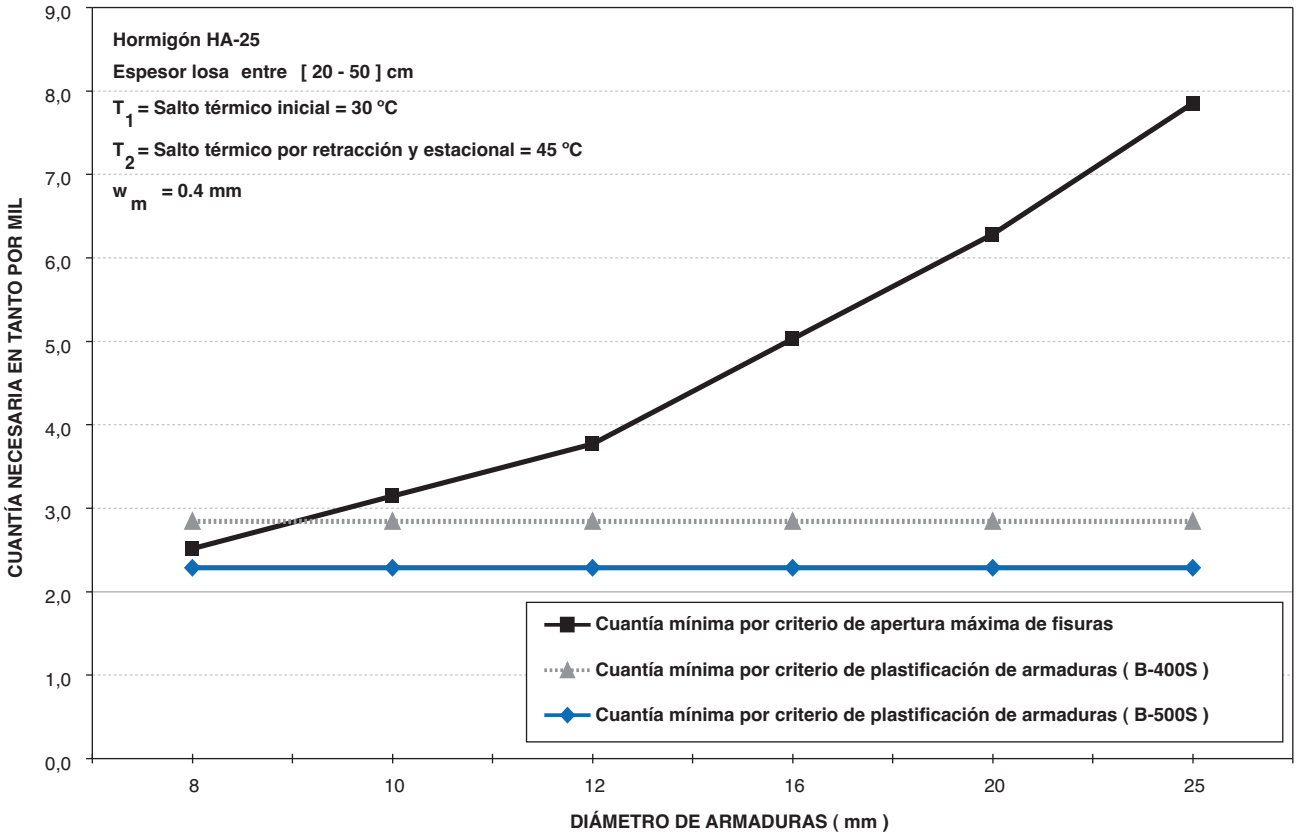


Figura 16. Cuantía necesaria para losas con HA-30

pasando por tratamientos básicamente empíricos basados en observaciones de obras reales, o formulaciones analíticas que hacen depender las anchuras y separaciones entre fisuras de la cuantía de armadura de los forjados[32].

[32] Debe destacarse llegados a este punto que se ha reflejado a lo largo del estudio que las fisuraciones en las estructuras de hormigón en ambiente interior, siempre que su anchura no sobrepase los 0,4 – 0,5 mm, no afectan a la durabilidad de las armaduras frente a la corrosión, siendo un problema puramente estético ligado a la subjetividad del usuario.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

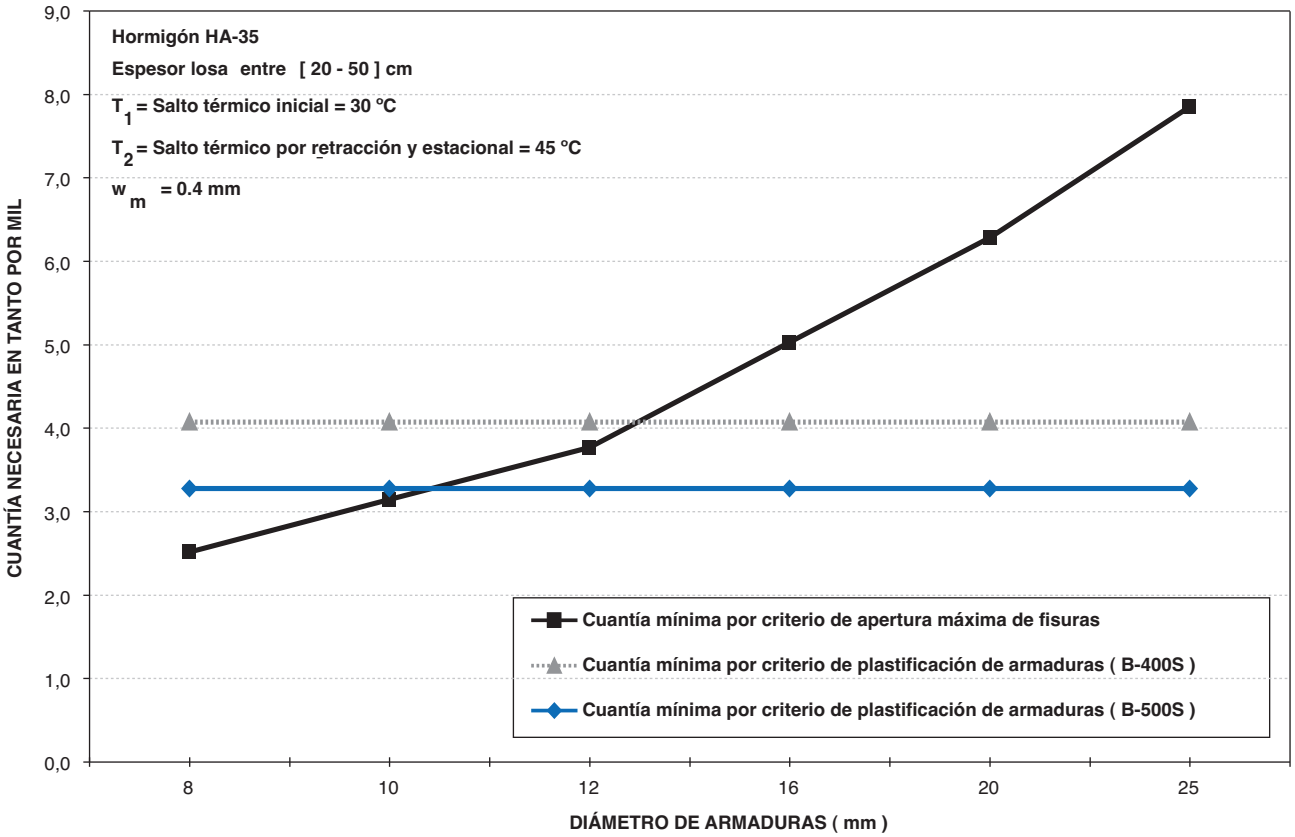


Figura 17. Cuantía necesaria para losas con HA-35

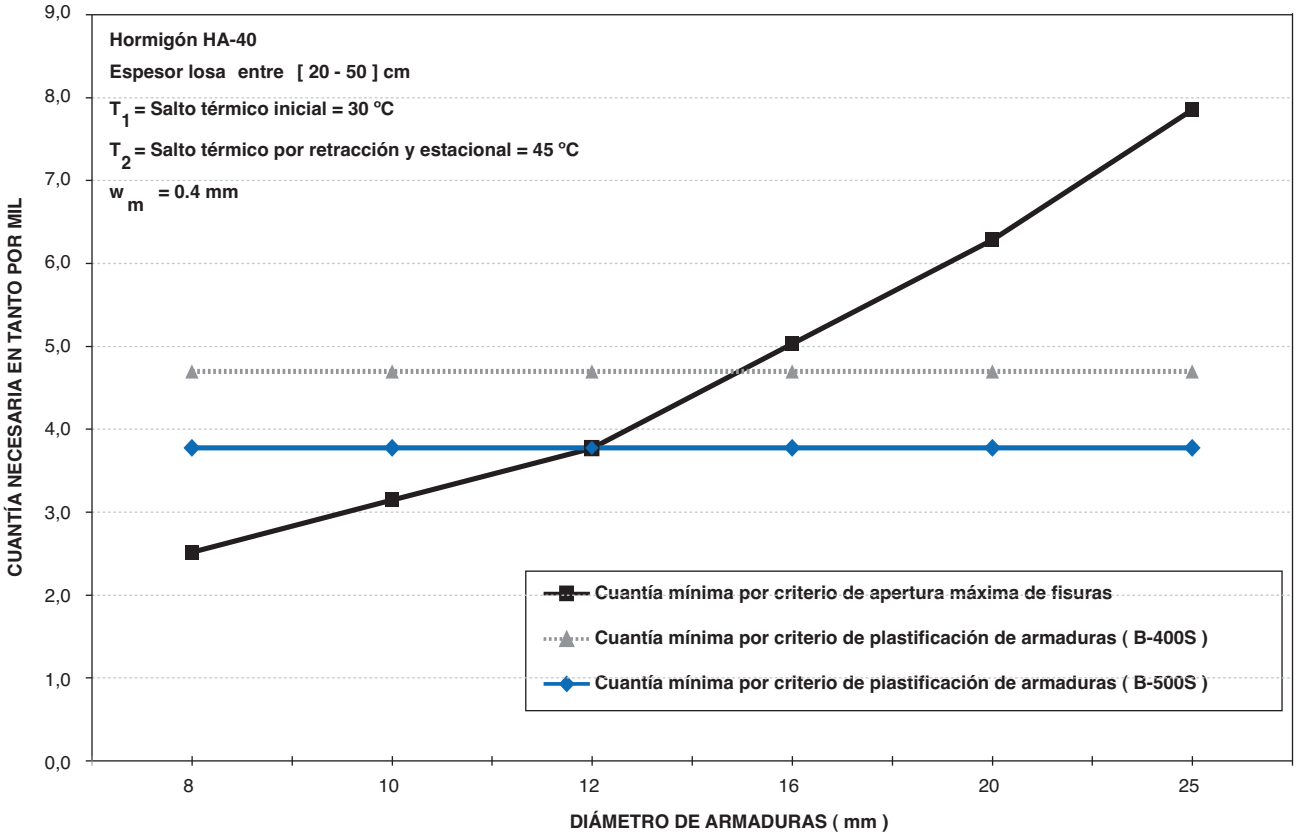


Figura 18. Cuantía necesaria para losas con HA-40

La discrepancia entre los distintos métodos puede llegar a ser enorme, toda vez que no existe una solución exacta al problema más allá de aproximaciones generalmente del lado de la seguridad. Y si existe, la complejidad de la misma conllevaría recursos inaplicables en las obras del día a día.

Dentro de estos últimos, FR Ingeniería, en los edificios de longitud elevada, ha venido históricamente aplicando cuantías en torno al 4‰ para barras de diámetro 12 mm y al 5‰ para barras de diámetro 16 mm. En las numerosas obras con estas cuantías, no se han encontrado patologías relevantes asociadas a los fenómenos

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

termohigrométricos; obviando incluso el refuerzo de los pilares, salvo los casos anteriormente comentados a lo largo del escrito.

Dichas cuantías quedan plenamente justificadas, como hemos visto, mediante la antigua norma BS-8007, y aun siendo ligeramente menores que las obtenidas mediante el método analítico de Jaccoud (que no deja de ser una cota superior a la solución, como ya hemos señalado), son siempre superiores a las cuantías geométricas mínimas de la actual EHE-08, cuya formulación se basa en los mismos supuestos.

Agradecimientos

Deseamos por último manifestar nuestro más sincero agradecimiento por la revisión previa de este artículo a los profesores J. Calavera y E. González (INTEMAC), J.C. Arroyo (CALTER), J. Rui-Wamba (ESTEYCO) y A. Blázquez (BLÁZQUEZ Y GUANTER).

REFERENCIAS

[1] *UNE-EN 1992-1-1:2010. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1. Reglas generales y reglas para edificación.*

[2] MINISTERIO DE FOMENTO. *Norma básica de edificación NBE AE-88: Acciones en la edificación*. 3ª reimp. Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 1996. 172 p. ISBN: 84-498-0174-5.

