HORMIGÓN y acero

nº 242

Cuarto trimestre de 2006

Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural
http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

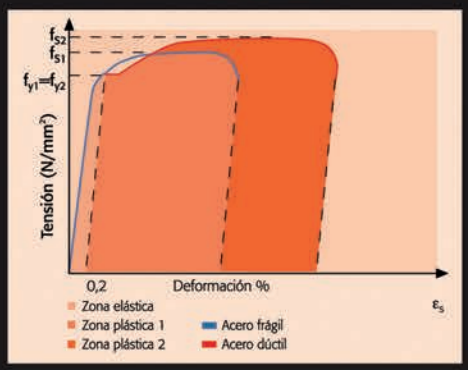
ARCER

Armaduras para Hormigón

PRESTACIÓN

COMPROMISO

INNOVACIÓN



En ARCER la Investigación e Innovación Tecnológica son nuestra razón de ser. Por ello, hemos desarrollado una nueva generación de barras corrugadas para hormigón con unas mayores Prestaciones, asumiendo el Compromiso de mantener este elevado nivel de Calidad y de seguir aportando al usuario final el mejor de los aceros.

" La ductilidad es un puente sobre nuestra ignorancia" J. RUI-WAMBA
" La ductilidad es como la salud: se ignora su existencia...¡hasta que se pierde!". T. P. TASSIOS

INSTITUTO PARA LA PROMOCIÓN DE ARMADURAS CERTIFICADAS (IPAC)

Orense, 58 – 10º D; 28020 MADRID
Tel.: 91 556 76 98 ; Fax: 91 556 75 89
E-mail: buzon@arcer.es

http: www.arcer.es

http: www.ipac.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Foto de portada: Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara (Arcos de Alconétar)

EDITAN:

ache

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

DIRECTOR:
Luis Mª Ortega Basagoiti

VOCALES:
Pilar Alaejos Gutiérrez
Juan Luis Alcalá Sánchez
José Mª Arrieta Torrealba
Miguel Ángel Astiz Suárez
Jaime Fernández Gómez
Jaime C. Gálvez Ruiz
Jesús Gómez Hermoso
David Izquierdo López
José Antonio Llombart Jaques
Francisco Morán Cabré
Antonia Pacios Álvarez
Santiago Pérez-Fadón Martínez
Javier Ripoll García-Mansilla
Jesús Rodríguez Santiago
Julio Vaquero García
José Mª de Villar Luengo

ASESORES:
Antonio Aguado de Cea
Ángel Aparicio Bengoechea
Juan Carlos Arroyo Portero
Alex Barbat Barbat
Manuel Burón Maestro
Pilar Crespo Rodríguez
Ramón del Cuvillo Jiménez
David Fernández Ordóñez
Enrique González Valle
Javier León González
Rafael López Palanco
Antonio Marí Bernat
Julio Martínez Calzón
Francisco Millanes Mato
Carlos Siegrist Fernández

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

Hormigón y Acero:
E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02

Depósito Legal: M-853-1958
ISSN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Invoprint, S.L

HORMIGÓN y acero

Índice

REALIZACIONES

Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara («Arcos de Alconétar») . . . 5-38
Bridge over river Tagus at Alcántara Reservoir («Arcos de Alconétar»)
J.A. Llombart, J. Revoltós y S. Couto

INVESTIGACIONES

Estudio de las vibraciones de los arcos de Alconétar . . . 41-50
Study of the vibrations of the Alconetar arch
M.A. Astiz

Cálculo a cortante de vigas de hormigón armado y pretensado: una propuesta de cálculo normativo . . . 51-63
Shear design of reinforced and prestressed concrete beams: a proposal for code procedure
A. Cladera y A. Marí

Aproximación a un cálculo simplificado de la resistencia a la tracción del hormigón mediante el método de bielas y tirantes . . . 65-74
Simplified calculation of the splitting-tensile strength of concrete using the strut-and-tie method
S. Carmona, R. Fernández, A. Aguado y R. Gettu

Estudio del comportamiento de una sección de hormigón armado sometida a cargas repetidas a flexión . . . 75-88
Study of the behaviour of a reinforced concrete section under repeated flexural loads
C. Zanuy, J.A. Pacheco, P. de la Fuente y L. Albajar

REALIZACIONES

Puente sobre el río Daró en el vial de circunvalación de la Bisbal d´Empordà 89-94
Bridge over the Daró river, in the bypass of La Bisbal d´Empordà
J.M. Roig

RINCÓN DE ACHE

Utilización de Árido Reciclado para la fabricación de Hormigón Estructural - Monografía M-11 de ACHE . . . 95-96
Javier Manterola Premio Internacional 2006 de IABSE . . . 97-97
Nombramiento . . . 97-97

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

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)

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

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

ANEFHOP
Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID

ASOC. NACIONAL PREF. Y DERIVADOS CEMENTO (ANDECE)
Paseo de la Castellana, 226 - Entreplanta A
28046 MADRID

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

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

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

CEDEX (Laboratorio Central)
Alfonso XII, 3. 28014 Madrid

COLEGIO DE INGENEROS DE CAMINOS
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. Tenerife, 4-6 - Edificio Agua, 1ª planta
28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)

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

ESTEYCO, S.A.
Menéndez Pidal, 17
28036 MADRID

EPTISA CINSA INGENIERÍA Y CALIDAD, S.A.
Avda. Iparraguirre, 82
48940 LEOIA (vizcaya)

EUROCONSULT
Avda. de lo Cortao, 17 - Zona Industrial Sur
28700 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (Madrid)

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

Grupo Mecánica Estructural S.L
C/ Amílcar González Díaz, 18
Arafo (SANTA CRUZ DE TENERIFE)

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

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

IECA
José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
Serrano Galvache, s/n
28033 MADRID

INSTITUTO PARA LA PROMOCIÓN DE ARMADURAS CERTIFICADAS (IPAC)
Orense, 58 - 10º D
28020 MADRID

INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCIÓN
Avda. de Elche, 164
03008 ALICANTE

INTEINCO
Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID

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

PRAINSA
Madrazo, 86.- Entlo. 1ª
08021 BARCELONA

S.G.S. TECNOS, S.A.
C/ Trespaderne, 29.
28042 Madrid

ZUBIA INGENIEROS
República Argentina, 22 - 2.º , Oficina 7
36201 VIGO (Pontevedra)

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

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:

armatek SISTEMA CONSTRUCTIVO
ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.
AEFACER
acesa abertis
BBR PTE BBR Pretensados y Técnicas Especiales, S.L.
VSL
CTT STRONGHOLD
GRUP CIMENTS MOLINS
Colegio Ingenieros Técnicos Obras Públicas
COL·LEGI D'APARELLADORS I ARQUITECTES TÈCNICS DE GIRONA
Col·legi d'Arquitectes de Catalunya
Gobierno de La Rioja Vivienda, Obras Públicas y Transportes
DRACE
DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL DSI
EMESA TREFILERÍA
Eptisa GRUPO EP
ferrovial AGROMAN
FORMIGONS GIRONA, S.A.
freyssinet
Fundación Agustín de Bertancourt
G.O.C.
GRACE Construction Products
Grupo Prainsa
idom
JULIÁN ARUMÍ, S.L. PREFABRICADOS DE HORMIGÓN
mecanoGumba
MK4
OHL
PACADAR
PERI ENCOFRADOS ANDAMIOS
prefabricados CASTELO
prevalesa PREFABRICADOS DE HORMIGÓN
PROES
Sett Sociedad de estudios del territorio e ingeniería S.A.
Siegrist y Moreno S.L.
SR structuralresearch
tecpresa
Tierra Armada
TORROJA INGENIERÍA
TYCSA PSC
TZ ingeniería

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

PROYECTAMOS FUTURO
APORTAMOS SOLUCIONES

eipsa

estudio de ingeniería y proyectos

C/ Mesena 69 Madrid 28033 Tlf: 91 302 06 72 http://www.eipsa.net

Certificado ISO 9001 por

BVQi

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara («Arcos de Alconétar»)

Bridge over the river Tagus at Alcántara Reservoir («Arcos de Alconétar»)

José Antonio Llombart Jaques
Ingeniero de Caminos

Jordi Revoltós Fort
Ingeniero de Caminos

Sergio Couto Wörner
Ingeniero de Caminos

Estudio de Ingeniería y Proyectos, EIPSA

RESUMEN

El puente sobre el río Tajo, en el Embalse de Alcántara, denominado "Arcos de Alconétar", pertenece a la Autovía de la Plata. Está constituido por dos estructuras gemelas de 400 m de longitud, cuyo vano principal es un arco metálico de tablero superior, de 220 m de luz.

El sistema constructivo desarrollado se ha caracterizado por su rapidez y singularidad, basado en la construcción de piezas de grandes dimensiones fuera de su emplazamiento definitivo, su manipulación y montaje mediante el empleo de elementos auxiliares especiales.

Entre las fases de construcción cabe destacar, por su espectacularidad, el montaje de dos semiarcos en posición vertical y posterior abatimiento hasta su cierre en clave. Hasta el momento se trata del arco de mayor luz construido en el mundo con este procedimiento.

El presente artículo describe las características más importantes de la estructura y las peculiaridades del proceso constructivo.

1. INTRODUCCIÓN. DESCRIPCIÓN GENERAL

La Autovía de La Plata (A-66), en su tramo Cañaveral-Hinojal recientemente inaugurado, cruza el Embalse de Alcántara mediante dos estructuras gemelas, cada una de las cuales está constituida por un arco metálico de tablero superior con una luz de 220 metros y 42,50 m de flecha (Figura 1). Cada uno de los arcos está formado por dos piezas longitudinales con sección cajón, arriostradas entre sí.

El tablero se apoya en un conjunto de pilares, dispuestos de forma que se mantiene un ritmo uniforme en el conjunto de la obra. La luz de los vanos, de 26 metros, es idéntica tanto en los tramos de acceso con pilares de hormigón, como en el tramo principal, con pilares metálicos apoyados rígidamente sobre el arco (Figura 2).