[3] MINISTERIO DE VIVIENDA. *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación*. Madrid: Boletín Oficial del Estado, 2009.

[4] MINISTERIO DE FOMENTO. *Normas Técnicas de la Edificación: ECR. Cargas por retracción*. 1ª revisión. Madrid: Ministerio de Fomento, 1988.

[5] ARROYO PORTERO, J.C. "Juntas Estructurales ". *Primer Congreso de Consultores de Estructuras*, Barcelona 9 y 10 de febrero del 2006, p. 25-35.

[6] STANDING COMMITTEE ON STRUCTURAL ENGINEERING OF THE FEDERAL CONSTRUCTION COUNCIL. *Expansion Joints in Buildings*. Washington: National Academy of Sciences, 1974. (Technical Report nº 65).

[7] CALAVERA RUIZ, J. *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*. 2ª ED. Madrid: Intemac, 1998. ISBN: 978-84-887-64-05-8.

[8] MINISTERIO DE FOMENTO. *EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural*. 1ª ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.

[9] ZANUY SÁNCHEZ, C. *Análisis seccional de elementos de hormigón armado sometidos a fatiga, incluyendo secciones entre fisuras*. Tesis Doctoral. Madrid: Universidad Politécnica, 2008.

[10] GARRIDO HERNÁNDEZ, A. [et al.] *La EHE explicada por sus autores*. Madrid: Leynfor Siglo XXI, 2000. ISBN-13: 978-84-955-60-05-6.

[11] OTSUKI, N.; MIYAZATO, S.; DIOLA, N.; SUZUKI, H. "Influences of Bending Crack and Water-Cement Ratio on Chloride-Induced Corrosion of Main Reinforcing Bars and Stirrups". *ACI Materials Journal*, 2000, p. 454-464.

[12] RODRÍGUEZ SANTIAGO, J.; ANDRADE PERDRIX, C. "Análisis de las Condiciones de fisuración en las estructuras de hormigón armado y su relación con la probabilidad de corrosión de las armaduras". *Informes de la Construcción*, 1984, nº 366, p. 37-52.

[13] GRUPO ESPAÑOL DEL HORMIGÓN – GTG 20. *Durabilidad de Estructuras de Hormigón. Guía de Diseño C.E.B.* Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, 1993. 164 p.

[14] ACI COMMITEE 224. *ACI 224R-01. Control de la fisuración en Estructuras de Hormigón*. 2001. 53 p.

[15] ACI COMMITEE 318. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary (ACI 318R-05).* Farmington Hills, Mi : American Concrete Institute, 2005. 430 p.

[16] ACI COMMITEE 318. *Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-08): an ACI standard*". Detroit: American Concrete Institute, 2008. 465 p.

[17] MÖRSCH, E. *Teoría y Práctica del Hormigón Armado*. Buenos Aires: Ediciones Gustavo.Gili, 1952.

[18] JACCOUD, J.P. *Armatura Minimale pour le contrôle de la fissuration des structures en béton*. Lausanne: École Polytechnique Fédérale, 1987. (Thèse nº 666)

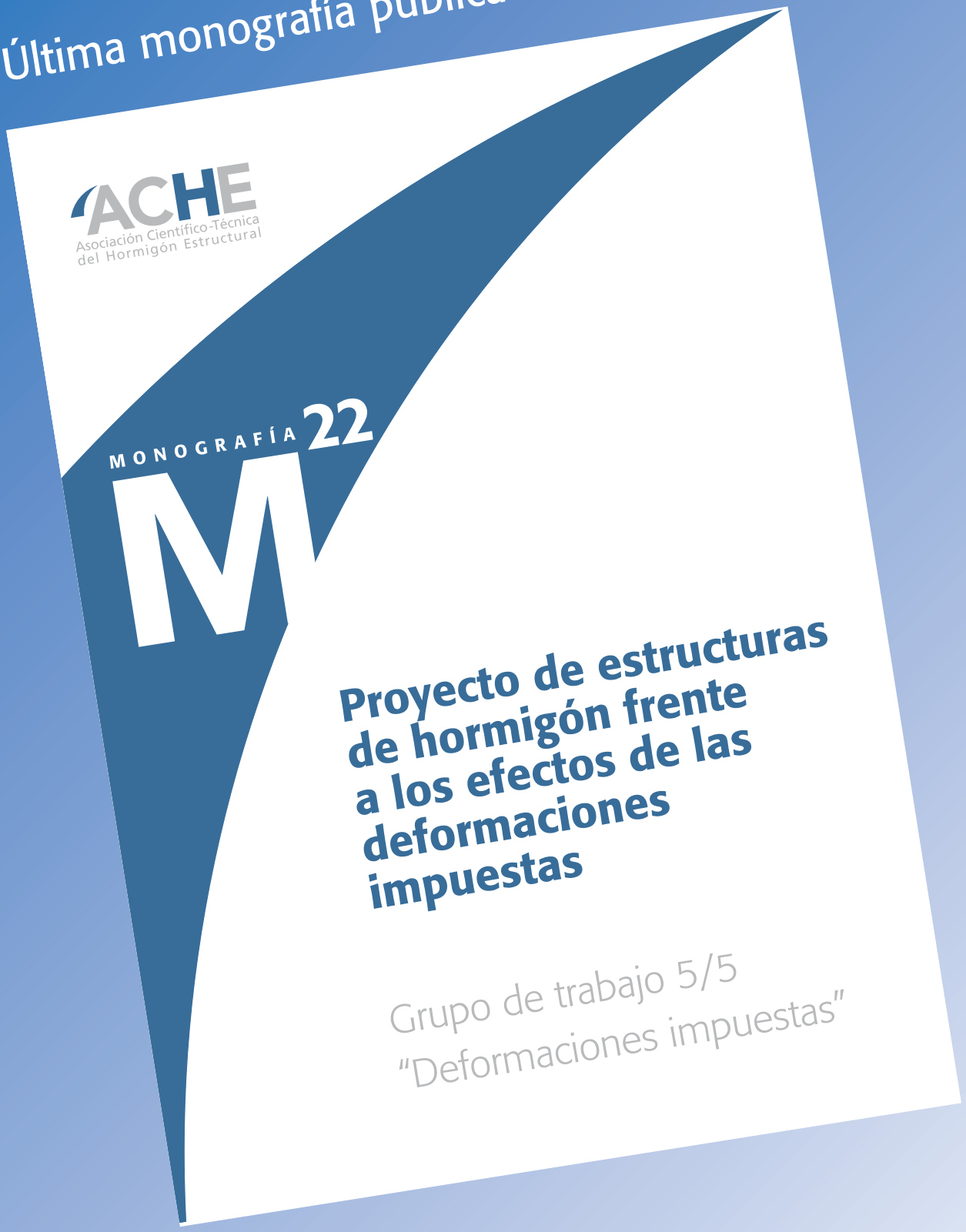
[19] ARENAS, J.J.; APARICIO, A. "Influencia de los estados de autotensión en la seguridad frente a rotura por flexión de vigas continuas de hormigón armado y pretensado". *Hormigón y Acero*, 1982, nº144, p. 109-125.

[20] *BS 8007:1987. Code of Practice for Design of concrete structures for retaining aqueous liquids.* London: British Standards Institution, 1987. 32 p.

[21] CALAVERA RUIZ, J., GONZÁLEZ VALLE, E. "Juntas en construcciones de hormigón". *Cuadernos Intemac*, 1994, nº14.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Última monografía publicada



ACHE

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Proyecto de rehabilitación del puente de la isla de Arosa

Refurbishment of the Arosa Island Bridge

Javier León González[(1)], **Francisco Prieto Aguilera**[(2)], **Fernando Rodríguez García**[(2)]

Recibido | *Received:* 11-01-2012
Aceptado | *Accepted:* 11-09-2013

Resumen

Inaugurada en 1985, esta estructura señera mostraba en 2005 indicios de corrosión en algunos elementos del tablero y de las pilas. La Xunta de Galicia encargó una inspección especial que condujo, a pesar de que los daños no eran sino incipientes, a la redacción de un proyecto de rehabilitación preventiva y acondicionamiento de la plataforma. El artículo presenta algunas conclusiones relativas a la inspección especial, particularmente relacionadas con la necesidad de interpretar correctamente los microclimas que se producen en diferentes zonas del puente. También se presentan algunas ideas con relación a los sistemas de protección catódica y a la aplicación de pinturas de última generación para aumentar la resistividad. El proyecto incluyó, antes de aprobarse la Instrucción EHE-08, un anejo específico de mantenimiento, que identificaba los puntos críticos de inspección, los criterios de interpretación de los daños, las vidas útiles de los diferentes elementos y las pautas para su sustitución.

Palabras clave: rehabilitación, durabilidad, cloruros en ambiente marino, protección catódica, ánodos de sacrificio.

Abstract

Inaugurated in 1985, this outstanding bridge showed in 2005 little corrosion on some zones of the deck and the piers. The Regional Government of Galicia ordered a special inspection that led to a preventative refurbishment project, in spite of the fact that the damages were rather incipient. Updating the platform was also included in the design. The article contains some specific conclusions related to the importance of microclimates around the members of the bridge, as well as some ideas regarding the conjunction of sacrificial anodes and coatings to provide additional life-span to the structure. The project also included, before the Spanish Standard EHE-08 formally required it, a maintenance plan that identified the critical inspection points, criteria to interpret eventual future damages, the life-span of different elements and procedures to replace them.

Keywords: *refurbishment, durability, chlorides in marine environment, cathodic protection, sacrificial anodes.*

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores (Madrid, España)
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR Ingenieros Consultores (Madrid, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* jlg@fhecor.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Santiago Pérez-Fadón proyectó, en 1983, el puente que habría de enlazar la isla de Arosa al continente (figura 1), dando soporte a la carretera PO-307 de la Xunta de Galicia. Tanto su proyecto como su construcción, concluida en 1985, constituyeron un formidable reto resuelto de manera solvente y son hoy un gran ejemplo de la mejor ingeniería de puentes [1, 2].

La solución estructural elegida en su día fue la de tablero continuo en viga cajón monocelular (figura 2), de 2×40+38×50=1.980 m de longitud, sin más juntas que las de los estribos, constituyendo un récord en ese sentido. En planta, el trazado es una circunferencia de 2,5 km de radio que se adapta suficientemente bien a la batimetría de la zona y optimiza así las cimentaciones. El puente es también uno de los más largos de España.

Tiene interés recordar, a los efectos de este artículo, que cuando se proyectaba el puente (1983) el CEB publicó el primer Boletín sobre durabilidad de estructuras de hormigón [3]. Entonces, ni la normativa ni la práctica habitual, no sólo en España, prestaba una atención especial, o no tanta como ahora, al valor de los recubrimientos, a la adecuada selección de materiales o a la necesidad de definir las pautas de mantenimiento. La durabilidad no constituía una prioridad ni para las Administraciones ni para los proyectistas, ni era objeto de estudio en las Escuelas de Ingeniería. Sólo algunos investigadores, entre ellos conspicuos españoles, prestaban atención a una disciplina que ha avanzado mucho en los últimos lustros, y a la que aún le queda mucho terreno por recorrer. Con la perspectiva que da el tiempo transcurrido, puede afirmarse que se ha producido un cambio de mentalidad en el seno de la comunidad técnica española y mundial en este ámbito y que va incorporando sensibilidades y praxis tanto en las direcciones de proyecto y obra, como en proyectistas y constructores. Va siendo hora, desde luego, de que las experiencias de comportamiento de las construcciones existentes permitan realimentar los procesos de concepción estructural, construcción y mantenimiento o conservación.

No debe pensarse, en todo caso, que la praxis de la ingeniería en los años 80 vivía al margen de los problemas que planteaba la durabilidad, como recuerda el propio Santiago Pérez-Fadón en [2], quien cita explícitamente la necesidad de respetar un entorno natural especialmente bello y feraz en lo biológico, con una producción marisquera extraordinaria como era, y sigue siéndolo, la ría de Arosa. También hace referencia el proyectista a la exigencia del contrato de reducir al mínimo la presencia de juntas de dilatación-contracción, que afectan a "la comodidad de circulación, son de difícil conservación y encarecen la construcción al romper la continuidad repetitiva de cuarenta vanos iguales". Esta mención específica a las juntas como fuente de problemas de conservación es, en opinión de los autores [4, 5], preclara y sigue aún sin estar resuelta, porque la experiencia demuestra que las mayores amenazas a la durabilidad tienen su origen en la percolación de agua sobre todo si se vierten sales fundentes a través de las juntas [6]. En todo caso, ese debate excede los límites de este artículo. Baste subrayar que esta estructura, desde su proyecto y construcción, satisfizo adecuadamente los criterios autoimpuestos de reducir juntas y de cuidar la ejecución, lo que demuestra que no son incompatibles, sino más bien complementarios, los

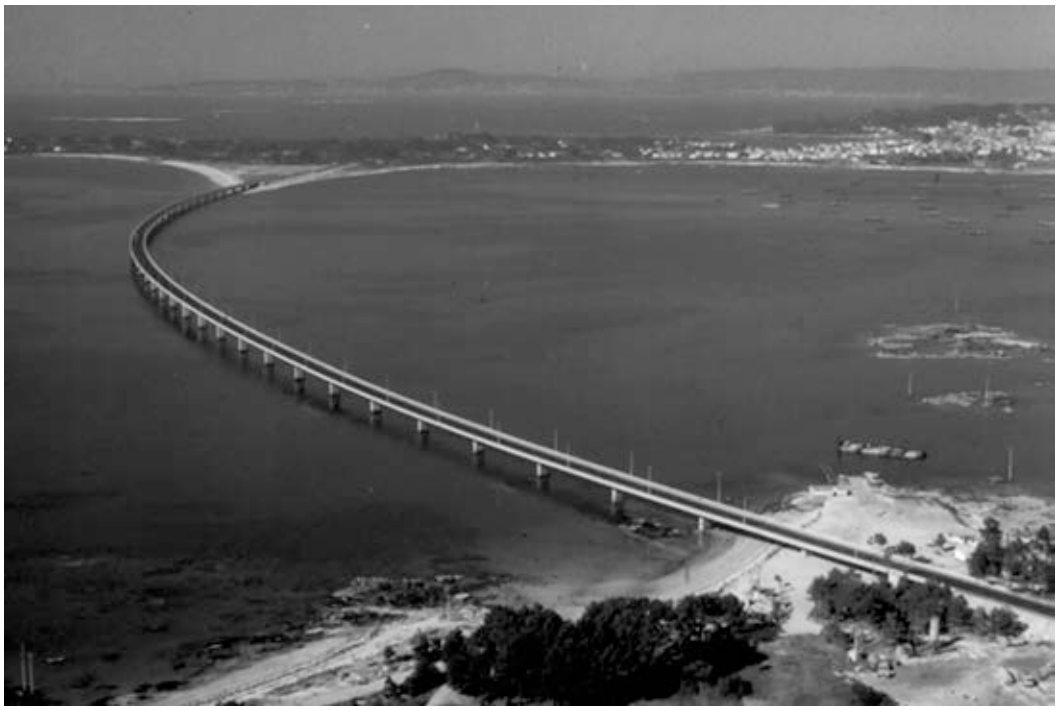


Figura 1. Vista general del puente y de la isla de Arosa, al fondo. Cortesía de Santiago Pérez-Fadón (Ferrovial)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

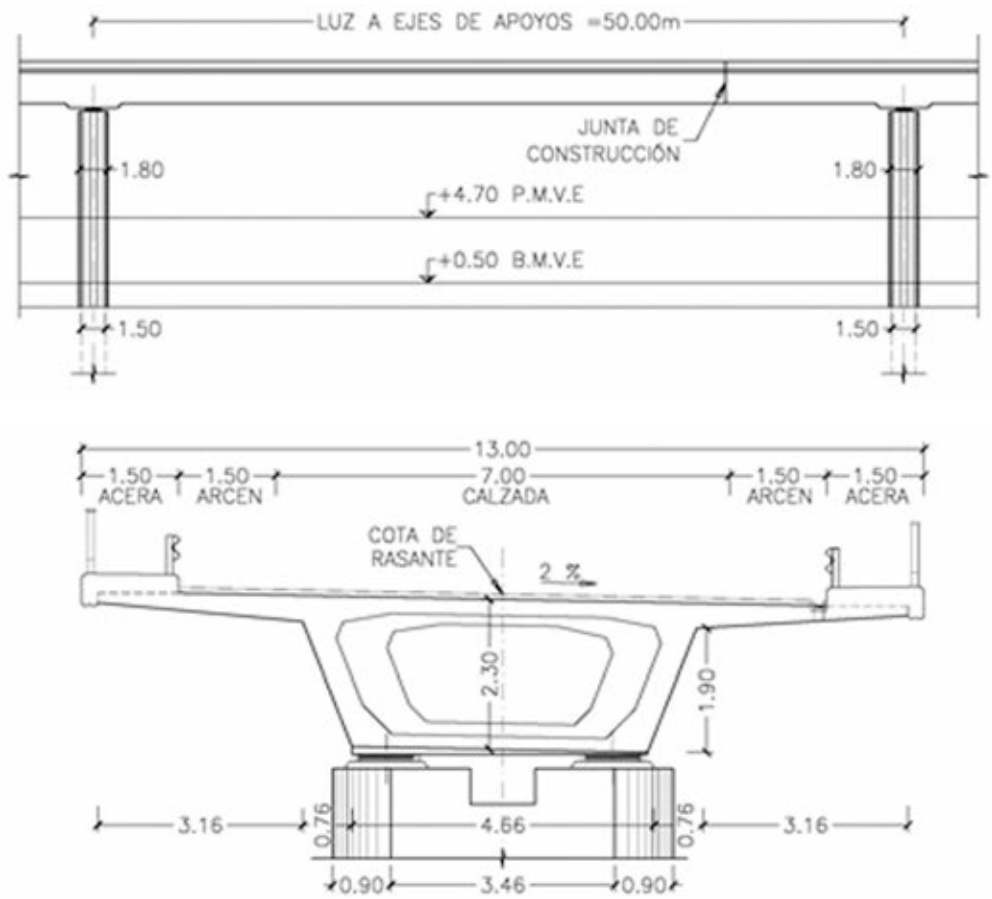


Figura 2. Esquema tipo del alzado del puente y de la sección transversal

conceptos de optimización estructural viga continua frente a yuxtaposición de tramos biapoyados isostáticos, proceso constructivo y durabilidad y facilidad de mantenimiento y conservación. Añádase como detalle significativo que, con el fin de asegurar el comportamiento de los aparatos de apoyo según las hipótesis del proyecto, al menos durante el periodo de tiempo que tardan en consumirse las deformaciones reológicas, se protegieron estos dispositivos frente a la acumulación de materiales que, en su caso, podrían haber bloqueado los movimientos. Hay que decir también que su mantenimiento ha sido igualmente correcto, al menos en el contexto en el que se desarrollan habitualmente estas tareas.

2. LA INSPECCIÓN ESPECIAL

En 2005 aparecieron algunos síntomas de corrosión, denunciados por inspectores de la Xunta de Galicia (figura 3). A pesar de no ser alarmantes, el Servicio de Conservación e Explotación de la Subdirección Xeral de Estradas de la Xunta de Galicia decidió realizar una inspección especial que encargó a FHECOR Ingenieros Consultores. A este respecto, los autores desean aclarar que el objetivo de toda inspección especial ha de ser la de emitir un pronunciamiento claro en un triple sentido: cuál es el nivel de seguridad

Figura 3. Desprendimiento del recubrimiento en la cara inferior del cajón junto al estribo lado isla (2005, foto superior) y vista del estado sobre una pila intermedia (2006, foto inferior)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

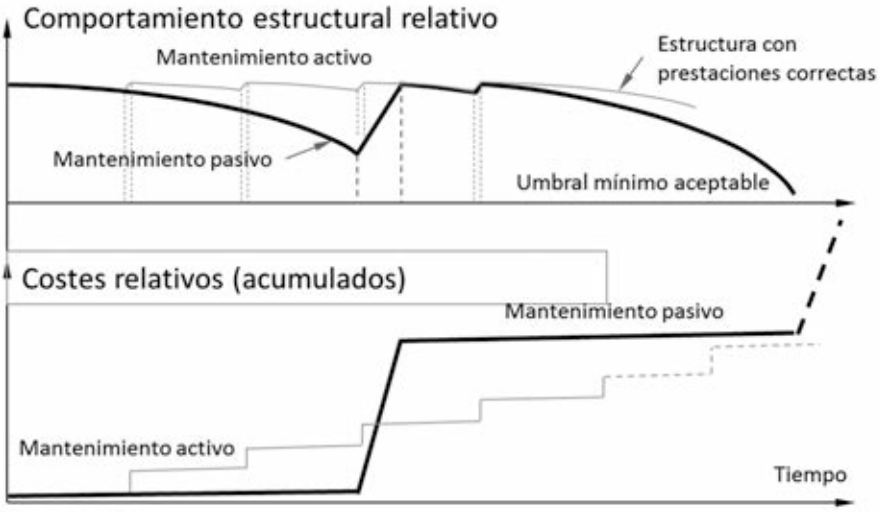


Figura 4. Expresión cualitativa de las diferencias entre los costes totales, en la fase de explotación, cuando se practica un mantenimiento activo y cuando se actúa sólo cuando ya no hay alternativa ("mantenimiento pasivo") [7]

estructural en el momento de realizar la inspección, qué vida útil residual tiene la estructura y cuáles son los riesgos del usuario.

Sólo con un dictamen así será capaz la Propiedad o el Concesionario de tomar con criterio fundado la decisión de intervenir o no o de demorar o acotar la intervención a un momento y a un alcance más oportuno. La experiencia de los autores es que las inspecciones especiales, que deben ser la antesala necesaria, en su caso, de los proyectos de reparación o refuerzo, no siempre se redactan con el contenido descrito, lo que obliga a hacer nuevas averiguaciones en la fase de proyecto o de explotación de la estructura, como recoge la referencia [7], de la que se ha tomado la figura 4. En ese sentido, la acertada decisión de la Xunta de Galicia de acometer una inspección especial con carácter preventivo se enmarca en el contexto de una política activa, no reactiva, que previene o atenúa los deterioros, frente a los mayores riesgos y desembolsos que, a lo largo de la vida útil de la obra, supone el no tener política preventiva alguna. Cabe decir que esa Administración había vivido unos pocos años antes la experiencia del puente de la isla de La Toja, en la misma ría, que hubo de ser reconstruido en su totalidad, a partir de unos diagnósticos no muy acertados en su momento, pero coherentes con el estado del conocimiento en 1983, año de la última reparación de alcance de la primitiva estructura. Enrique Pardo, director de la obra de reconstrucción (2001-2002) del puente de la isla de La Toja y director de la obra de rehabilitación del puente de la isla de Arosa, advirtió que aunque se debe ser indulgente con los errores del pasado, cometidos porque el nivel de conocimientos era incompleto y lo es todavía hoy, aunque se haya progresado mucho, es necio persistir hoy en los mismos errores, lo que obligó necesariamente a revisar criterios y procesos en la fase de proyecto.

Figura 5. Plataforma de inspección en el puente

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

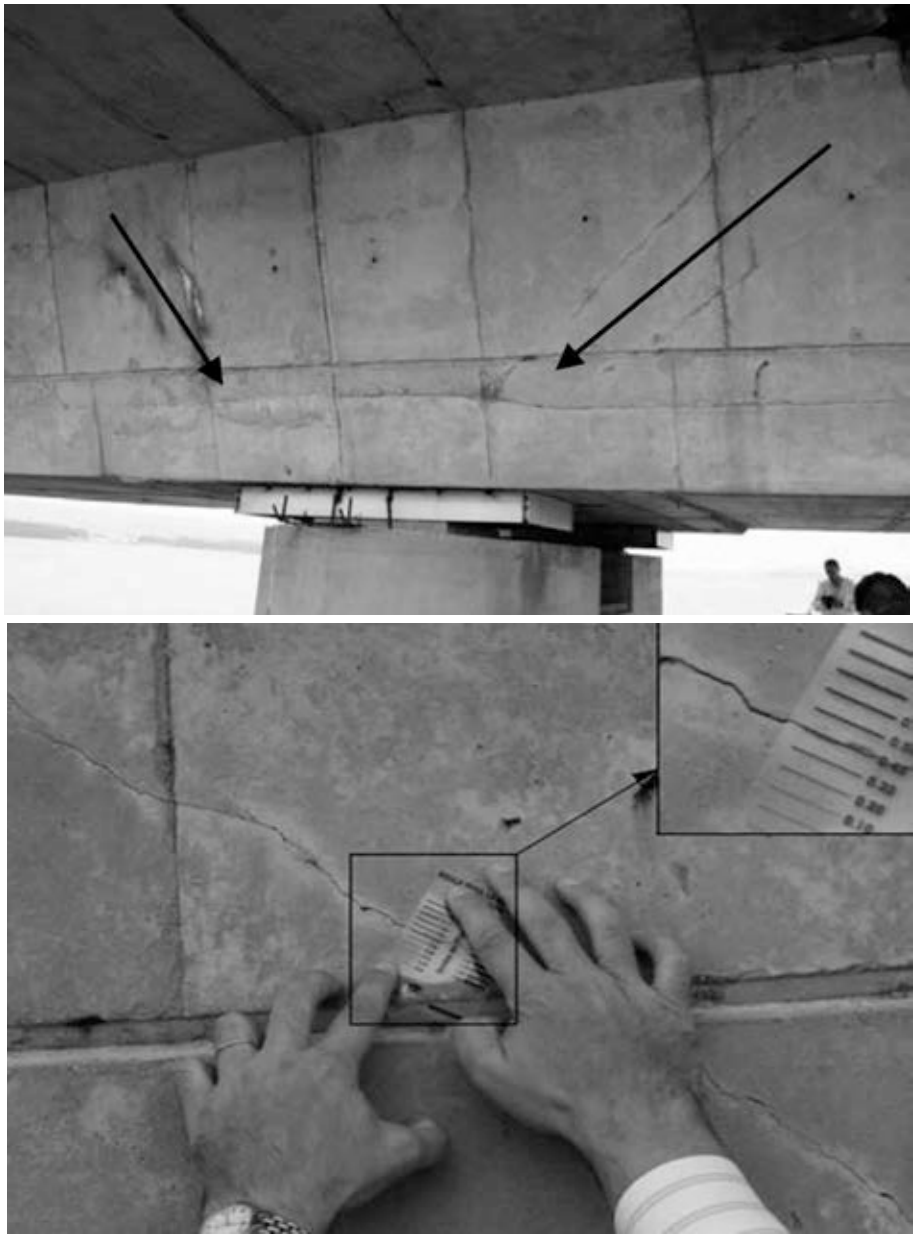


Figura 6. Fisuras sistemáticas de cortante en las almas de la sección cajón en las proximidades de los apoyos (foto superior). Abertura de una de esas fisuras (foto inferior), sin síntomas de corrosión. Las manchas de óxido que se aprecian se corresponden con restos de alambres de atar o de latiguillos de encofrado