Las formas de las pilas son sencillas, claras y congruentes con los demás elementos estructurales (piezas principales del arco, arriostramientos y tablero), con objeto de crear una unidad arquitectónica que combina e integra el hormigón armado con el acero estructural.

El tablero está formado por un tramo continuo de estructura mixta acero-hormigón, simplemente apoyada sobre los pilares metálicos que descansan sobre el arco y las pilas de hormigón armado pertenecientes a los tramos de acceso.

El acero que constituye la totalidad de

EXTRACT

Called "Arcos de Alconétar", the bridge over the river Tagus at Alcántara Reservoir is part of La Plata dual carriageway. Formed by two twin 400 m long structures, its 220 m main span is a metal deck arch bridge.

The construction system used was characterised by its speed and uniqueness, based on building large sized parts outside their final siting, their handling and their erecting using special auxiliary resources.

Amongst the construction phases involved, lifting the two semi-arches into a vertical position and subsequently swivel lowering them for their crown closure is worthy of particular mention for its spectacular nature. This is the arch with the longest span built with this procedure in the world up to now.

This article describes the structure's major features and the peculiarities involved in the construction process.

1. INTRODUCTION. GENERAL DESCRIPTION

The recently opened Cañaveral-Hinojal stretch of La Plata dual carriageway (A-66) crosses Alcántara

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 1. Vista general.
Figure 1. General view.

reservoir over twin structures, each of which is formed by a metal deck arch bridge with a 220 m span and 42,5 m rise (Figure 1). Each of the arches is formed by two longitudinal, box sectioned parts braced to each other.

The deck is supported on a set of pillars spaced in an even fashion so that the uniform distance between them is kept to over the whole of the construction thus providing a pleasing-to-the-eye overall appearance. The length of the spans, 26 metres, is the same both in the approach stretches with concrete pillars and in the main stretch, with rigidly arch supported metal pillars (Figure 2).

The shapes of the piers are simple, clear and congruent with the remaining structural elements (main parts of the arch, bracing and deck), with the purpose of creating an architectural unit

la estructura metálica (arcos, vigas del tablero y pilares sobre arcos) es del tipo CORTEN, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.

2. PROYECTO. PLANTEAMIENTO GENERAL

La consideración conjunta de la morfología del valle del río Tajo por donde

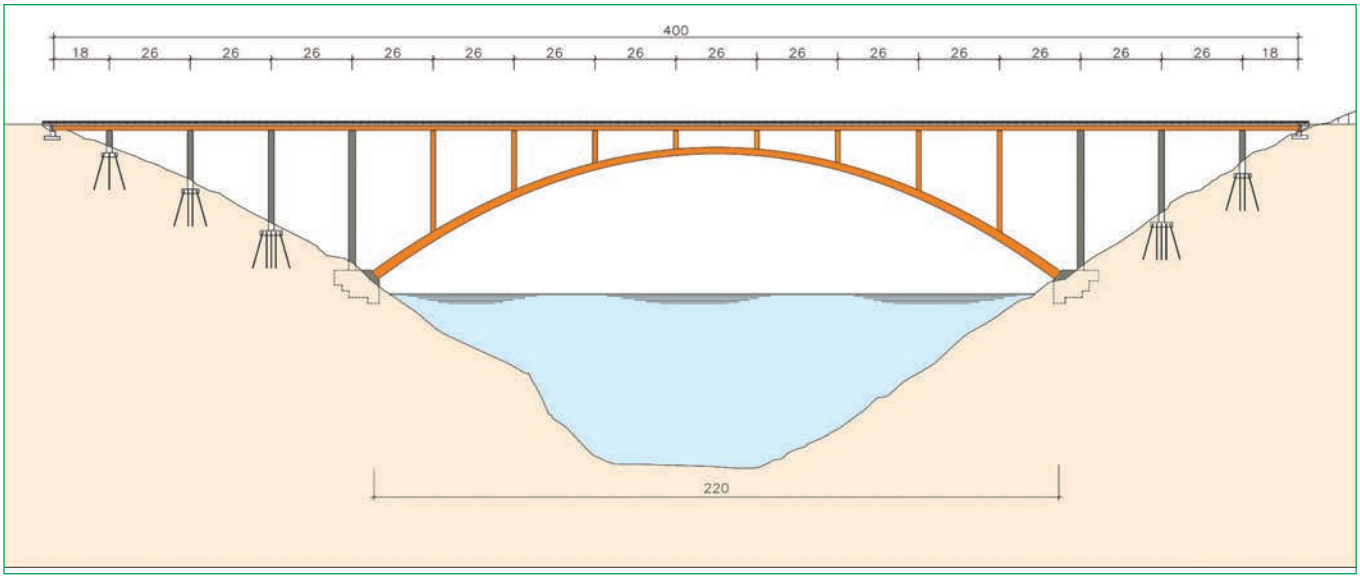


Figura 2. Alzado. Dimensiones generales.
Figure 2. Elevation. General dimensions.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

cruza la Autovía y la gran anchura del Embalse en la situación de máximo nivel determinó la conveniencia de adoptar una tipología estructural mediante un arco de tablero superior de 220 metros de luz. La solución adoptada se consideró idónea para este caso, debido a las favorables condiciones de apoyo de los estribos del arco sobre las laderas, así como por las formas fundamentales adoptadas, capaces de ofrecer un aspecto favorable para su integración en el entorno natural.

Tras el inicio de la obra del tramo Cañaveral-Hinojal de la Autovía de la Plata se suscitó la necesidad de acortar su plazo de ejecución previsto para conseguir la continuidad entre varios tramos adyacentes ya ejecutados con anterioridad. Resultaba especialmente crítica la construcción del puente destinado al cruce sobre el Embalse, por constituir un punto singular de paso obligado. Dadas las características de la estructura y su magnitud, el empleo de cualquier procedimiento clásico de construcción de puentes de arco de gran luz hubiese requerido un considerable espacio de tiempo, incompatible con una solución satisfactoria del problema planteado.

Tras el análisis de la situación, el Constructor tomó la iniciativa de promover el desarrollo de un sistema constructivo no convencional, encaminado a reducir el tiempo necesario para la ejecución de la obra.

La idea general básica consistió en montar la mayor parte de la estructura en tierra firme, para situarla posteriormente en su posición definitiva utilizando procedimientos y medios especiales. Este concepto ofrecía no solamente grandes posibilidades de una rápida ejecución, sino también las ventajas derivadas de la garantía de un control de calidad en condiciones favorables de accesibilidad. La constitución de grandes piezas en tierra firme, su manipulación con medios potentes y la reducción a un mínimo de las operaciones de montaje en el aire ofrecía una expectativa favorable acerca del tiempo necesario para la culminación de la obra.

Los conceptos antedichos motivaron la propuesta del montaje de un semiarco completo en posición vertical en cada una de las dos márgenes del Embalse para abatirlo posteriormente, girándolo sobre su base y proceder a continuación al cierre en clave en una sola operación.

Existen actualmente escasos precedentes de grandes puentes construidos mediante abatimiento de semiarcos. Hasta el momento, el mayor de ellos es el de Argentobel, en Alemania (1), con un arco de hormigón de 143 metros de luz. En cuanto a la magnitud, le sigue el puente Kobaru Keikoku, en Japón (2), con un arco de 135 metros. Cabe destacar, también en Japón, el puente Shimotabaru (3), en que se ha construido por abatimiento un arco metálico de 125 metros de luz, utilizado como autocimbra, quedando posteriormente envuelto por un arco de hormigón.

El desarrollo del proyecto de un arco de 220 metros de luz a construir por abatimiento representaba, por tanto, un importante reto habida cuenta de su magnitud, que sobrepasaba ampliamente la de los mayores puentes existentes en que se había utilizado tal procedimiento.

Se abordó la propuesta, sin ánimo de establecer un "record", persiguiendo únicamente la idea de resolver un problema real mediante la aplicación de una solución técnicamente posible, considerada como la más adecuada para construir con la máxima rapidez y seguridad un puente sobre un Embalse, donde la magnitud de la luz estaba determinada previamente por la anchura del cauce existente.

El proyecto se llevó a cabo integrando el diseño estructural del conjunto con el estudio del proceso constructivo y el desarrollo de una serie de detalles especiales, algunos de los cuales considerados de mayor interés, se describen más adelante.

3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE CONSTITUYEN EL PUENTE

3.1. Tablero

El tablero de cada una de las estructuras gemelas está constituido por un tramo continuo de estructura mixta acero-hormigón y tiene una longitud de 400 m. La parte metálica del tablero está formada por dos vigas de 1,60 m de canto con sección en cajón, conectadas superiormente a la losa superior de hormigón, de 13,50 m de ancho, cuyo espesor varía de 0,25 a 0,365 m. No existen

combining and integrating reinforced concrete with structural steel.

The deck is formed by a continuous, composite steel-concrete structure simply supported on metal pillars resting on the arch and the reinforced concrete piers belonging to the approach stretches.

The steel making up the whole of the metal structure (arches, deck beams and pillars on arches) is the Cor-Ten (weathering) type with improved atmospheric corrosion resistance.

2. PROJECT. GENERAL APPROACH

In considering the morphology of the river Tagus valley which the Dual Carriageway crosses, together with the great width of the Reservoir at its maximum level situation, it was deemed advisable to adopt a 220 metre span deck arch bridge structure. This solution was considered to be ideal for this case in particular, due to the favourable arch abutment support conditions on the hillsides, and also because of the fundamental shapes adopted, the appearance of which blends well with the natural environment.

After commencing work on the Cañaveral – Hinojal stretch of La Plata dual carriageway, it then became necessary to shorten the construction term planned in order to achieve continuity between several adjacent stretches already built beforehand. Building the bridge crossing the Reservoir proved particularly critical as it was a singular, compulsory crossing point. In view of the structure's characteristics and its size, any traditional large span arch bridge building procedure would have called for a considerable length of time which was incompatible with a satisfactory solution to the problem raised.

After analysing the situation, the Contractor took the initiative in promoting the development of an unconventional construction system, directed towards cutting down the time required for performing the work.

The general basic idea consisted in assembling most of the structure on land to then subsequently locate it in its final position using special procedures and resources. This concept not only offered great rapid performance possibil-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

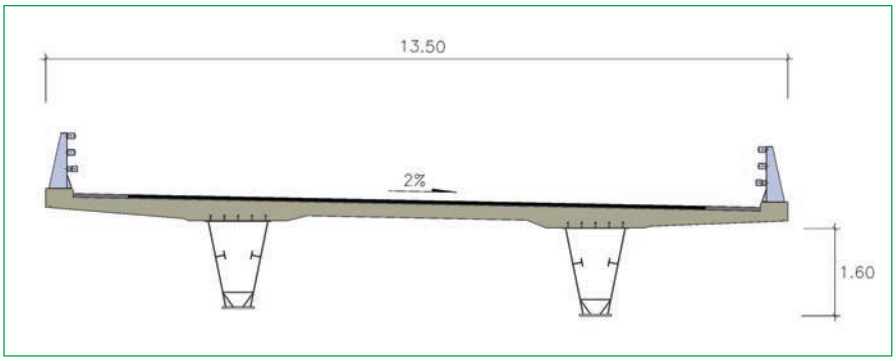


Figura 3. Tablero. Sección.
Figure 3. Deck. Section.

ities but also advantages deriving from a quality control guarantee under favourable accessibility conditions. Building large parts on land and handling them with powerful equipment whilst reducing overhead assembly operations to a minimum led to great expectations as to the time involved in culminating the work.

The foregoing concepts led to proposing the assembly of a complete semi-arch in a vertical position on each bank of the Reservoir to then lower it down whilst turning it on its base and then crown closing in a single operation.

There are currently few precedents of large bridges built by the swivel lowering of semi-arches. Up to the present time, the largest is the Argentobel (1), in Germany, with a 143 metre span concrete arch. As far as size goes, it is followed by the Kobaru Keikoku bridge (2) in Japan with a 135 metre arch. The Shimotabaru bridge (3) also in Japan is worthy of mention. This bridge was built by swivel lowering a 125 metre span metal arch, used as a scaffolding truss which was then enveloped by a concrete arch.

Drawing up the design of a 200 metre span arch to be built by swivel lowering therefore represented a major challenge bearing in mind its size which far exceeded that of most bridges where this procedure had been used.

The proposal was approached with no mind to set any records, just pursuing the idea of solving an actual problem by applying a technically possible solution considered as the most suitable for building a bridge over a Reservoir with maximum speed and safety, where the size of its span was previously determined by the width of bed existing.

Figura 4. Tablero. Vista por la parte inferior.
Figure 4. Deck. Underneath view.

riostras de unión entre las vigas metálicas, salvo en la zona situada sobre las pilas de los arranques del arco (Figura 3).

El conjunto formado por las vigas metálicas, con sección cerrada, combinadas con la losa de tablero y la ausencia de diafragmas transversales, ofrece un agradable aspecto caracterizado por la limpieza de líneas, que puede apreciarse en la fotografía de la Figura 4.

El esquema de tipo bijácena adoptado se deriva no sólo de las condiciones de servicio propias de un puente de carretera y de los criterios de tipo estético, sino también de la consideración de situaciones relativas al proceso constructivo:

Una vez constituido el tablero y situado sobre las pilas de los tramos de acceso se precisaba llevar a cabo una maniobra especial para el montaje del arco, consistente en el paso de una grúa de gran tonelaje sobre orugas, circulando sobre el tablero con la carga suspendida de la pluma. La suma del peso propio previsto de la grúa, más la carga soportada ascendía a 4500 kN. La posición de las vigas metálicas se estableció de acuerdo con el camino de rodadura de la grúa sobre la losa de tablero y las características de la sección cerrada en forma de cajón con las almas inclinadas, respondían a las exigencias estructurales derivadas de la acción de las orugas sobre el tablero (Figura 5).

El estado tensional del acero de las vigas durante el paso de la grúa sobre el tablero, desprovisto de la capa de rodadura, resultó ser similar al calculado con las acciones previstas propias del puente en servicio, sumando el pavimento y las sobrecargas de tráfico.

En las Figuras 24, 25 y 26 del capítulo dedicado al proceso constructivo se muestran imágenes de la grúa de orugas sobre el tablero.

En la parte interior de las viga-cajón, sobre la chapa de fondo, se dispusieron unas chapas transversales en toda la longitud del tablero, destinadas a limitar las tensiones determinadas por la flexión local debidas a la acción de los apoyos durante el proceso de lanzamiento del tablero (Figura 6). Al mismo tiempo, proporcionan un alto grado de seguridad frente a la inestabilidad de las almas debida a la acción de cargas con-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

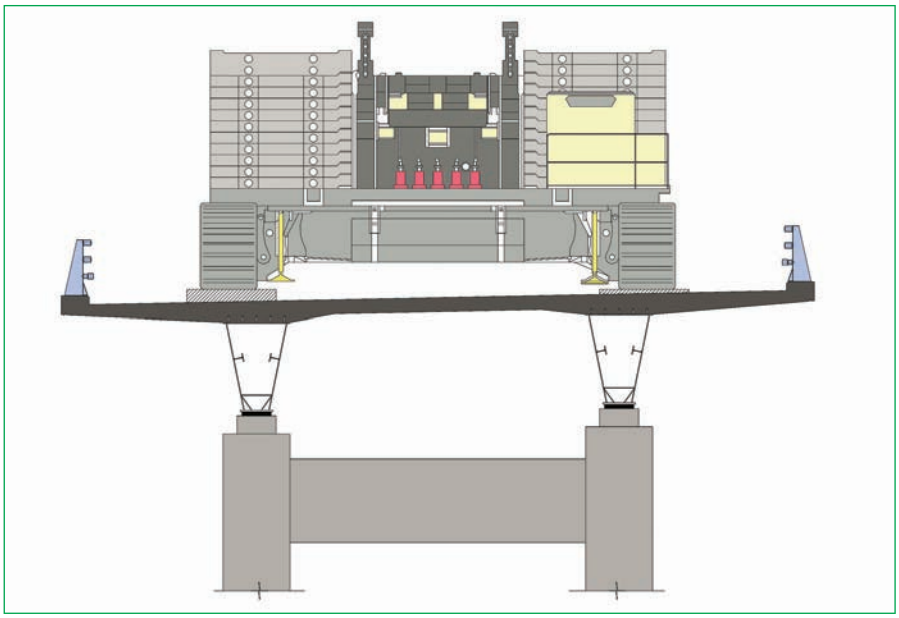


Figura 5. Grúa sobre tablero. Sección.
Figure 5. Crane on deck. Section.

centradas, conocida como "patch-loading".

3.2. Arco

El arco de cada una de las dos estructuras gemelas que cruzan el Embalse está formado por dos piezas paralelas con sección cerrada en cajón, arriostradas entre sí mediante una sucesión de módulos formados también por piezas cerradas con sección en cajón, con disposición en "X" (Figura 7) . Las pilas están vinculadas al arco mediante una unión rígida (Figura 8). Los arcos están empotrados en arranques y el perfil varía de 3,20 m en la base hasta 2,20 m en la clave (Figura 9).

Se ha cuidado especialmente el detalle de unión de los arriostramientos con el arco, habiéndose evitado la disposición de cartelas metálicas vistas en el

Figura 6. Tablero. Vigas – cajón metálicas. Rigidización en la parte inferior, apropiada para la situación de apoyo durante el empuje del tablero
Figure 6. Deck. Metal box - beams.
Stiffening at bottom suited to the support situation during deck pushing

The project was undertaken by integrating the overall structural design with the study of the construction process and the development of a number of special details, some of which are described later as they are deemed to be of major interest.

3. STRUCTURAL ELEMENTS FORMING THE BRIDGE

3.1. Deck

The deck of each of the twin structures is formed by continuous composite steel-concrete structure and is 400 m long. The deck's metal part is formed by two 1.60 m deep, box sectioned beams, connected at the top to the upper 13.50 m wide concrete slab varying in thickness from 0.3 to 0.8 m. There are no joining braces between the metal beams, except in the area on the arch springing piers (Figure 3).

Combined with the deck slab and in the absence of transversal diaphragms, the unit formed by the metal beams with a closed cross section, gives a pleasant appearance characterised by its clean lines, as the photograph in Figure 4 shows.

The twin girder type scheme adopted derives not only from the service conditions of a road bridge themselves and from aesthetic type criteria but also from considering construction process related considerations:

Once the deck had been built and positioned on the piers of the approach stretches, a special operation for assembling the arch had to be undertaken, consisting in a large tonnage crawler type crane travelling over the deck with the load hanging from the jib. The sum of the crane's own weight as calculated plus the hanging load came to 400 kN. The position of the metal beams was established in accordance with the crane's wide lane on the deck's slab, whilst the characteristics of the closed, box shaped cross section with the sloping webs responded to the structural requirements deriving from the crawlers action on the deck (Figure 5).

Whilst the crane was travelling over the deck, freed of the rolling skin, the beam steel's stress status proved to be

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 7. Esquema del conjunto formado por arco, pilas metálicas y tablero.
Figure 7. Diagram of the whole unit formed by arch, metal piers and deck.

similar to that calculated with the forces envisaged, typical of the bridge in service, adding on the pavement and traffic live loads.

The crawler crane on the deck is pictured in figures 23, 24 and 25 of the chapter devoted to the construction process.

Cross plates over the whole length of the deck were fitted on the inside of the box beam on the bottom plate, whose purpose was to limit the tensions produced by local bending due to the action of the supports during the deck launching process (Figure 6). At the same time, they give a high degree of safety against instability of the webs due to the action of concentrated loads, known as "patch-loading".