En junio de 2006 se acometió la inspección especial de la estructura (figura 5), observándose la existencia de daños por corrosión en las losas inferiores de la sección cajón, sistemáticamente sobre apoyos, siempre en compresión porque se corresponden con la zona de momentos flectores negativos, excepto en los apoyos extremos, de los cuales el estribo lado isla fue el que despertó la alarma de los inspectores de la Xunta de Galicia. En ninguno de esos casos se detectó fisuración alguna de origen estructural (compresión excesiva o localizada como la de difusión del pretensado, etc.). Este resultado, más bien atípico, sorprendió menos que el hecho de detectar, también con carácter sistemático, fisuras de diverso origen en las almas de la sección cajón.

En efecto, se detectaron fisuras de cortante de aberturas muy variables, entre 0,05 y 0,4 mm (figura 6), pero en ningún caso se detectaron síntomas de corrosión o amenazas de otro tipo para la durabilidad. Esas fisuras inclinadas de alma se manifestaban con carácter prácticamente sistemático sobre las pilas, con una inclinación variable con respecto a la horizontal entre 35º y 55º aproximadamente, del lado de la isla y del lado continente, con relación a la pila, respectivamente. La diferencia de inclinación de las fisuras, inducidas durante la construcción como consta en los informes de obra, aunque con magnitud muy pequeña entonces, puede explicarse por la propia dinámica del proceso constructivo. Durante la construcción, la parte de viga que avanzaba hacia la isla estaba en voladizo, con lo que el esfuerzo de pretensado incidía sin merma sobre las almas, tendiendo a hacer más horizontales las fisuras. En la parte posterior, tras la pila, el esquema estructural y las cargas daban lugar a una inclinación más vertical de las fisuras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

También se observaron fisuras verticales en las almas, especialmente en los primeros tramos, lado continente, localizadas sobre la solera del cajón en la zona de las pilas (figura 7). Como explicaba el propio Santiago Pérez-Fadón, estas fisuras se generaron durante el hormigonado del cajón, fisurándose la solera "en negativos" debido al peso del hormigón fresco y a la deformabilidad del sistema de encofrado sobre cimbra.

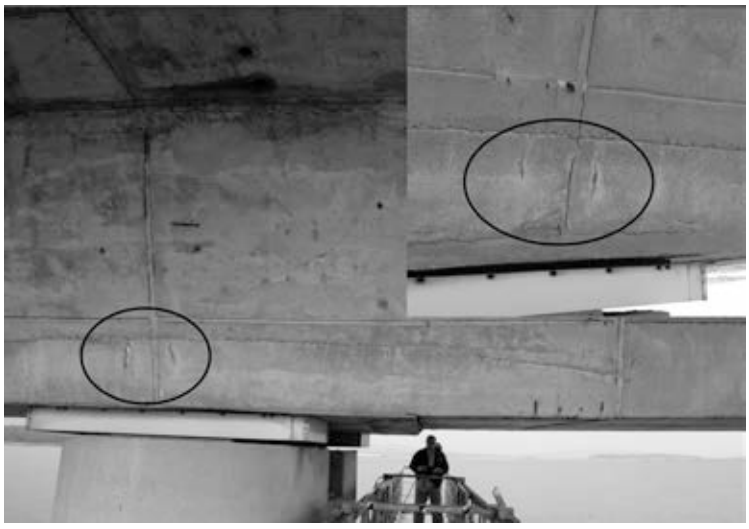


Figura 7. Fisuras de "negativos" en lo que fue zona superior de la solera, sobre apoyos, durante el proceso constructivo en los primeros tramos, lado continente, debido a la deformabilidad de dicha solera y de la cimbra, y luego corregido en los tramos siguientes

Se observó también la presencia de fisuras de hasta 1,2 mm de abertura en la zona en que se dispusieron los acopladores de los tendones de pretensado, hacia el quinto de la luz (figura 8) y que, contra todo pronóstico, en una clase de exposición como ésta, tampoco exhibían síntoma alguno de corrosión.

También son reseñables las fisuras de compatibilidad que aparecían detrás del empalme del pretensado, en los primeros quintos de la luz recorriendo los vanos desde el continente hacia la isla (figura 8). El origen de estas fisuras hay que buscarlo en el tesado de los tendones, que genera, obviamente, una compresión en el tramo donde actúa el pretensado que intenta acortarlo. El hormigón ubicado inmediatamente antes del empalme no es capaz de acompañar el movimiento del tramo tesado y se fisura, exhibiendo aberturas variables en diferentes tramos con aberturas que van desde 0,20 mm hasta llegar a 1,70 mm. Como en los casos descritos más arriba, cabe destacar que la abertura de estas fisuras, incluso con valores que superan el milímetro, no ha dado lugar a problemas de corrosión.

En este punto hay que hacer constar que se dispuso de toda la documentación generada durante la obra, por cortesía de Santiago Pérez-Fadón (Ferrovial), incluida la referida a las fisuras de cortante, las de flexión negativa de la solera y las de compatibilidad, amén de otras menores que no se refieren en este artículo, lo que permitió confirmar que dichas fisuras se produjeron ya en la fase constructiva y que ya se realizaron entonces las comprobaciones estructurales correspondientes que permitieron explicar los fenómenos asociados a los síntomas descritos y, además, confirmar que la seguridad estructural no se veía comprometida. Incluso se modificaron algunas pautas constructivas relacionadas con las fases de hormigonado con el fin de minimizar las posibilidades de aparición de estas fisuras, lo que explica los mejores comportamientos observados a partir de los primeros vanos, lado continente. Esto pone de manifiesto el gran valor que tiene para los técnicos que han de acometer una inspección el contar con la historia bien documentada, como fue el caso, de los procesos constructivos. Por desgracia, no es en absoluto frecuente contar con datos tan francos y transparentes como los de esta obra.

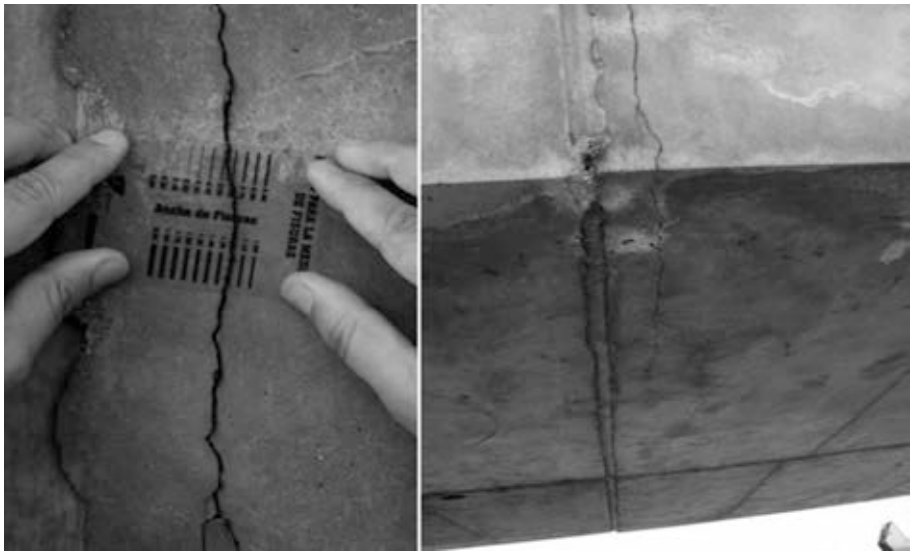


Figura 8. Fisuras de compatibilidad en la zona en la que se ubican los acopladores de los tendones de pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

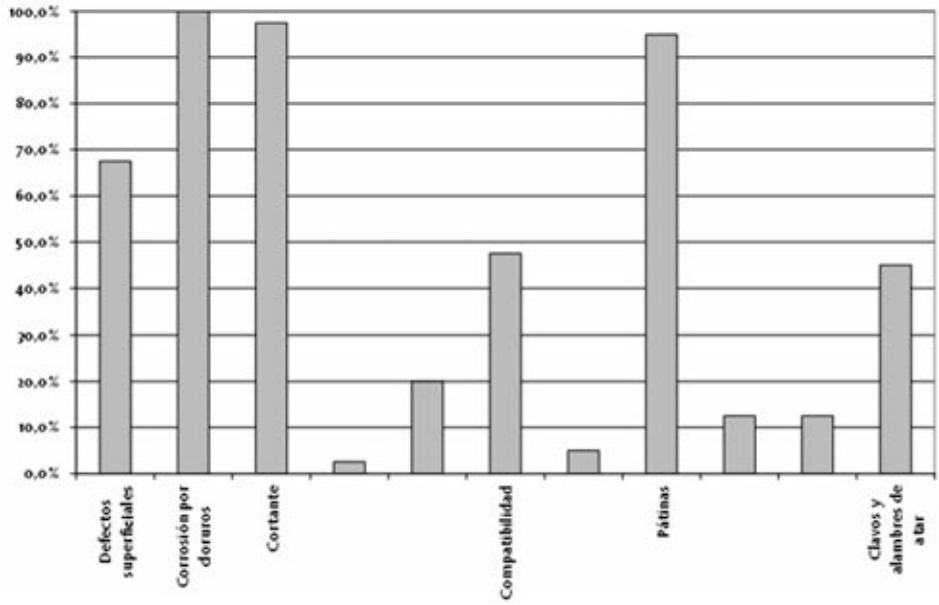


Figura 9. Distribución de los daños más significativos en el tablero

La sorprendente circunstancia de que se produjesen corrosiones en la tabla inferior, especialmente concentradas en las zonas de apoyo, siempre comprimidas, y no se presentasen daños en las almas fisuradas con aberturas que exceden los límites reglamentarios, hizo pensar en la influencia de unas condiciones micro-climáticas especiales, de manera que las almas de la sección cajón, expuestas ciertamente a los aerosoles marinos, cargados de iones Cl^-, están, sin embargo, expuestos a la lluvia, frecuente y muy "horizontal" en la zona, que es especialmente ventosa, lo que comporta por tanto un lavado frecuente que evita la formación de depósitos salinos. Sin embargo, la tabla inferior horizontal, siempre a resguardo de la lluvia, no se ve favorecida por el lavado que comporta ésta y, por consiguiente, se mantiene la continua aportación de sales.

La figura 9 muestra la distribución de los daños más significativos en el tablero. En cuanto a la estadística de daños en pilas, que se muestra en la figura 10, es de interés destacar que el 90% de las pilas presentaba daños, siempre incipientes, de corrosión por cloruros y de acción biológica (biocolonias, algas y moluscos) en la zona de carrera de marea (figura 11). El 75% presentaba eflorescencias, es decir, sales cristalizadas en el exterior. Con carácter más disperso, se observaron algunos defectos de hormigonado (lixivación, nidos de grava, etc.).