3.2. Arch

The arch of each of the twin structures crossing the Reservoir is formed by two parallel parts with a closed box section braced to each other by means of a succession of modules also formed by closed box section parts in a "X" arrangement (Figure 7). The piers are linked to the arch by a rigid joint (Figure 8). The arches are embedded in-

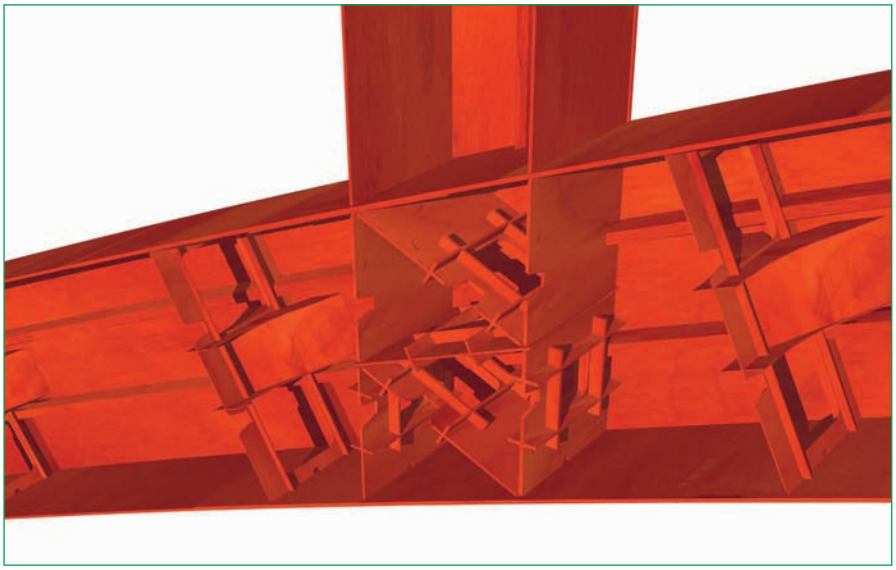


Figura 8. Interior de la pieza de arco con sección en cajón.
Detalle de unión rígida pila metálica – arco.
Figure 8. Inside of arch part with box section.
Detail of rigid metal pier-arch connection.

exterior, con el fin de proporcionar un aspecto limpio y destacar únicamente las líneas fundamentales de las piezas principales.

El diseño de los mamparos y elementos de rigidización del arco se ha realizado de forma que sea posible visitarlo en el interior y recorrerlo en todo su desarrollo, durante las futuras operaciones de mantenimiento. Para ello se han dispuesto 4 orificios de acceso en cada una de las piezas principales en forma de viga-cajón.

Cada arco se apoya en sus extremos en un macizo de hormigón armado de 11 metros de anchura, 14 metros de longitud y 10 metros de altura máxima. En los arranques, cada una de las dos piezas que forman el arco metálico está vinculada rígidamente a los macizos de cimentación, mediante una unión pretensada formada por 28 barras de 50 mm de diámetro y 1820 kN de carga unitaria de rotura (Figura 10).

3.3. Tramos de acceso. Pilas

En las laderas contiguas al embalse, el tablero está soportado por pilas de hormigón, constituidas por dos fustes de sección rectangular unidos por un dintel en su coronación (Figura 11).

Las pilas más altas, situadas en la proximidad del embalse, tienen una altura de 48 metros. En su parte superior disponen de un sistema destinado a coaccionar transversalmente al tablero, constituyéndose un apoyo frente a la acción del viento lateral y al mismo tiempo permitiendo el libre desplazamiento del tablero en dirección longitudinal (Figura 12). Este elemento dispuesto proporciona una gran rigidez transversal al conjunto de la estructura, de tal forma que la acción del viento sobre el arco es transmitida al tablero, de 13,50 m de ancho, que actúa como una gran viga horizontal. La transmisión del esfuerzo transversal a la coronación de la pila se realiza a través de unos diafragmas de unión entre las vigas metálicas, cuya posición coincide con el eje de las citadas pilas.

La cimentación de las pilas se realiza mediante micropilotes, que además de transmitir las cargas verticales al terreno contribuyen a mejorar la estabilidad de las laderas formadas por pizarras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

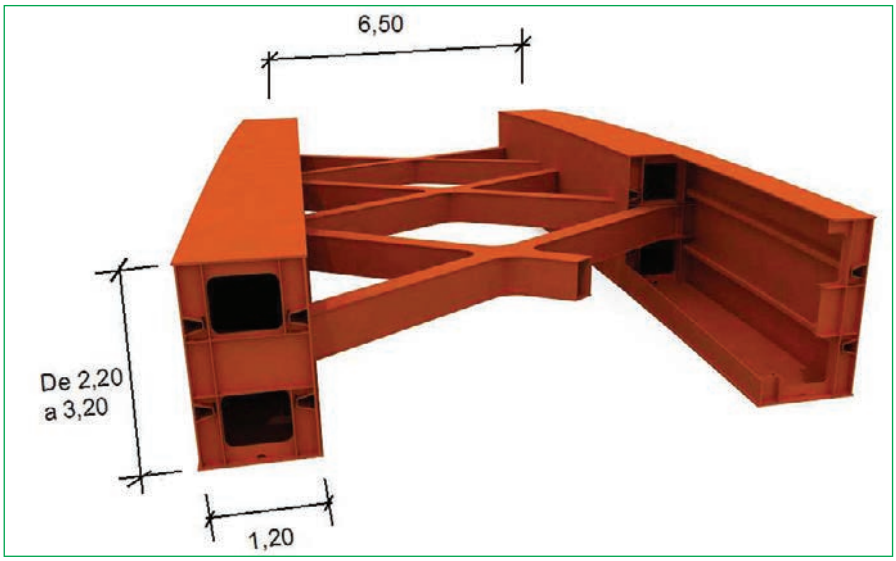


Figura 9. Arco. Esquema.
Figure 9. Arch. Diagram.

Figura 10. Empotramiento del arco.
Figure 10. Arch fixing.

Figura 11. Tramo de acceso.
Figure 11. Approach stretch.

to springings and the profile varies from 3.0 m at the base to 2.0 m at the crown (Figure 9).

Special care has been taken with the detail of the braces joining with the arch and metal brackets visible from the outside were avoided with the aim of giving a clean appearance and only stressing the fundamental lines of the main parts.

The arch's inner diaphragms and stiffening elements were designed so it can be man visited inside and travelled around its whole length during future maintenance operations. This is the reason for the 4 access orifices provided in each of the main parts in a box-beam shape.

Each arch is supported at its ends on an 11 metre wide, 14 metre long and 10 metre maximum height reinforced concrete block. Each of the two parts forming the metal arch is rigidly linked at the springings to the foundation blocks by a prestressed joint formed by twenty eight 50 mm diameter, 1820 kN unit ultimate strength bars (Figure 10).

3.3. Approach stretches. Piers

The deck is supported by concrete piers made up of rectangular sectioned shafts joined by a lintel beam at their crown, on the hillsides next to the reservoir (Figure 11).

Located in the proximity of the reservoir, the highest piers rise to 48 metres. They have a system at the top for transversally constraining the deck, becoming a support against lateral wind forces whilst at the same time allowing the deck to freely move in a longitudinal direction (Figure 12). This element gives high transversal rigidity to the overall structure in such a way that wind force on the arch is transmitted to the 13.50 m wide deck which acts as a large horizontal beam. The force transversal to the pier's crown is transmitted through connection diaphragms between the metal beams, the position of which coincides with the centre line of the aforementioned piers.

The piers' foundations are formed with micropiles which, apart from transmitting vertical loads to the ground, contribute towards improving the stability of the shale hillsides.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

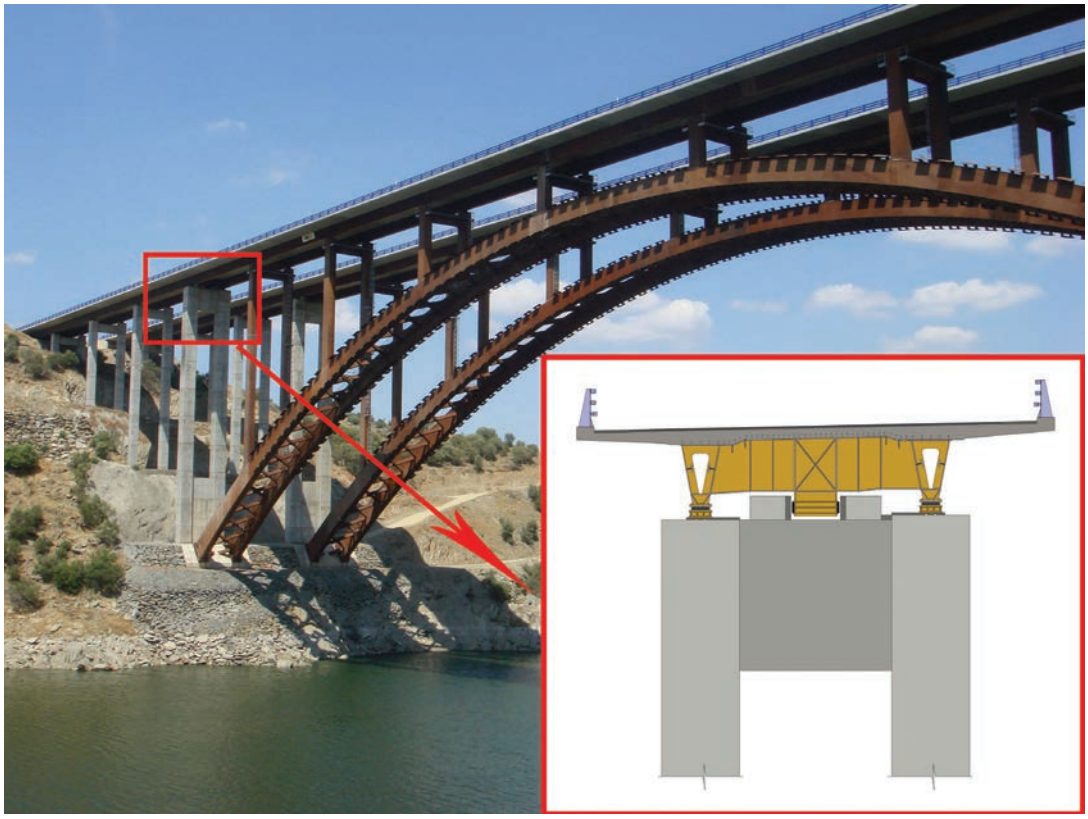


Figura 12. Diafragma para fijación transversal del tablero a la pila de arranque del arco
Figure 12. Diaphragm for transversal fixing deck to arch springing pier.

The arch springings are formed by large blocks of rock embedded concrete. The abutments rest on direct foundations and are fitted with anchorages able to support the forces deriving from the arch construction process.

The support devices of the area located on the arch are conventional, hooped neoprene plates arranged on the metal pillars. The supports in the arch approach stretches slide in a longitudinal direction with elastic transversal constraint.

4. STRUCTURAL CHARACTERISTICS. ASPECTS DERIVING FROM CALCULATION RESULTS

Developing the structure's design, integrated with the construction process, called for intense engineering work in which both the special detail design and the calculation process used, which comprised verifying the in-service bridge and checking the different construction process phases, taking into account the typical peculiarities of an evolutionary structure in the assembly process, played a major role.

The structural analysis was undertaken using a 3D calculation model of the complete bridge. Identical criteria were used in analysing each of the different construction phases, and partial models of the structure in the actual situation being found at all times were built.

The Viaduct's structure was analysed in a Limit Service State in a linear regime as per the directives laid down by the current Standards and Recommendations in force (IAP, RPX, RPM, EHE and Eurocodes). All sections of the arch and deck were checked in the Ultimate Limit State as per the criteria of elastoplasticity defined by RPX and RPM recommendations.

Non linear analyses of the structure were also carried out, the results of which do not noticeably differ in relation to those worked out in the linear calculation.

The arch enjoys a high degree of safety against instability. The buckling load is 5 times that worked out for the Limit Service State. An additional safety check to buckling was also made taking into account equivalent geometric imperfections and it was seen that their influence is irrelevant.

Los arranques del arco están formados por unos grandes macizos de hormigón empotrados en la roca. Los estribos tienen cimentación directa y están provistos de unos anclajes capacitados para soportar los esfuerzos derivados del proceso constructivo del arco.

Los aparatos de apoyo de la zona situada sobre el arco son placas convencionales de neopreno zunchado dispuestas sobre los pilares metálicos. En los tramos de acceso al arco, los apoyos son deslizantes en sentido longitudinal con coacción elástica transversal.

4. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES. ASPECTOS DERIVADOS DE LOS RESULTADOS DEL CÁLCULO

El desarrollo del proyecto de la estructura, integrado con el proceso constructivo, ha precisado una intensa labor de ingeniería en la que ha tenido un lugar importante, tanto el diseño de detalles especiales, como el proceso de cálculo seguido que ha comprendido la verificación del puente en servicio y la comprobación de las distintas fases del proceso constructivo, teniendo en cuenta las pe-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

culiaridades propias de una estructura evolutiva en proceso de montaje.

El análisis estructural se ha realizado mediante un modelo de cálculo en 3D del puente completo. En el análisis de cada una de las distintas fases de construcción se han seguido idénticos criterios, constituyendo modelos parciales de la estructura en la situación real que se ha ido encontrando en cada momento.

La estructura del Viaducto se ha analizado en Estado Límite de Servicio en régimen lineal de acuerdo con las directrices establecidas por las Normas y Recomendaciones vigentes (IAP, RPX, RPM, EHE y Eurocódigos). Todas las secciones del arco y tablero se han comprobado en Estado Límite Último según los criterios de elastoplasticidad definidos por las Recomendaciones RPX y RPM.

Se han realizado también análisis no lineales de la estructura, cuyos resultados no difieren de forma sensible de los deducidos del cálculo lineal.

Metal sections and plate thicknesses were sized using an optimisation criterion, laying down the condition consisting in making the tension level of all points analysed equal to the maximum possible as well as providing a similar degree of ultimate safety strength.

The remaining structure elements (composite deck, metal piers, concrete piers, abutments, arch springings, diaphragms, stiffeners, etc.) were checked with the usual structural calculation

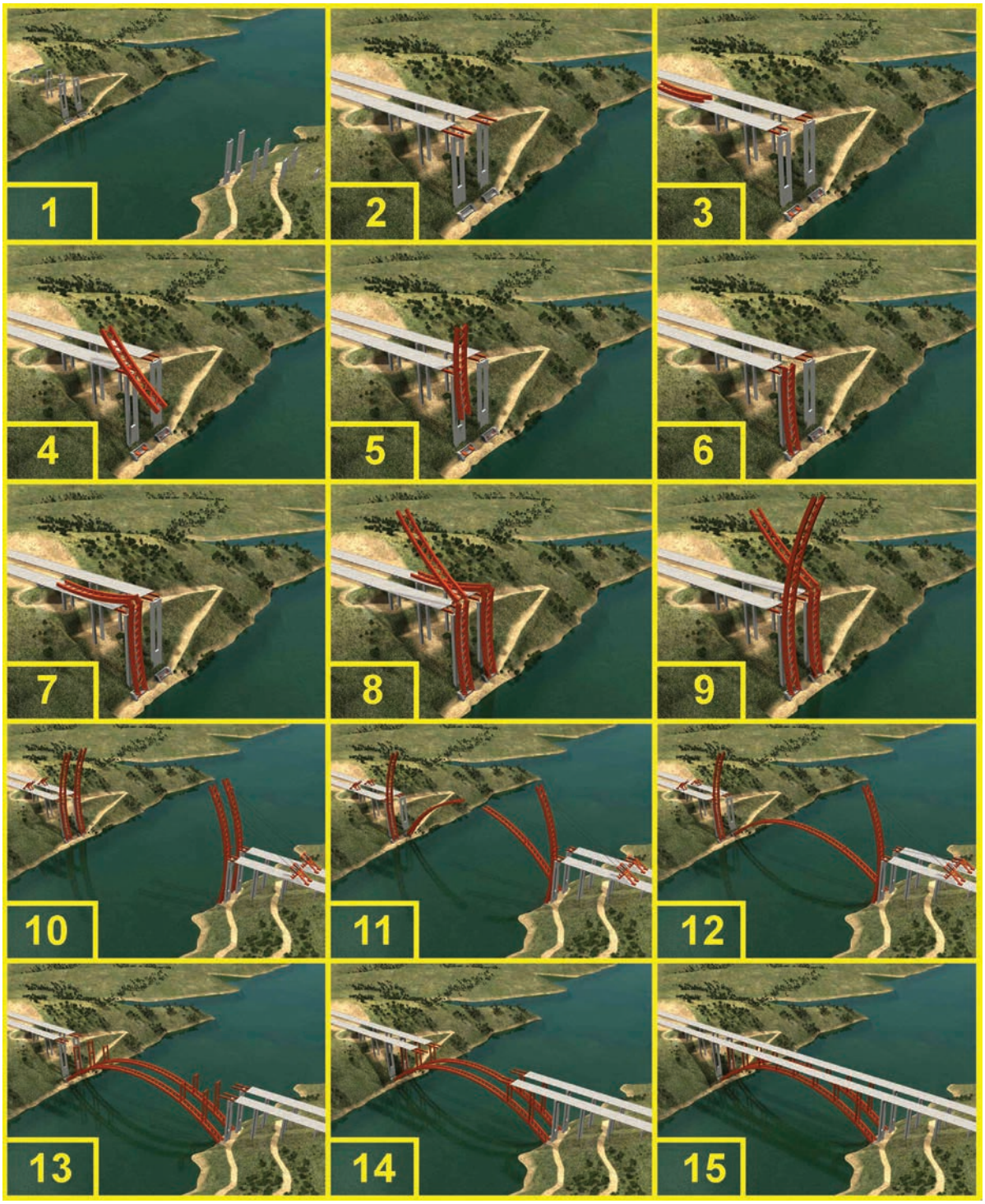


Figura 13. Fases del proceso constructivo.
Figure 13. Construction process phases.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 14. Construcción de macizos de arranque de arcos, pilas de hormigón y estribos.
Figure 14. Construction of springing blocks of arches, concrete piers and abutments.

methods with no particular aspects arising worthy of mention.

5. GENERAL DESCRIPTION OF THE CONSTRUCTION PHASES

Figure 13 schematically shows the main phases of the construction process, as described below:

1. Construction of the infrastructure: Foundations, piers, abutments and arch springing blocks.

2. On-land construction of complete decks. Pushing until reaching piers close to the reservoir.

3. Dismantling the front 13 m of the metal beams. Fitting the first quarter arch on the deck and moving to the front.

4. Tilting the first quarter arch

5. Descending in vertical position.

6. Assembly of bottom end to the arch support part.

7. Mounting the second quarter arch on the deck and joining to the first in an area fitted with a hinge.

8. Tilting the second quarter an arch

9. End of tilting until the semi-arch is in the vertical position

10. Semi-arches in vertical position

11. Semi-arch lowering

12. Crown closure

13. Placing metal piers on arch

14. Several phases involving deck pushing and pier placing on arch

15. Finishing off work

Some of the most significant details and peculiarities of the construction system undertaken are described below with illustrations of actual pictures of the work:

5.1. Infrastructure. Piers and abutments (Figure 14)

The pier foundations of the approach stretches were built with micropiles. Due to the shale, supplementary consolidation work had to be undertaken on one of the hillsides to excavate cappings, using anchorings and passive bolts.

5.2. On-land building of the complete deck

Once the infrastructure had been built, the whole of the deck was assembled on dry land in the preparation yard behind the abutments where small foundation blocks had been previously built provided on their top with suitable support devices to allow for pushing in a later phase.

Half of each deck was built behind each abutment to be later moved to its final position with the pushing method. Once the 2 continuous, V-shaped Cor-Ten steel beams were mounted, the top

Existe un alto grado de seguridad del arco frente a la inestabilidad. La carga de pandeo tiene un valor equivalente a 5 veces la deducida para el Estado Límite de Servicio. Se ha realizado también una verificación adicional de la seguridad frente al pandeo teniendo en cuenta imperfecciones geométricas equivalentes, habiéndose comprobado que su influencia es irrelevante.