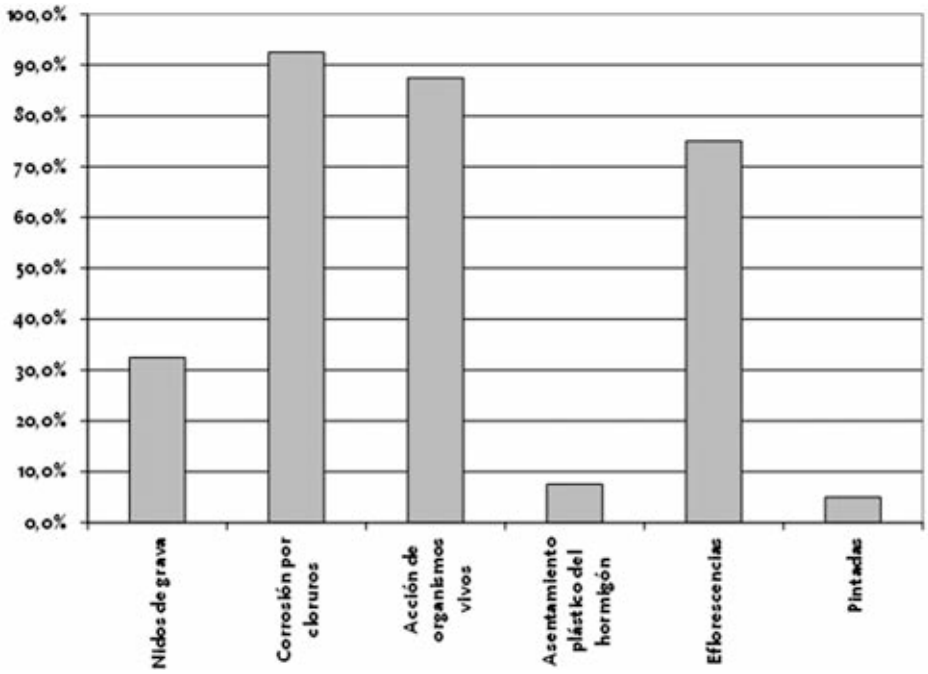


Figura 10. Distribución de los daños más significativos en pilas

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 11. Biocolonias en la zona de carrera de marea de las pilas

A partir de un plan de ensayos especialmente pensado para optimizar la información y tener en cuenta, al mismo tiempo, la existencia de los microclimas diferentes a los que se ha hecho referencia más arriba, se extrajeron 15 probetas, procedentes de estribos, pilas y tablero, sobre las que se hicieron determinaciones de capacidad resistente, perfil del contenido de cloruros, contenido de cemento y profundidad de carbonatación. Además, se abordó una campaña para la determinación de los espesores de recubrimiento reales de la estructura. El resumen sintético de los resultados relacionados con esta campaña, encargada a GOC, se muestra en las tablas 1 y 2.

En cuanto a los materiales utilizados, la resistencia característica especificada en proyecto fue de 25 MPa para estribos y pilas (la Instrucción EHE-08 habría exigido hoy 30 MPa para los estribos y 35 MPa para las pilas) y de 35 MPa para el tablero (valor coincidente con el mínimo exigible según EHE-08). El recubrimiento especificado fue de 30 mm para todos los elementos y el tipo de cemento, con la nomenclatura de la época, fue PUZ-350 para estribos y pilas y P-450-ARI para el tablero.

A partir de las determinaciones realizadas con los testigos extraídos, se concluyó que los contenidos de cemento de los elementos estructurales eran del orden de los valores siguientes: en pilas 332 kg/m^3 de cemento PUZ-350 (hoy se habrían exigido 350 kg/m^3); en estribos 332 kg/m^3 de cemento PUZ-350 (hoy se habrían exigido 325 kg/m^3) y en tablero 485 kg/m^3 de cemento P-450-ARI (hoy se habrían exigido 300 kg/m^3), siempre con la denominación de la época y pensando en contenidos de cemento mínimos por razones de durabilidad.

Como puede comprobarse en la tabla 1, en general se cumplió la especificación de proyecto en lo que respecta a los recubrimientos, salvo en el caso del estribo lado isla en el que la armadura estaba a la vista y en el caso del hastial izquierdo del tablero, que presentaba un valor representativo de 25 mm, algo inferior a los 30 mm especificados en el proyecto. Se pudo comprobar durante la ejecución de la obra de rehabilitación que, en algunos puntos como los encuentros de ala y alma del cajón, estos recubrimientos también se incumplían, si bien no se detectaron tampoco corrosiones en esa zona.

Tabla 1. Resultados de la campaña de detección de recubrimientos. Valores resumidos y orientativos

Elemento	Ubicación	$r_{representativo}$	Clase EHE-08 / r (mm)	¿Cumple EHE-08?
Estribo	isla	0	IIIa / 35	no
	península	32	IIIa / 35	sí
Pila	aérea	35	IIIa / 35	sí
	sumergida		IIIb / 35	sí
	carrera marea		IIIc / 40	no
Tablero	hastiales	25/30	IIIa / 35	no / sí
	tabla inferior	50	IIIa / 35	sí

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Tabla 2. Contenidos de cloruros a una profundidad igual al recubrimiento de las armaduras en los testigos extraídos (TE: testigos de estribos; TP: testigos de pilas; TT: testigos del tablero)

Testigo	Cont.cemento (kg/m³)	%Cl (s/hormigón)	%Cl (s/cemento)
TE-1	326,04	0,18	1,26
TE-2	334,62	0,17	1,19
TP-3	343,61	0,19	1,28
TP-4	332,00	0,17	1,19
TP-5	332,00	0,17	1,19
TP-8	332,00	0,19	1,33
TP-10	332,00	0,19	1,33
TP-11	332,00	0,18	1,26
TT-12	485,23	0,19	0,91
TT-13	485,23	0,17	0,81
TT-15	485,23	0,19	0,91
TT-16	485,23	0,19	0,91
TT-17	485,23	0,17	0,81

En la tabla 2 se resumen los contenidos medios de cloruros referidos tanto al hormigón como al contenido de cemento. En la figura 12 se muestra la relación existente entre el contenido de cemento y el porcentaje de cloruros, siempre a una profundidad igual al recubrimiento de las armaduras. Como era de esperar, mayores resistencias del hormigón, asociadas en este caso a mayores compacidades y a una red de poros poco interconectada, da lugar a contenidos de cloruros netamente inferiores a los que se obtienen con hormigones de menos resistencia, si bien es preciso tener en cuenta la mayor exposición de las pilas, especialmente, con resistencias también menores.

El análisis de los valores de contenidos de cloruros hizo ver que éstos eran muy elevados, algo inferiores para el caso de los testigos procedentes del tablero, pero siempre muy superiores al umbral de 0,4% del contenido de cemento que limita la Instrucción EHE-08, lo que podría interpretarse, en primera aproximación, como una situación grave respecto a la durabilidad potencial de la estructura.

Llamó también la atención el escaso gradiente de iones cloruro que aparecía en la práctica totalidad del puente, siendo muy elevados también los contenidos de cloruros obtenidos en el interior de la masa del hormigón, llegando en algunos casos a ser constante. Esto podría ser indicativo de un posible empleo de materias primas (áridos o agua) con alto contenido en cloruros, lo que impondría un valor mínimo para el contenido de cloruros en toda la masa del hormigón.

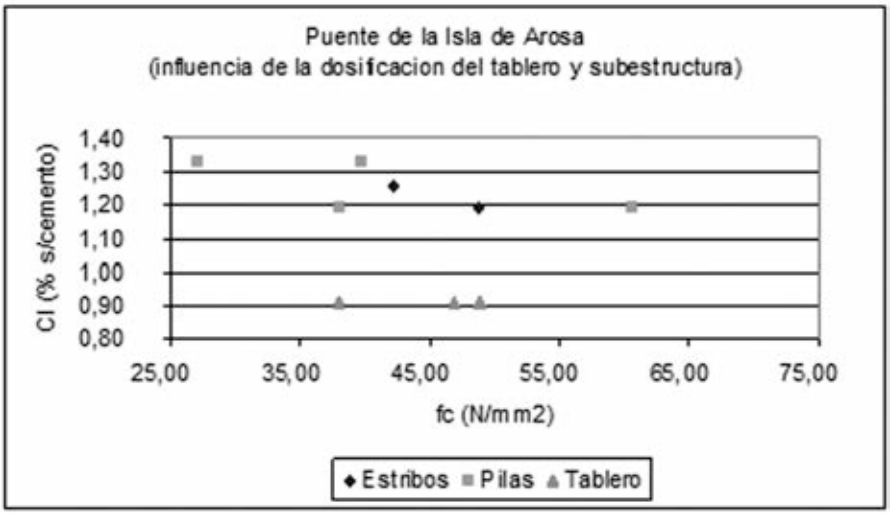


Figura 12. Relación entre el contenido de cloruros, expresado en % del peso de cemento, a la altura de las armaduras, y la resistencia de las probetas de hormigón

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 13. Control de la efectividad de la instalación de los ánodos de sacrificio (la foto no corresponde al puente de la isla de Arosa), que deben ubicarse en la periferia del parche, no en su zona interior, ya protegido por un micro-hormigón de calidad excelente

Sin embargo, pese a lo anterior, la patología de corrosión observada no se correspondía, según los cánones habituales, a valores tan elevados de cloruros, por lo que pareció razonable pensar que, pese al elevado contenido de cloruros medidos en el hormigón, no parecía estar comprometida la durabilidad del puente en los próximos años.

Para explicar lo anterior, y de acuerdo con Hobbs [8], se plantearon las siguientes consideraciones:

- No hay un único contenido límite de cloruros, ya que ese límite depende de las condiciones en las que se encuentre la estructura y de las dosificaciones empleadas.
- El alto contenido de humedad presente en la red porosa del hormigón pudiera haber bloqueado los mecanismos de difusión del oxígeno, por lo que se habrían ralentizado sustancialmente los procesos de corrosión de las armaduras.
- El empleo de cemento PUZ-350. Según el Pliego de prescripciones técnicas generales para la recepción de cementos (RC-75), aprobado por Real Decreto 1964/1975 y vigente en el momento de la ejecución de las obras, dicho tipo de cemento podía tener hasta un 20% de adiciones minerales, bien en forma de puzolanas naturales (PUZ-I) o cenizas volantes (PUZ-II). Esas adiciones pueden producir un doble efecto: por un lado, una impermeabilización de la red porosa, dificultando los procesos de deterioro, y por otro, la posible variación de los iones OH^- que puede deberse a la actividad puzolánica. En algún caso, puede producirse un incremento del contenido de iones (OH^-), lo que permitiría aumentar el umbral de cloruros.
- Según recuerda Hobbs [8], "algunas veces, se especifica un contenido máximo admisible de cloruros de un 0,4% del peso del conglomerante. Este nivel es normalmente considerado como el que permite el inicio de la corrosión. Sin embargo, en hormigones con bajas relaciones agua/cemento, pueden ser necesarios unos contenidos de cloruros superiores al 1% de cemento CEM I. Dicho porcentaje puede transformarse en 0,17% a un 0,20% de cloruros respecto al peso de hormigón".

La conclusión es que la estructura, a pesar de que los daños no eran tan evidentes, tenía una vida residual relativamente reducida, es decir, se estaría en el tramo final del período de iniciación o incluso en el inicial del período de propagación, lo que hacía aconsejable reparar preventivamente, antes de que los costes de reparación se incrementaran potencialmente.

La comprobación relativa al nivel de seguridad estructural, realizada en el contexto de la Instrucción de acciones vigente en 2006 (IAP-98) y de la Instrucción EHE-98, resultó satisfactoria, corroborando por otra parte los valores previstos en el proyecto inicial.

3. EL PROYECTO

La envergadura del puente y el hecho de que los daños se encontrasen, aparentemente, en un estado incipiente de desarrollo, pero con la espada de Damocles de unos contenidos de cloruro muy elevados, exigía una actuación de reparación que debía ir más allá del parcheo convencional. La experiencia de los autores en el proyecto y la obra de reconstrucción del puente de la isla de La Toja, en 2000-2002 [9], fue también determinante a la hora de proyectar, con cri-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

terio racional y fundado, una reparación que garantizase una vida útil adicional de otros 25 años.

Tras un análisis de las diferentes opciones, se optó por disponer protección catódica mediante ánodos de sacrificio (figura 13). Existen en el mercado diferentes propuestas para abordar la protección catódica de elementos de hormigón [10]. Todas ellas tienen aún poca experiencia acumulada (de 15 a 18 años, todo lo más), a pesar de que la técnica de la protección catódica tiene más de 150 años de tradición en otros sectores. Se da, además, otra circunstancia adversa con la que tiene que enfrentarse el proyectista: el secretismo con el que la mayor parte de los proveedores gestiona la información. Los autores creen que es un error por parte de los fabricantes, que seguramente tienen que atender a una política comercial celosa de una competencia feroz, especialmente en tiempos de crisis. Pero el proyectista responsable, en el procedimiento de selección, debe huir de "cajas negras", de sistemas secretos que, con el pretexto de la patente, no expliquen cómo funcionan sus sistemas, o en qué condiciones lo hacen. Es una mala política, en opinión de los autores, porque ingenierías y Propiedades sólo deben confiar en sistemas que entiendan, porque sólo así se conseguirá que se usen cada vez más, precisamente en un momento en el que la crisis y la necesidad de mantener y prolongar la vida útil de un inmenso patrimonio construido abre cada vez más posibilidades de negocio, al menos en términos relativos, en ese ámbito.