El dimensionamiento de secciones metálicas y espesores de chapa se ha realizado siguiendo un criterio de optimización, estableciendo una condición consistente en igualar al máximo posible el nivel tensional de todos los puntos analizados, así como un grado de seguridad a la rotura similar.

El resto de los elementos de la estructura (tablero mixto, pilas metálicas, pilas de hormigón, estribos, arranques del arco, diafragmas, rigidizadores, etc.) se han verificado con los métodos habituales del cálculo estructural, sin que existan aspectos especiales dignos de mención.

5. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS FASES DE CONSTRUCCIÓN

En la Figura 13 se representan esquemáticamente las principales fases del proceso constructivo, que corresponden a la siguiente descripción:

1. Construcción de la infraestructura: Cimentaciones, pilas, estribos y macizos de arranque de arcos.

2. Construcción de tableros completos en tierra firme. Empuje hasta alcanzar pilas cercanas al embalse.

3. Desmontaje de los 13 m frontales de las vigas metálicas. Montaje del primer cuarto de arco sobre el tablero y desplazamiento hasta la parte frontal.

4. Basculamiento del primer cuarto de arco.

5. Descenso en posición vertical.

6. Ensamblaje del extremo inferior con la pieza de soporte del arco.

7. Montaje del segundo cuarto de arco sobre el tablero y unión con el primero en una zona provista de rótula.

8. Basculamiento del segundo cuarto de arco

9. Fin del basculamiento hasta completar la posición vertical del semiarco

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

10. Semiarcos en posición vertical

11. Abatimiento de semiarcos

12. Cierre en clave

13. Colocación de pilas metálicas sobre el arco

14. Fases varias de empuje de tablero y colocación de pilas sobre el arco.

15. Trabajos de finalización

A continuación se describen, con ilustraciones mediante imágenes reales de la obra, algunos de los detalles y peculiaridades más significativas del sistema constructivo desarrollado:

Figura 15. Construcción de tableros en tierra firme.
En primer plano, construcción de losa superior, de uno de los tableros.
Al fondo un tablero totalmente construido, incluida barrera de seguridad. Sobre el tablero, pieza correspondiente al primer cuarto de arco.
Figure 15. On land deck construction.
In the foreground, one of the decks' top slab construction. In the background, a completely built deck, including safety barrier.
On the deck, part of the first quarter arch.

5.1. Infraestructura. Pilas y estribos (Figura 14)

La cimentación de las pilas de los tramos de acceso se ha realizado con micropilotes. Debido a la existencia de pizarras, en una de las laderas ha sido necesario realizar unos trabajos de consolidación complementarios para llevar a cabo las excavaciones de los encepados, mediante ejecución de anclajes y bulones pasivos.

5.2. Construcción del tablero completo en tierra firme

Una vez ejecutada la infraestructura se procede al montaje de la totalidad del tablero en tierra firme, en la explanada dispuesta detrás de los estribos, donde previamente se han construido unos pequeños macizos de cimentación provistos en su parte superior de unos aparatos de apoyo adecuados para permitir el empuje en una fase posterior.

Detrás de cada estribo se construye la mitad de cada tablero, que posteriormente será desplazado hasta su posición definitiva mediante el método del empuje. Una vez montadas las 2 vigas continuas en forma de V de acero CORTEN, se procede a la construcción de la losa superior sobre un encofrado de 26 metros de longitud cimbrado sobre el terreno, que se desplaza a un ritmo de un módulo completo por semana hasta completar la longitud total del tablero (Figura 15).

La construcción en tierra firme se ha realizado con sencillez y ha permitido asegurar una buena ejecución del tablero en óptimas condiciones de accesibilidad.

slab was built on 26 metres long formwork centred on the ground, which moved at a rate of one complete module per week until completing the deck's total length (Figure 15).

The on-land construction was undertaken with simplicity and enabled the deck to be well made in optimum accessibility conditions.

5.3. Deck pushing until reaching the piers close to the reservoir

Pushing the deck formed by a complete composite structure (steel and concrete in its entirety) is a singular deed forming part of the construction system developed. The possibility of availing of a top concrete platform of the deck from the beginning did not only provide notable advantages to the overall unit by needing a minimum of overhead operations to be carried out in subsequent phases but also enabled the deck itself to be used as an auxiliary work item for moving and handling large parts of the arch structure, mounting machinery and running large tonnage cranes. Special care was taken in monitoring deck slab concrete cracking in areas where states of tensil stress existed during pushing operations.

A transversal beam was used to push each deck at its back (Figure 16), in which cables for transmitting the horizontal thrust force were applied. The operation was carried out by sliding the

Figura 16. Empuje de un tablero. En la parte trasera, viga metálica transversal de empuje.
Figure 16. Pushing a deck. At the back, metal cross pushing beam.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 17. Gato y cable de tracción
Figure 17. Jack and traction cable.

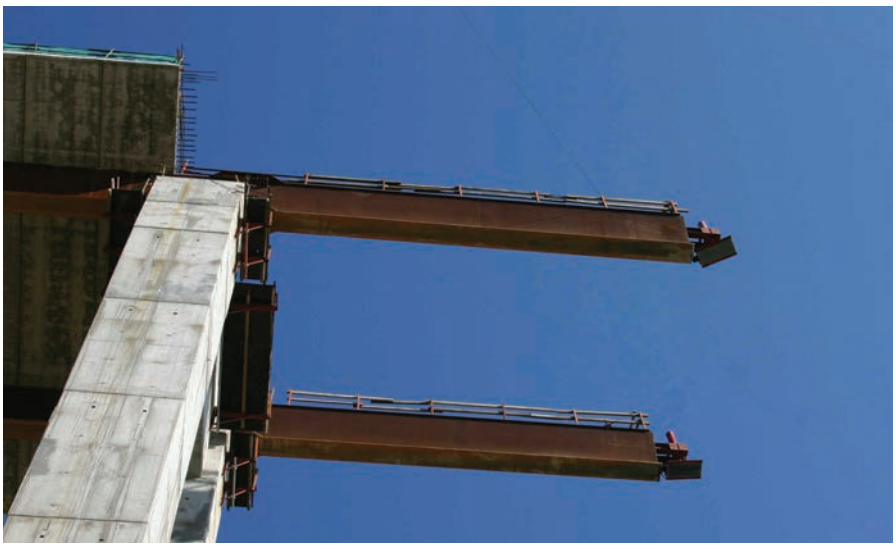


Figura 18. Zona frontal del tablero en fase de empuje.
Figure 18. Deck's front area in the pushing phase.

deck over Teflon supports on the concrete blocks located 15 metres from each other.

The overall deck traction cables were operated at their opposite end by horizontally, concrete block supported hydraulic jacks (Figure 17).

The pushing operation stopped when the deck exceeded the pier closest to the reservoir.

The first 22 metres of top slab were not concreted so as to reduce stresses in the deck in situations where it was cantilevered or overhanging during the advance operation.. This area of metal beams acted in the fashion of a classical "launching nose", with hydraulic jacks having been fitted at the front end with a skid underneath for recovering the deck's elastic deflection before reaching each of the piers (Figure 18).

5.4. Dismantling the front 13 m of the metal beams

Once pushing had stopped, a crane was used to dismantle the front 13 metres of metal beams, joined to the rest of the structure with a bolted connection, with the purpose of not hindering the future arch mounting operations.

5.5. Mounting the first quarter arch on the deck and transport

Each arch was divided into 4 parts about 60 metres long weighing 200

5.3. Empuje de tableros hasta alcanzar las pilas cercanas al embalse

El empuje del tablero formado por una estructura mixta completa (acero y hormigón en su totalidad) constituye un hecho singular que forma parte del sistema constructivo desarrollado. La posibilidad de disponer desde un principio de una plataforma superior de hormigón del tablero, no solamente ha aportado notables ventajas para el conjunto por el hecho de precisar en fases posteriores un mínimo de operaciones a realizar en trabajos de altura, sino que ha permitido utilizar el propio tablero como elemento auxiliar de obra para el traslado y manipulación de grandes piezas de la estructura del arco, montaje de maquinaria y paso de grúas de gran tonelaje. Se ha cuidado especialmente el control de la fisuración del hormigón de la losa de tablero en las zonas en que han existido estados de tracción durante las maniobras de empuje.

Para empujar cada tablero se dispone una viga transversal en su parte trasera (Figura 16), en la que se aplican unos cables destinados a transmitir la fuerza horizontal de empuje. La maniobra se realiza deslizando el tablero sobre apoyos de teflón colocados sobre los macizos de hormigón situados a 15 metros entre sí.

Los cables de tracción del conjunto del tablero están accionados en su extremo opuesto por unos gatos hidráulicos apoyados en unos macizos de hormigón (Figura 17).

La maniobra de empuje se detiene cuando el tablero sobrepasa la pila más próxima al embalse.

Se han dejado sin hormigonar los primeros 22 metros de losa superior, para disminuir los esfuerzos del tablero en las situaciones en que se encuentra en voladizo durante el avance. Esta zona de las vigas metálicas ha actuado a la manera de un clásica "nariz de lanzamiento", habiéndose montado en su extremo frontal unos gatos hidráulicos que tienen un patín en su parte inferior para recuperar la flecha elástica del tablero antes de alcanzar cada una de las pilas (Figura 18).

5.4. Desmontaje de los 13 m frontales de las vigas metálicas

Una vez detenido el empuje se procede, mediante la ayuda de una grúa, a

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

desmontar los 13 metros frontales de las vigas metálicas, unidas al resto de la estructura con una unión atornillada, a fin de no entorpecer las futuras operaciones de montaje del arco.

5.5. Montaje del primer cuarto de arco sobre el tablero y transporte

Cada arco se divide en 4 piezas de unos 60 metros de longitud y 200 toneladas de peso. La primera de las piezas, correspondiente a la parte inferior, se monta sobre el tablero y se desplaza sobre patines deslizantes hasta la parte frontal.