El *modus operandi* previsto en el proyecto fue el siguiente:

a) Generación de un catálogo de daños. Básicamente se siguió el elaborado, en la parte de hormigón, por uno de los autores [11], si bien simplificado a partir de la idea, avanzada por S. Martinello, de que "si dos enfermedades se curan con la misma medicina, es que se pueden considerar la misma enfermedad", esto es, se trata de agrupar los síntomas no tanto por sus causas, ya analizadas en el informe de inspección especial, sino por su tratamiento.

b) Realización, en obra, de un mapa de daños, según las pautas marcadas en el propio proyecto, de forma que los daños respondieran a las descripciones del catálogo de daños.

c) Definición de un catálogo de reparaciones asociadas a cada uno de los daños registrados. En ese sentido, se plantearon soluciones más o menos convencionales para las inyecciones de fisuras, el tratamiento de los aparatos de apoyo, la actualización de los pretiles, etc., amén de otras específicas como la disposición de los ánodos de sacrificio y el tratamiento de la durabilidad orientado a asegurar una vida útil adicional de 25 años.

Especial consideración merece el tratamiento de los parches. Es sabido, por la experiencia, que cuando se repara con la técnica del parcheo, supuesto que éste se realiza correctamente y que no se abordan otras actuaciones complementarias, se acaba produciendo un deterioro de las zonas circundantes al parche realizado. Si, como es el caso, se trata de zonas en ambiente marino, con cloruros, el daño se suele producir al cabo de pocos años.

La idea de la aplicación de la técnica de la protección catódica al puente de la isla de Arosa se basó en el razonamiento siguiente: Un daño producido en un elemento estructural de hormigón como consecuencia de la corrosión de la armadura se refleja, normalmente, en la pérdida de recubrimiento. Eso forma parte de la elaboración del catálogo de daños. La corrosión en esa zona es el resultado de un proceso anódico de disolución del hierro (figura 14). En las

Figura 14. Picaduras de corrosión en la armadura transversal de una de las pilas del puente de la isla de Arosa, con pérdida casi total de la sección. La fotografía fue tomada ya en la fase de ejecución de las obras y muestra un ejemplo claro de disolución del hierro que, por desgracia para los inspectores, no da lugar a síntomas en forma de pérdida del recubrimiento o de fisuraciones de aviso. La detección de estos daños confirma que, para contenidos de cloruro tan elevados en la masa de hormigón, se había iniciado ya el período de propagación y la actuación estaba plenamente justificada

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

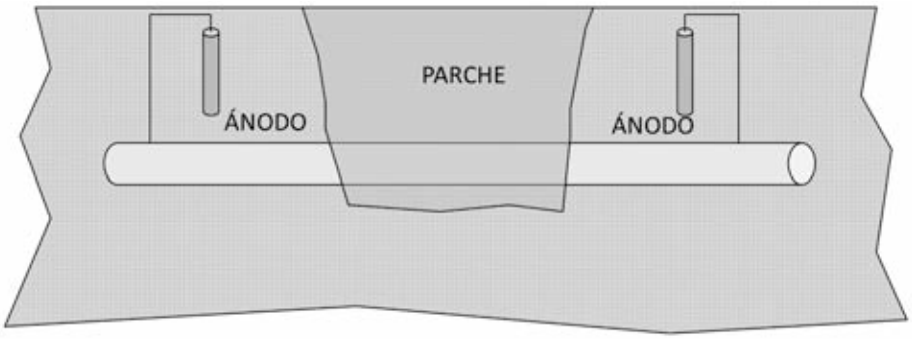


Figura 15. Estrategia de disposición de ánodos de sacrificio en la periferia de la zona parcheada. En este croquis, correspondiente al sistema mayoritariamente empleado, se disponen los ánodos en el exterior del parche

zonas circundantes se genera, por el contrario, un proceso catódico, en el que la armadura se encuentra protegida al aumentar la alcalinidad. Todo ello es el resultado, pues, de un proceso electrolítico.

Consiguientemente, las zonas en las que no se han producido daños y están próximas a barras en las que ya se ha producido la corrosión, se encuentran en una situación más favorable porque el proceso es catódico. La estrategia de la protección catódica mediante ánodos de sacrificio consiste en asegurar que la zona catódica lo siga siendo porque la anódica también permanezca como tal, pero no a costa del acero sino del ánodo de sacrificio, dispuesto en la periferia interior o exterior del parche (figura 15).

La zona interior, la del parche, va a quedar, si se ejecuta correctamente, muy bien protegida porque el micro-hormigón de reparación conferirá un medio excelente, mejor que el que tuvo nunca, para la protección de las armaduras si la reparación se ejecuta correctamente: una buena compacidad, una elevada alcalinidad, ausencia de iones cloro, etc. En ese parche, para asegurar el funcionamiento electrolítico dispuesto, no se previó disponer puente de unión alguno, sino asegurar un contacto directo hormigón base – hormigón de reparación, con el fin de no plantear un aislamiento eléctrico que interrumpiese el proceso electrolítico descrito.

Es oportuno recordar, incidentalmente, que esta referencia a propósito de los inconvenientes de los puentes de unión es una de las "trampas" en las que puede caer el técnico no suficientemente formado o precariamente informado por el suministrador de un sistema de protección catódica. Es también el caso, a título de ejemplo igualmente, de los morteros de reparación que han de disponerse en los aludidos parches o en perforaciones en las que se alojan los ánodos, según sea el dispositivo elegido. En el primer caso, no deben ser morteros tan extraordinariamente buenos que, debido a su elevada compacidad, resulten ser de una conductividad tan baja que, en la práctica, aíslen eléctricamente el conjunto, dando al traste con el proceso electrolítico que mantiene a los ánodos de sacrificio como tales. Esa información, si se suministra, suele estar en la letra pequeña de las especificaciones técnicas de los productos. Los morteros de relleno de las perforaciones deben ser, por su parte, de las características especificadas y aclaradas por el suministrador, dado que contienen los principios activos para que el ánodo de sacrificio funcione según lo previsto. Añádase finalmente que es especialmente recomendable no mezclar los productos de diferentes fabricantes, no sólo porque no estarán comprobadas sus sinergias o, lo que es peor, sus incompatibilidades, sino que la reclamación, en el probable caso de que el sistema no funcione, será totalmente inviable.

El conjunto de la estrategia se basó en la disposición, sobre la totalidad de la superficie, de una pintura de última generación, permeable al vapor de agua pero impermeable a la entrada de agua líquida, de forma que, paulatinamente, el interior del hormigón, tendente a la saturación, pueda perder contenido de humedad y, consiguientemente, aumentar su resistividad eléctrica y, en virtud de la ley de Ohm, a disminuir la intensidad de corrosión a igualdad de potencial.

Las pilas, los elementos más delicados, se trataron en el proyecto conforme a tres zonas diferenciadas:

- La zona permanentemente sumergida, siempre en contacto con el agua del mar y, por tanto, con poco oxígeno disuelto en comparación con el de las zonas aéreas y, por tanto, con velocidades moderadas o pequeñas de corrosión, que no comprometen en la práctica la vida útil de la obra. No se planteó solución específica alguna para esa zona por considerarlo innecesario.
- La zona de carrera de mareas y de salpicaduras. Sin duda, la peor zona. Se planteó en proyecto una solución de ánodo dispuesto en el exterior, en el espacio comprendido entre una camisa exterior y el paramento original exterior de la pila, espacio que se rellenaría con mortero. Debe decirse que esta solución, proyectada a partir de experiencias de terceros y justificadas por el fabricante, no funcionó en obra por la gran dificultad de puesta en obra y, sobre todo, la escasa y poco eficaz asistencia del suministrador. En su lugar, se dispuso una red de ánodos alojados en perforaciones en la pila, de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 16. Aplicación de diferentes sistemas de protección en las pilas del puente de la isla de Arosa. El sistema probado para la pila, e incluido inicialmente en el proyecto, a base de una camisa impermeable y una malla de ánodo dispuesta en su interior, en la periferia de la pila, no pudo instalarse correctamente

montaje mucho más sencillo y viable en condiciones de bajamar. Añádase que, en obra, la Dirección optó por no tratar una de las pilas, convertida así en testigo medicado con placebo para medir la diferencia de evolución con respecto a las otras pilas.

- Finalmente, la zona aérea de las pilas, incluidos sus altares, con ánodos de sacrificio a disponer sólo en el entorno de los parches, bien en el interior de éstos, bien en el exterior, en función del tipo de ánodo suministrado por el fabricante (figura 16).

En cuanto al tablero, en las zonas próximas a los tendones de pretensado no se dispusieron ánodos de sacrificio para evitar riesgos descritos en la literatura técnica [8] de eventual fragilización por hidrógeno. Más recientemente (2011), se tiene constancia de realizaciones [12] que parecen eludir el problema, cuando se utilizan sistemas híbridos, esto es, de protección catódica con ánodos de sacrificio pero activados inicialmente mediante corriente impresa, que limitan los potenciales iniciales de dicha corriente orientada a re-alcalinizar las armaduras y extraer los cloruros en piezas de hormigón pretensado, pero a costa de prolongar este proceso inicial unas semanas más, a diferencia del hormigón armado, que admite un potencial inicial mayor pero aplicado sólo durante una o dos semanas. La experiencia, aún corta e insuficiente, es que el funcionamiento galvánico en modo "ánodo de sacrificio" no ofrece riesgos al pretensado.

El proyecto se planteó conforme a un procedimiento de ejecución que permitiera mantener, en todo momento, el tráfico sobre el puente. Para ello se proyectaron unos carros-pórtico (figura 17) que albergasen plataformas y equipos de trabajo de ejecución de parches (mediante hidrodemolición), instalación de ánodos, etc. Con el fin de mejorar los rendimientos y acortar los plazos, en obra se decidió disponer dos carros, en lugar del único carro que se había supuesto en el proyecto.

Las actuaciones previstas en el proyecto no se ciñeron únicamente a la reparación y ampliación de la vida útil de la estructura, sino que comprendieron asimismo la

Figura 17. Carros-pórtico en acción

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

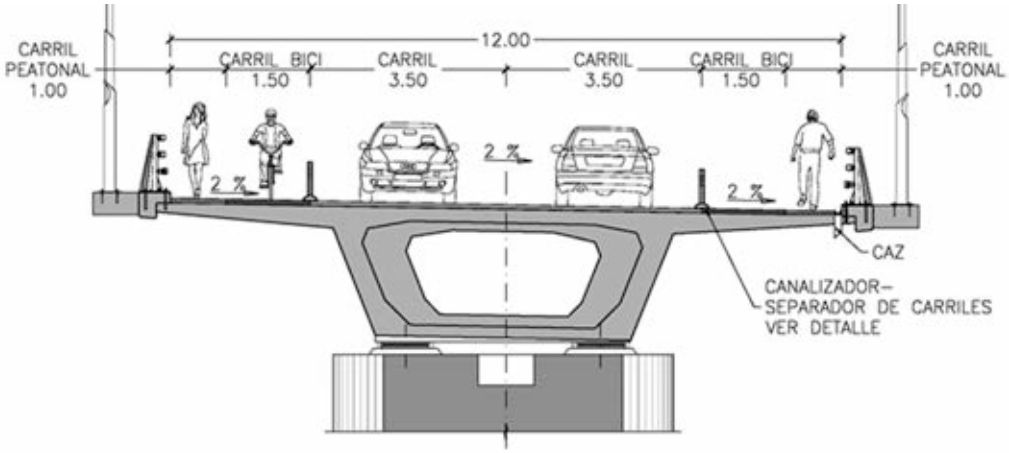


Figura 18. Sección transversal final

modificación funcional de la plataforma, para situar la acera, inicialmente sobre-elevada con relación a la losa, en el mismo plano que ésta, dando así cabida a un carril bici y una senda peatonal por sentido. La figura 18 muestra el estado final proyectado y construido, que puede compararse con la situación de partida, recogida en la figura 2. En ese sentido, puede añadirse que la actualización de la plataforma exigió disponer un sistema de contención recogido por la normativa vigente, más exigente que la del momento en que se redactó el proyecto original, lo que trajo consigo la necesidad de demoler el zuncho longitudinal de borde, en ambos laterales, y reforzar la armadura transversal del tablero en el extremo.

Añádase, finalmente, que el proyecto, entregado en diciembre de 2007, fue pionero al introducir un Manual de Mantenimiento del puente reparado, como exige la Instrucción EHE-08 para los puentes de nueva planta. Ésta era, realmente, una exigencia obligada en un caso como éste en el que se incorporaban elementos de vida útil menor que la de la obra, como los ánodos de sacrificio y las pinturas, esenciales ambos para garantizar al conjunto la vida útil prevista. En el Manual se definen las pautas de inspección, sus frecuencias, los criterios de interpretación y los umbrales de aceptación. De manera especial se definieron los criterios de revisión periódica de los sistemas de protección catódica, para los cuales se dispusieron cajas de control en los altares de las pilas, y las secuencias de interpretación de los resultados.

4. CONCLUSIONES

La intervención en el puente de la isla de Arosa cierra un ciclo típico y muy singular de tratamiento de puentes existentes: cómo gestionar el final de la vida útil y, en la medida de lo posible, como fue el caso, prolongarlo al tiempo que se proponía una actualización funcional de la plataforma.

Merece la pena resaltar la importancia de las inspecciones periódicas en el contexto de un sistema de gestión de obras de paso, tanto las principales como rutinarias que, en este caso, fueron las que activaron la alarma tras la detección, por los servicios de la Xunta de Galicia, de la presencia de corrosiones. Su advertencia sirvió para promover una inspección especial que cumpliera los objetivos encomendados a este tipo de inspecciones: determinar el nivel de seguridad, identificar todos los daños y proceder a su diagnóstico y, finalmente, dictaminar la vida útil residual de la estructura.

El puente de la isla de Arosa fue proyectado y construido con arreglo a los criterios normativos de la época, pero con mucho más rigor que otros muchos que los autores de este artículo han inspeccionado en los últimos años.

En unas condiciones tan agresivas de exposición, la estructura mostraba pocos síntomas aparentes de deterioro. No obstante, durante la ejecución de los trabajos de reparación, se detectó la presencia más frecuente de disoluciones del hierro que, por desgracia para los inspectores, no da lugar a síntomas en forma de pérdida del recubrimiento o de fisuraciones de aviso. La detección de estos daños confirma que, para contenidos de cloruro tan elevados en la masa de hormigón, se había iniciado ya el período de propagación y la actuación estaba plenamente justificada.

La inspección permitió constatar la extraordinaria importancia que tiene entender los microclimas realmente existentes en el entorno de los elementos estructurales, así como conocer la historia real de la construcción de la estructura, circunstancia que fue felizmente posible gracias a la cortesía de su proyectista inicial.

Se optó por una estrategia de prolongación de la vida útil de la estructura basada, en las pilas, en la disposición de ánodos de sacrificio en forma de malla y camisa de protección para la zona de carrera de marea y salpicaduras (IIIc), y ánodos aislados en la zona aérea (IIIb). En el tablero se planteó una solución de parcheado combinado con un sistema de protección con pintura impermeable al vapor de agua.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Estas técnicas, como todas las vinculadas a la estrategia de mantenimiento de obras nuevas o de prolongación de la vida útil de construcciones existentes, deben abrirse más a un sector, el de los ingenieros-médicos, de forma que la información y el conocimiento fluyan de manera más libre, para que ingenieros y Propiedades ganen confianza fundada en esos sistemas.

Asimismo es fundamental que esas técnicas pasen por la experiencia de la puesta en obra y de una asistencia técnica eficiente y fiable, verdaderamente dispuesta a superar las dificultades que entraña la realidad de la obra, que siempre depara sorpresas.

Finalmente, debe agregarse la necesidad de redactar en estos casos un Plan de Mantenimiento que defina la estrategia de mantenimiento que permita asegurar la vida útil adicional concebida en la solución de proyecto y de entroncar estas actividades con las del sistema de gestión al que pertenece la estructura.

Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento a la XUNTA DE GALICIA, en las personas de D. José Ramón Pacheco, Director del proyecto, y de D. Enrique Pardo, Director de obra; a FERROVIAL, en la persona del ingeniero autor del proyecto inicial del nuevo puente, D. Santiago Pérez-Fadón, así como a DRAGADOS, en la persona de D. José Antonio Becerra, responsable de la ejecución de la obra.

REFERENCIAS

[1] PÉREZ-FADÓN, S. "Puente a la Isla de Arosa". *Hormigón y Acero,* 1985, nº 157, p. 197-218.

[2] PÉREZ-FADÓN, S. "Puente sobre la Ría de Arosa". *Revista de Obras Públicas,* 1986, p. 1-16.

[3] CEB-RILEM. "Durability of Concrete Structures". *CEB-RILEM International Workshop – Final Report*, Copenhagen, 1983.

[4] LEÓN, J.; GARCÍA, E.; CORRES, H.; RODRÍGUEZ, F.; LEY, J.; GARCÍA, J.; RODRÍGUEZ, J. "Resultados parciales del proyecto de I+D+I para la supresión de juntas en puentes existentes". *V Congreso de ACHE. Ponencia nº 567*, Barcelona, 25 a 27 de octubre de 2011.

[5] LEÓN, J.; CORRES, H.; PRIETO, A. "Inspección y evaluación de estructuras existentes: una tarea para ingenieros valientes". *Revista de Obras Públicas,* 2008, nº 3.492, p. 29-38.

[8] MARURI, R.; PETRO, S. "Integral abutments and jointless bridges". *IAJB 2004 Survey Summary. Proceedings of the 2005 FHWA Conference*. Baltimore-Maryland, 2005, p. 17-29.

[7] FIB. *Concrete Structure Management: Guide to Ownership and Good Practice*. Lausanne, Switzerland: Féderation International du Béton, 2008. 210 p. ISBN: 978-2-88394-084-0 (FIB Bulletins; 44).

[8] HOBBS, D.W. *Minimum requirements for durable concrete*. Crowthorne, Berks (England): British Cement Association, 1998. 172 p. ISBN: 0-7210-15-24-8.

[9] CORRES, H.; ROMO, J.; SÁNCHEZ, J.; LEÓN, J.; ESTÉVEZ, R. "Proyecto de construcción de la ampliación del puente de la Isla de la Toja". *Puentes y estructuras de edificación: II Congreso ACHE*, Madrid, 11 a 14 de noviembre de 2002. Madrid: ACHE, 2002. ISBN: 84-89670-37-4.

[10] BERTOLINI, L.; ELSENER, B.; PEDEFERRI, P.; POLDER, R. *Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair*. Weinheim: Wiley-VCH, 2004. 392 p. ISBN: 3-527-30800-8.

[11] JEREZ, E.; LEÓN, J.; MARTÍN, J.A. *Inspección y diagnosis de puentes ferroviarios*. Madrid: Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF), 2007. 3 v.

[12] CHRISTODOULOU, C. "Arrested development. The case study of the Kyle of Tongue Bridge in Sutherland, Scotland". *Bridge Design & Engineering*, 2011, nº 65.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Congreso Latinoamericano REHABEND 2014 sobre "PATOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN, TECNOLOGÍA DE LA REHABILITACIÓN Y GESTIÓN DEL PATRIMONIO"

Del **1 al 4 de Abril de 2014** se celebrará en **Santander (España)** el Congreso Latinoamericano REHABEND 2014 sobre "Patología de la Construcción, Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio" organizado por el **Grupo de Tecnología de la Edificación de la Universidad de Cantabria (GTED-UC)**, el **Instituto Tecnológico de la Construcción AIDICO de la Comunidad Valenciana** y el **Centro de Investigación Aplicada TECNALIA Research & Innovation**; siendo la revista **Hormigón y Acero** entidad colaboradora. Este Congreso es continuación de las 4 Jornadas Internacionales REHABEND que desde 2006 se han venido celebrando en diferentes ciudades españolas.

Dadas las experiencias previas y el ámbito geográfico de influencia de los organizadores se ha planteado el Congreso en el espacio cultural Latinoamericano, adoptando como **lenguas oficiales del evento el Español, el Portugués y el Italiano**.

La enorme importancia que actualmente tienen para la Construcción los temas de Patología, Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio que aborda REHABEND, ha movido a los Organizadores a plantear un nuevo foro técnico sobre estas materias, en donde se persigue recoger los avances habidos en los últimos años en los conocimientos teóricos y en las realizaciones prácticas llevadas a cabo. A modo de justificación del interés suscitado, puede decirse que se han recibido **más de 400 resúmenes**, proviniendo, aproximadamente, el **50% de España**, el **25 % de Portugal e Italia** y el **25% restante de un total de 14 países americanos** (Argentina, Bolivia, Brasil, Chile, Colombia, Cuba, Ecuador, Estados Unidos de América, México, Panamá, Perú, República Dominicana, Uruguay y Venezuela).

Bajo estas premisas, y con los buenos antecedentes existentes, el Congreso contará con patrocinio del **Gobierno de España**, del **Gobierno de Cantabria**, del **Ayuntamiento de Santander**, de la **Universidad Internacional Menéndez Pelayo** y de la **Universidad de Cantabria**. Asimismo, varias Universidades, Colegios Profesionales, Fundaciones, Asociaciones, Institutos y Empresas han comprometido su colaboración en aras del éxito de esta iniciativa.

Para **más información** sobre el evento puede consultarse la web oficial del mismo:

http://www.rehabend2014.unican.es

o bien puede contactarse con la Secretaría del evento:

(+34) 942 201 738 43 / 40 **rehabend2014@unican.es**

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 CONTRIBUCIFONES

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 de Otras Informacions. Estas contribuciones podrán ser comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

La Revista se imprime en blanco y negro salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción de entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Solo podrá solicitarse la publicación de Artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4. PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la Revista Hormigón y Acero deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

   En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

   - Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.
   - Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8.

3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4 Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr*. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Frehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución, es la siguiente:

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. Autores

El número máximo de autores de un artículo será de cinco. En la parte final del artículo se podrá incluir un apartado de agradecimientos en el que se mencionen otros organismos o personas que, si bien no son autores principales, han colaborado en el artículo, en la investigación, proyecto u obra objeto del mismo.

5.2. 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.

5.3. 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).

5.4. 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:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deben tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.
- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 o 18 cm. de anchura. Esta circunstancia debe ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deben ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deben contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.5. 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*.

5.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82100-0 : 1996 y UNE 82103 : 1996..

5.7. 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.).

5.8. 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.

5.9. 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 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, que faciliten la búsqueda y clasificación del Artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

a) Referencias a artículos publicados en revistas:

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) Referencias de libros:

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo se requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores y filiación de los autores.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todos las contribuciones recibidas 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*.

El Comité de Redacción de Hormigón y Acero, en ejercicio de su labor de edición, podrá realizar modificaciones en la redacción final del texto para, sin cambiar el significado del mismo, adaptarlo al estilo gramatical y literario de la revista

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 04/12/2025

HORMIGÓN Y ACERO
Instructions for authors

1. GENERAL

Hormigón y Acero, the official quarterly of the Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), welcomes papers on civil and building structures and their constituent materials.

All architects, engineers and scientists interested in disseminating their experience and knowledge or opinions on structures and the materials used to build them may submit manuscripts for publication in the journal.

2. TYPES OF PAPERS

Depending on their length and depth, journal contributions may be classified as articles, communications or comments/notes.

Articles, the backbone of the journal, may address research studies, designs and works, or the operation, maintenance, rehabilitation or demolition of structures. They should deal essentially with scientific and technical questions, but they may also refer to the aesthetics or socio-economic or environmental relevance of structures.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the Other Informations section of the journal. Such papers may consist of comments on articles in previous issues of the journal, recommendations, revised versions of standards and so on..

The journal is printed in black and white, with the exception of one featured article per issue, selected by the Editorial Board. Featured articles, usually on a significant structural accomplishment, are printed in colour in both Spanish and English.

3. GENERAL CONDITIONS

Only papers not previously published and not under consideration for publication in other media are eligible for submission. Abstracts published on the subject and PhD theses written by one of the authors are excepted from this rule.

Authors must, under their own responsibility, secure written permission to reproduce any material (text, pictures, tables and so on) published elsewhere. ACHE accepts no responsibility for prior copyrights to which material received may be subject.

The procedure for requesting publication of a manuscript is described in detail in Section 4 below. Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* must be written in strict compliance with the rules set out in Section 5.

Manuscripts received by ACHE that fail to comply with the submission procedure or drafting rules will be returned to their authors for revision.

4. SUBMISSION OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION IN HORMIGÓN Y ACERO

Authors who wish to contribute to *Hormigón y Acero* must submit the following documents:

1. Text requesting publication of the manuscript submitted, which entails acceptance of these Instructions for Authors.

   This text must include the following:

   - Full name of the corresponding author.
   - Corresponding author's mailing address, e-mail address, telephone and fax.

2. Full manuscript (including figures and photographs) in .pdf format or on hard copy, in triplicate. Figures and photographs will be embedded in this file in the approximate size intended by the author and in the approximate position for the published version, as indicated in Item 5.8.

3. Text of the manuscript (without figures) in a Word (.doc) file (see Section 5 for details). Figures must be cited in the text and a list including their legends must be provided at the end of the file.