5.6. Montaje, mediante grúas, del extremo inferior sobre las rótulas situadas sobre el macizo de cimentación

La parte inferior del arco está constituida por una pieza dotada de un potente sistema de rigidización. Dispone de unos orificios, preparados para el montaje de las barras de anclaje a la cimentación, una vez se haya concluido el abatimiento. El extremo inferior de la pieza está formado por unas cartelas donde se alojan las rótulas que permiten el giro durante la maniobra de abatimiento.

Figura 19. Basculamiento del primer cuarto de arco (1).
Figure 19. Tilting the first quarter arch (1).

5.7. Basculamiento y descenso del primer cuarto de arco (Figura 19)

En la zona frontal del tablero se ha montado un pórtico (Figura 20) dotado de unos mecanismos móviles de elevación y retenida, formados por gatos hidráulicos (Figura 21) que accionan unos cables dispuestos verticalmente.

Figura 20. Basculamiento del primer cuarto de arco (2).
Figure 20. Tilting the first quarter arch (2).

tonnes. The bottom part, the first, was mounted onto the deck and moved on skids to the front.

5.6. Crane mounting of the bottom end on hinges located on the foundation block

The bottom of the arch was formed by a part provided with a powerful stiffening system. It had orifices prepared for fitting anchor bars to the foundations, once the swivel lowering operation had finished. The bottom end of the part was formed by brackets where hinges were housed allowing rotation during the lowering manoeuvre.

5.7. Tilting and vertical lowering of the first quarter arch (Figure 19)

A portal frame was set up at the deck's front area (Figure 20) provided with mo-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 21. Pórtico de basculamiento. Detalle de un gato hidráulico.
Figure 21. Tilting truss. Detail of a hydraulic jack.

Figura 22. Descenso de primer cuarto de arco.
Figure 22. Vertical lowering of first quarter arch.

Una vez concluido el descenso (Figura 22), se procede al ensamble y soldadura del extremo inferior con la pieza de soporte del arco, previamente montada en la zona de apoyo sobre el macizo de cimentación.

5.8. Montaje del segundo cuarto de arco sobre el tablero y transporte

Se realiza la maniobra de montaje y transporte de forma similar a la efectuada anteriormente. Se completa el desplazamiento hasta conectarlo con la pieza anterior en una zona provista de rótulas (Figura 23).

5.9. Basculamiento con grúa del segundo cuarto de arco

Seguidamente y mediante la ayuda de una grúa sobre orugas (Figura 24) se procede al izado de la fracción superior del arco pivotando la base en la rótula intermedia (Figura 25). La maniobra se ha realizado manteniendo fija la posición de la pluma y simultaneando el mecanismo de elevación con el desplazamiento de la grúa sobre el tablero. Cabe destacar la magnitud de las cargas verticales que han gravitado sobre el tablero durante la operación: Peso de la grúa en vacío, 3500 kN., soportando una carga bajo gancho de 1000 kN.

La maniobra de izado se detiene cuando la vertical del centro de gravedad de la pieza superior queda a 4 metros del eje de la rótula intermedia (Figura 26). A partir de este momento, el resto de la maniobra debe completarse mediante la acción conjunta de gatos hidráulicos montados sobre unas estructuras auxiliares y unos cables de retenida que evitan el movimiento inverso.

5.10. Fase final de basculamiento hasta completar la posición vertical del semiarco

Montaje de una estructura auxiliar sobre el tablero (Figura 27). El apoyo de la parte superior sobre la rótula intermedia está complementado con una ménsula auxiliar, provista de unos gatos hidráulicos.

Accionamiento de los gatos hidráulicos montados sobre la estructura auxiliar, hasta que se completa el bascula-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 23. Segundo cuarto de arco conectado en una zona provista de rótulas.
Figure 23. Second quarter arch connected in an area provided with hinges.

Figura 24. Grúa sobre tablero.
Figure 24. Crane on deck.

Figura 25. Izado de segundo cuarto de arco con grúa.
Figure 25. Crane hoisting a second quarter arch.

bile lifting and retaining mechanisms formed by hydraulic jacks (Figure 21) operating vertically arranged cables.

Once vertical lowering had concluded (Figure 22), the bottom end was assembled and welded to the arch support piece previously fitted in the support area on the foundation block.

5.8. Mounting the second quarter arch on the deck and transport

The mounting and transport operation was carried out in a similar fashion to the previous one. The moving operation was undertaken until connecting to the previous part at a hinge fitted area (Figure 23).

5.9. Crane swivelling of the second quarter arch

With the aid of a crawler crane (Figure 24), the top fraction of the arch was immediately hoisted up, pivoting the base in the intermediate hinge (Figure 25). The manoeuvre was performed whilst keeping the jib position fixed and making the lifting operation simultaneous with the crane's movement on the deck. The size of the vertical loads gravitating on the deck during the operation must be stressed: Crane's dead weight, 3 0 kN, carrying a load on its hook of 10 kN.

The hoisting operation was detained when the vertical of the centre of gravity of the top part was 4 metres from the intermediate hinge's axis (Figure 26). As from that moment, the rest of the manoeuvre was to be completed by the joint action of hydraulic jacks mounted on auxiliary structures and guy cables preventing reverse movement.

5.10. Final swivelling phase until completing the half-arch's vertical position

Erecting an auxiliary structure on the deck (Figure 27). The support of the top part on the intermediate hinge was supplemented with an auxiliary corbel provided with hydraulic jacks.

Operating the hydraulic jacks mounted on the auxiliary structure until the top part of the semi-arch had been completely lowered. This mechanism was

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 26. Posición final de izado de tablero con grúa.
Figure 26. Final crane deck hoisting position.

Figura 27. Estructura auxiliar sobre tablero.
Figure 27. Auxiliary structure on deck.

miento de la parte superior del semiarco. Mediante este mecanismo se efectúa la maniobra hasta conseguir la posición definitiva del segundo cuarto de arco (Figura 28). El centro de gravedad del segundo cuarto de arco ha pasado sobre la vertical y se encuentra en el lado opuesto. Dada la existencia de unos topes metálicos, el conjunto de las dos piezas montadas es estable.

Posteriormente, se completa la sección de arco, mediante soldadura de chapas, con lo que las rótulas quedan bloqueadas.

5.11. Semiarcos en posición vertical

En esta situación, cada semiarco está compuesto por una pieza de 120 metros de altura, dispuesta en posición vertical y lista para las operaciones de abatimiento (Figura 29). El centro de gravedad de cada semiarco está situado sobre la vertical de las rótulas existentes en la base de arco. Existen unos elementos provisionales de fijación del semiarco al nivel del tablero, frente a acciones horizontales.

Para realizar las siguientes operaciones se montan sobre el tablero unas estructuras metálicas que están unidas a los semiarcos mediante unos cables de retención.

5.12. Abatimiento de semiarcos y cierre en clave

La maniobra de abatimiento se inicia empujando el semiarco hacia el embalse mediante unos gatos telescópicos montados sobre el tablero (Figura 30). El movimiento del semiarco es controlado mediante la acción conjunta del empuje de los gatos y los cables de retenida, actuando en sentido opuesto. La longitud máxima del vástago extendido de los gatos es de 8 metros.

A partir de la situación en que los gatos alcanzan la máxima extensión, el descenso del arco se produce únicamente por gravedad, estando controlado el movimiento por los cables de retención (Figuras 31 y 32).

En la parte inferior de los arcos existe una pieza especial de soporte (Figura 33), cuya base posee un sistema de desli-

used to perform the operation until the second quarter arch was in its final position (Figure 28). The centre of gravity of the second quarter arch passed over the vertical and was located on the opposite side. Metal stops ensured that the unit formed by the two parts mounted was stable.

The arch section was subsequently completed by welding on plates with which the hinges were locked.

5.11. Semi-arches in the vertical position

Each semi-arch in this situation was composed of a 120 metre high part, in a vertical position and ready for the swiv-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 28. Posición final de basculamiento del segundo cuarto de arco.
Figure 28. Final tilting position of the second quarter arch.

Figura 29. Semiarcos en posición vertical. Altura: 120 metros.
Figure 29. Semi-arches in vertical position. Height: 120 metres.

el lowering operations (Figure 29). Each semi-arch's centre of gravity was located over the vertical of the hinges at the arch base. Provisional semi-arch securing elements were fitted at deck level, to oppose horizontal forces.

Metal structures were fitted on the deck to perform the next operations, connected to the semi-arches with guy cables.

5.12. Swivel lowering the semi-arches and crown closure

The swivel lowering operation commenced by pushing the semi-arch towards the reservoir with telescopic jacks fitted on the deck (Figure 30). The semi-arch's movement was controlled by the joint action of the jack push and the guy cables, acting in the opposite direction. The maximum length of the jacks' extended rods is 8 metres.

The arch descended only under gravity from the situation where the jacks reached their maximum extension, and this movement was guy cable controlled (Figures 31 and 32).

There was a special support part at the bottom of the arches (Figure 33), the base of which has a sliding system in a longitudinal direction along the bridge's axis. A battery of jacks was located in a horizontal position so that, by means of a differential drive, it was possible to control the cross movement of the end of the semi-arches in the swivel lowering situation to adjust the closure position in the crown area to the maximum possible.

This special part also had an adjustable retaining system in the longitudinal direction, formed by bars anchored to the concrete and another vertical retaining system to prevent lifting that could occur under exceptional cross wind conditions.

The hinge support structure was connected to a system of horizontal bars and jacks controlling movement towards the reservoir and each semi-arch's guidance with the purpose of facilitating the two semi-arches to be joined coinciding at the front.

There was a guide system at the front of each semi-arch to achieve the two semi-arches' fitting together and aligning (Figure 34).

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 30. Inicio de la operación de abatimiento, mediante empuje de semiarco con gatos telescópicos.
Figure 30. Start of swivel lowering operation by telescopic jack semi-arch pushing.