4 A separate file for each figure, in high resolution format (see 5.3) and named in a way that clearly identifies the content (e.g., Figure 3). Any of the following formats are acceptable for figures: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf and .dxf. Graphs generated by Excel, Freehand (version 9 or higher), CorelDraw or Illustrator are also admissible. **Figures embedded in the Word (.doc) file or in PowerPoint (.ppt) format will not be accepted as figure files.**

The aforementioned documents should be sent to the following address:

For manuscripts submitted by post:

Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

For manuscripts submitted by e-mail:

secretaria_revista@e-ache.com

5. PAPER CHARACTERISTICS AND STRUCTURE

5.1. Authors

Papers may be signed by a maximum of five authors. Contributions to the paper or to the research, design or works described by organisations or people who are not the main authors may be acknowledged in a specific section at the end of the article.

5.2. Length

Articles should not be longer than 8 000 (or 10 000 for featured articles: see Section 2 above) or shorter than 3 000 words, excluding tables and figures.

Communications and comments may be no longer than 3 000 words excluding tables and figures, and may not occupy over six pages in all (including illustrations) of the journal in its standard format.

5.3. Text format

Manuscripts must be typed in double spacing in Spanish, with 3-cm margins on numbered DIN A4 pages.

Tables should not duplicate information or findings given in the text.

If an article is chosen by the Editorial Board for publication as a featured article, the authors will also be asked to submit the full text (including figure and photograph legends) in English.

5.4. Graphs, figures and photographs

Graphs, figures and photographs must be consecutively numbered in the order cited in the text.

Figure numbers will include all graphs, figures and photographs, without distinction.

Figures and photographs will be referred to in the text with the word *Figure* followed by the respective number.

Since most of the journal is published in black and white, the following recommendations should be borne in mind:

- Particularly where original photographs are in colour, the colour contrast should be sufficient to clearly distinguish content and information when printed in black and white.
- Curves on graphs and figures should not be distinguished by colour, but rather by using different line thicknesses, dots and/or dashes to ensure that the information on the figure or graph can be clearly distinguished when printed in black and white.

The standard widths used for figures and graphs in the journal, 8, 12 and 18 cm, should be borne in mind when preparing photographs and figures.

Photo resolution, at the author's recommended size, must be 300 pixels per inch (approximately 120 pixels per cm).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Linear drawings and graphs, in turn, should be clear and schematic (not overly detailed) and text, numbers and symbols should be kept to a minimum. In any event, such information must be clearly legible at the size at which the illustrations are to be reproduced in the journal. The inclusion of information not required to understand the contribution should, therefore, be avoided.

Architect's and engineer's design drawings, in particular, are poorly suited to reproduction in the journal, for they tend to include much more information than strictly necessary, most of which, moreover, is illegible when the drawings are reduced to a size compatible with journal layout. Authors submitting such drawings wil be requested to replace them with analogous figures more appropiate for publication.

5.5. Tables

Tables must be numbered consecutively in the order in which they are cited in the text, where their position should be indicated. Tables must be titled.

Tables will be referred to in the text with the word *Table* followed by the respective number, and numbered separately from *figures*.

5.6. Units

Magnitudes will be expressed in International System (SI) units, pursuant to standards ISO 80000-1:2009.

5.7. Equations and mathematical expressions

An attempt will be made to ensure maximum clarity and the use of expressions as concise as possible, without forfeiting comprehension. They will be identified by a number in parentheses positioned to the right of the formula.

Equations will be numbered consecutively and will be referred to in the text with the word *Equation* followed by the respective number.

Authors must choose a font type (Times New Roman or similar) in which Greek letters, subscripts and superscripts are readily identifiable.

Upper (capital) and lower (small) case letters and any other characters that may be misinterpreted must be clearly differentiated (e.g., the letter "l" and the number one (1); the letter "O" and the number zero (0); capital "K" and small "k" and so on).

5.8. Citations

Citations in the text must be followed by a number between brackets to identify the paper cited in the references listed at the end of the article.

5.9. General structure

A Word (.doc) template is available on the journal's website, which authors may download to prepare their manuscripts.

As a general rule, articles will be organized as follows:

Title: The title should be concise and explicit, clearly reflect the content of the paper. The use of abbreviations and trade names should be avoided.

Authors and affiliation: The full name and surname of all authors will be given, along with their academic degree and the name of the centre or company where they conduct their activity, including the city and country.

Abstract: Bilingual (Spanish and English) 50- to 150-word abstracts are required for all papers.

Keywords: Five keywords will be provided, to facilitate article searches and classification in databases.

Text: The text will be structured into numbered sections and sub-sections or items. It should normally contain a brief introduction, the body of the article and conclusions or final comments, as well as acknowledgements, as appropriate.

Appendices: In scientific articles containing a substantial number of mathematical expressions, an appendix summarizing the notation used is recommended.

References: The references cited in the text will be listed at the end of the paper, furnishing all the information needed to locate the source. Wherever possible, the following international criteria should be followed:

a) *Journal articles:*

Authors' surnames and initials; title of the article; journal name; volume and issue number; date of publication; first and last pages.

b) *Books:*

Authors' surnames and initials; title; edition; publisher; year of publication.

Only the title, authors and authors' affiliation will be required for papers other than articles.

6. REVIEW OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION

All manuscripts meeting the above requirements will be reviewed by at least two independent referees, in keeping with the quality criteria governing scientific periodicals.

Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* will be accepted or rejected by the Editorial Board on the grounds of the referees' evaluation. Acceptance may, in any event, be subject to the introduction of any changes that the Board deems necessary for the manuscript to be publishable in *Hormigón y Acero*.

The *Hormigón y Acero* Editorial Board reserves the right to make editorial changes in the final wording of the articles published, without altering the meaning, to adapt the text to journal stylistic standards.

7. ASSIGNMENT OF RIGHTS

After a paper is approved by the journal's Editorial Board, the ACHE Secretariat will send the authors a "Publication Agreement" whereby they assign the copyright to the Association as publisher of *Hormigón y Acero*. This agreement must be signed by each and every one of the authors and returned to ACHE.

8. LAYOUT, PROOFS AND PUBLICATION

After acceptance of the final version of the manuscript and its format, ACHE will send it to the printer's for layout and preparation of the respective proofs.

Proofs will be sent to authors as a .pdf file for final approval or corrections, as appropriate.

Authors must return the proofs with their corrections in no more than 10 days; otherwise publication will be postponed to a subsequent issue of the journal. Corrections that entail a material alteration of the text or its structure will not be admitted.

After the possible errors in the proofs are corrected, the paper will be published in the journal.

9. REPRINTS

ACHE will send ten reprints of articles and the respective .pdf file to the corresponding authors, at no extra cost.

Article authors may order a larger number of reprints (not under 50) when returning the final version of their papers. They will be billed for the cost of these additional reprints.

When companies directly related to a featured article (design engineers, builders, technical consultants, subcontractors, suppliers and the like) publish advertisements in the issue of the journal in which it appears, they may order special reprints (minimum order, 50) of the featured article. In this case, the front cover will be the cover of the respective issue of the journal and the back cover will carry the advertisement published by the company ordering the reprints. The cost of these special reprints will be established yearly by the journal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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.

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.

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.

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 aperiódicas 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 los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.

6 **Miembro menor de 26 años**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 26 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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:

- ☐ Menor de 26 años ..... (25 €)
- ☐ Menor de 30 años..... (45 €)
- ☐ Personal..... (95 €)
- ☐ Colectivo ..... (235 €)
- ☐ Protector ..... (410 €)
- ☐ Patrocinador ..... (820 €)

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):**
  FORMATO IMPRESO
  - España ..... 95 €
  - Resto de países..... 123 €

  FORMATO DIGITAL ..... 85 €

IVA incluido

- **PRECIOS NÚMEROS SUELTOS:**
  FORMATO IMPRESO
  - España ..... 28 €
  - Resto de países ..... 39 €

  FORMATO DIGITAL** ..... 25 €

PEDIDOS

Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Laboratorio de Estructuras.
Avd. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

FORMA DE PAGO:

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030 4545 44 0000458271
  SWIFT/BIC CODE: ESPCESMM - IBAN NUMBER: ES84 0030 4545 4400 0045 8271

* La figura del suscriptor está principalmente dirigida a Bibliotecas, Universidades y otras Instituciones que, deseando recibir la revista Hormigón y Acero, sin embargo no se ajustan a las distintas categorías de miembros de ACHE.

** Precio válido únicamente para números publicados en los dos últimos años. El resto de los números están disponibles gratuitamente en: www.e-ache.com/hya

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

SOFiSTiK

FINITE ELEMENT SOFTWARE

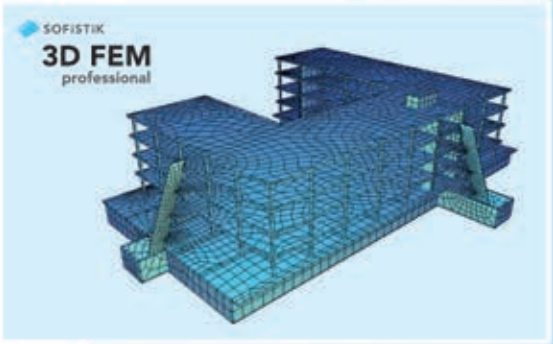
Nuevo paquete 3D-FEM Prof-Tendon

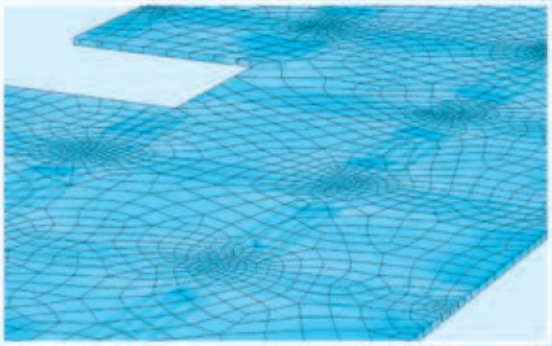
Todas las capacidades del 3D-FEM professional con el añadido del módulo Tendon para el postesado de losas

Este nuevo paquete ha nacido para satisfacer las demandas de las nuevas herramientas BIM (Building Information Modelling) para los proyectos de edificación, como Autodesk® Revit® Structure, así como para el proyecto de losas postesadas.

Algunas características:

- Creación de cualquier tipo de modelo 2D o 3D utilizando AutoCAD y SOFiPLUS ó Autodesk® Revit® Structure
- Introducción de cualquier geometría en los tendones de una losa mediante splines utilizando SOFiPLUS
- Cálculo y diseño en 2D de losas pretensadas
- Nuevos elementos 3D-FE para modelizar elementos viga, lamina, disco y losa.
- Entrada gráfica de cualquier tipo se sección transversal para elementos viga
- Introducción de vigas por encima o por debajo como barras de EF
- Determinación automática de la rigidez de las conexiones en cálculos 2D a partir de los datos del modelo BiM
- Diseño de armaduras de hormigón 3D en ELU y ELS, conforme a la norma EHE (hay otras normativas disponibles)
- Análisis no-lineal de losas 2D según el Eurocódigo para un diseño realista y más económico a flexión
- Levantamiento en losas apoyadas en el suelo
- Comprobaciones de elementos de acero según el Eurocódigo (EE, EP con clasificación automática de las secciones transversales de las clases 1.–3.)
- Generación de planos de forma gráfica e interactiva





CALTER Ingeniería
www.calter.es

www.sofistik.es
sofistik@calter.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

5 | Pabellón de España en la Expo 2010 en Shanghái
Spanish Pavilion for the Expo 2010 in Shanghai
Julio Martínez Calzón y Carlos Castañón Jiménez

31 | Torre Iberdrola en Abandoibarra, Bilbao. Cimentación y estructura
Iberdrola Tower, Abandoibarra, Bilbao. Foundations and structure
María del Mar Mayo Martínez

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

47 | Análisis normativo de la variación uniforme de la temperatura en puentes. Comparación de la normativa española con el Eurocódigo de acciones térmicas
Normative analysis of the uniform temperature component in bridges. Comparison between the spanish codes and the Eurocode of thermal actions
Miguel Ortega Cornejo, Francisco Millanes Mato y Juan Luis Mansilla Domínguez

63 | Protocolo técnico de actuación tras los terremotos en Lorca del 11 de mayo de 2011
Technical protocol for action following the earthquakes of May 11, 2011 in Lorca
Juan Roldán Ruiz, Sergio Carrillo Martínez, Jerónimo Granados González, Diego Ruiz López y Francisco José Sánchez Medrano

CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

77 | Refuerzo de los tableros de la N-III sobre los aliviaderos de la presa de Alarcón
Strengthening the decks on road N-III over Alarcón Dam spillways
Laura Benito, Luis Cosano, Patrick Ladret, Ángel Rozas y Pablo Vilchez

OTRAS INFORMACIONES

99 | III Jornadas Internacionales de Enseñanza de la Ingeniería Estructural de ACHE

101 | Jornada Técnica Anual de ACHE
Puentes y estructuras con y sin juntas

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | julio - septiembre 2013 | Volumen 64 - nº 269
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025