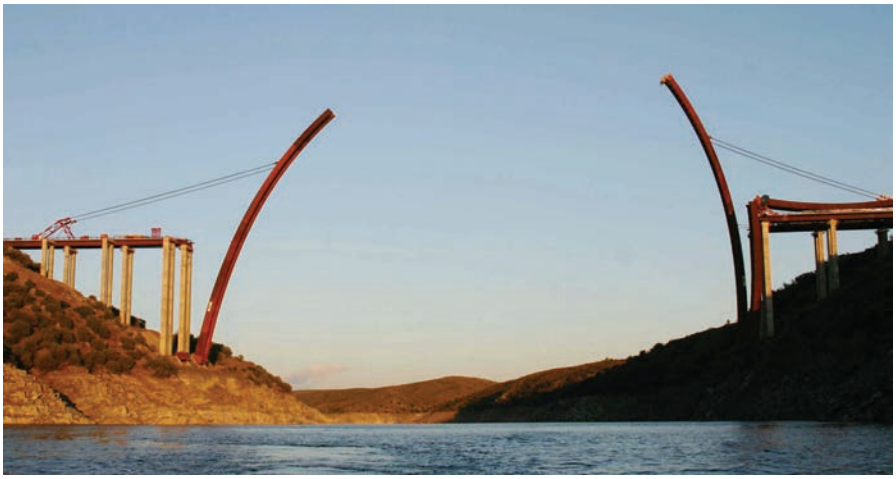


Figura 31. Abatimiento de semiarcos (1).
Figure 31. Swivel lowering semi-arches (1).

Figura 32. Abatimiento de semiarcos (2)
Figure 32. Swivel lowering semi-arches (2).

zamiento en dirección longitudinal según el eje del puente. Se ha dispuesto una batería de gatos en posición horizontal, de tal forma que mediante una accionamiento diferencial es posible controlar el movimiento transversal del extremo de los semiarcos en situación de abatimiento para ajustar al máximo la posición de encuentro en la zona de clave.

Esta pieza especial dispone además de un sistema regulable de retención en dirección longitudinal, formado por barras ancladas al hormigón y otro sistema de retención vertical, para evitar el levantamiento que podría producirse en situaciones excepcionales de viento transversal.

La estructura de soporte de las rótulas está conectada a un sistema de barras y gatos horizontales que controlan el movimiento de traslación hacia el embalse y la orientación de cada semiarco, con el fin de facilitar la coincidencia en la parte frontal de los dos semiarcos a unir.

En la parte frontal de cada semiarco existe un sistema de guiado para conseguir el encaje y la alineación de los dos semiarcos (Figura 34).

En el frente de los semiarcos se dispone un sistema de enclavamiento automático consistente en unos topes provistos de rótula esférica para materializar un arco triarticulado, constituyendo una estructura estable, independiente de los cables de retenida. El detalle del sistema de cierre en clave se muestra en un capítulo aparte.

Cierre en clave. Se constituye un arco triarticulado

Posteriormente se completan las secciones del arco en la zona de clave mediante chapas soldadas, quedando bloqueada la articulación (Figura 35) .

5.13. Bloqueo de rótulas en arranques del arco

Una vez finalizado el abatimiento se bloquean las rótulas mediante la colocación de barras de anclaje y armaduras más la posterior ejecución de hormigonado de la zona donde se han alojado los mecanismos de giro (Figura 36).

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Posteriormente al hormigonado se procede al tesado de barras. El dimensionamiento de este pretensado se ha realizado estableciendo la condición de inexistencia de estados de decompresión del hormigón frente a las situaciones de flexión compuesta en la base del arco durante las futuras etapas del puente en estado de servicio.

Todos los procesos indicados anteriormente se repiten en la estructura gemela (Figura 37 y 38).

5.14. Colocación de pilas metálicas y empuje del tablero sobre el arco hasta completar el cierre en el centro de la estructura

Con la ayuda de grúas situadas en el frente del tablero se montan las pilas situadas a 26 metros por delante de cada posición (Figura 39). Estas maniobras se alternan con los empujes efectuados con simultaneidad desde ambas márgenes para evitar asimetrías de cargas en el arco debidas al peso propio de los tableros (Figuras 40, 41 y 42).

Cabe destacar el hecho de que este conjunto de maniobras ha resultado ser crítico debido al nivel de tensiones alcanzadas en el arco, por lo que ha sido necesario llevar a cabo un exhaustivo estudio, con el correspondiente análisis detallado de cada fase. Se han estudiado 26 fases en total, teniéndose cuenta contraflechas del arco y tablero, peso propio de los elementos y cargas reales de grúas en todas las maniobras. Cada una de las fases se ha estudiado, con la consiguiente verificación de tensiones y deformaciones, cotejándose dichos valores con la realidad mediante topografía, sondas térmicas y extensómetros.

A título de ejemplo se muestran los resultados correspondientes a la evolución de flechas y tensiones en una de las secciones de riñones del arco (Figuras 43 y 44).

En muchas de las fases se han tomado varias lecturas a distintas horas, para estudiar la influencia de la temperatura en la estructura. Debido a que estas maniobras se han realizado en verano, la influencia de la temperatura ha sido notable, registrándose diferencias de cotas altimétricas en algunas zonas del arco

Figura 33. Pieza inferior de semiarco.
Figure 33. Bottom semi-arch piece.

Figura 34. Maniobra de aproximación de semiarcos.
Figure 34. Semi-arch approach manoeuvre.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

An automatic locking system was provided at the front of the semi-arches consisting in stops fitted with an axial spherical plain bearing to materialise a three-hinged arch, forming a stable structure independent of the guy cables. The crown closure operation is detailed in a separate chapter.

Crown closure. A three hinged arch is formed

The arch sections in the crown area were subsequently completed by means of welded plates and the hinging was thus locked (Figure 35).

Figura 35. Cierre en clave.
Figure 35. Crown closure.

5.13. Hinge locking at arch springings

Once the swivel lowering operation had ended, the hinges were locked by fitting anchor bars and reinforcements plus concreting the area where the rotation mechanisms were housed (Figure 36). The bars were then tightened after concreting. This prestressing was sized by establishing the condition that there were no concrete decompression states as against axial load plus bending situations at the base of the arch during future stages of the in-service bridge.

All the above processes were repeated in the twin structure (Figures 37 and 38).

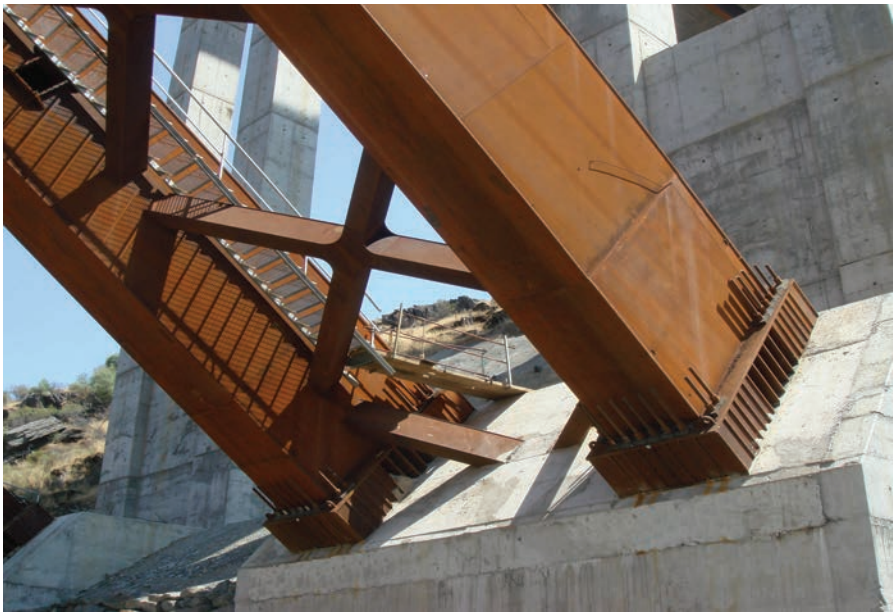


Figura 36. Empotramiento del arco en su base.
Figure 36. Fixing the arch in its base.

5.14. Placing metal piers and deck pushing over the arch until completing closure in the centre of the structure

The piers located 26 metres ahead of each position are mounted with the aid of cranes at the front of the deck (Figure 39). These operations alternate with simultaneously pushing from both banks to avoid load asymmetries in the arch due to the deck's own weights (Figures 40, 41 and 42).

The fact must be stressed that these manoeuvres proved critical due to the level of stresses reached in the arch which led to performing a thorough study, with a pertinent detailed analysis of each phase. In all, 62 phases were examined, taking into account arch and deck cambers, dead weight of elements and actual loads of cranes in all operations. Each of the phases was studied

Figura 37. Semiarcos del segundo puente en posición vertical
Figure 37. Semi-arches of the second bridge in a vertical position.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 38. Cierre en clave de arco del segundo puente.
Figure 38. Crown closure of second bridge's arch.

Figura 40. Empuje de tablero sobre arco (1).
Figure 40. Deck pushing over arch (1).

Figura 39. Montaje de pilas metálicas con grúa sobre tablero.
Figure 39. Crane mounting metal piers on deck.

Figura 41. Empuje de tablero sobre arco (2).
Figure 41. Deck pushing over arch (2).

Figura 42. Empuje de tablero sobre arco (3).
Figure 42. Deck pushing over arch (3).

de la mañana a la noche del orden de 10 centímetros. Si bien estos valores no son grandes en comparación con las dimensiones generales de una estructura de 220 de luz, sin embargo debían tenerse en cuenta para efectuar debidamente las correcciones geométricas y conseguir el deseado ajuste de la rasante de la calzada una vez concluida la obra (Figura 45).

6. ELEMENTOS ESPECIALES

6.1. Retención del tablero en sentido longitudinal

Durante las fases de abatimiento del arco, se dispuso un sistema de fijación provisional del tablero al estribo (Figura 46), formado por un conjunto de 8 barras de 1300 kN de carga unitaria de ro-

with the consequent verification of stresses and displacements whilst contrasting such figures with reality using topography, thermal probes and strain gauges.

The results for the evolution of deflections and stresses in one of the arch spandrel sections are given as an example (Figures 3 and 4).

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

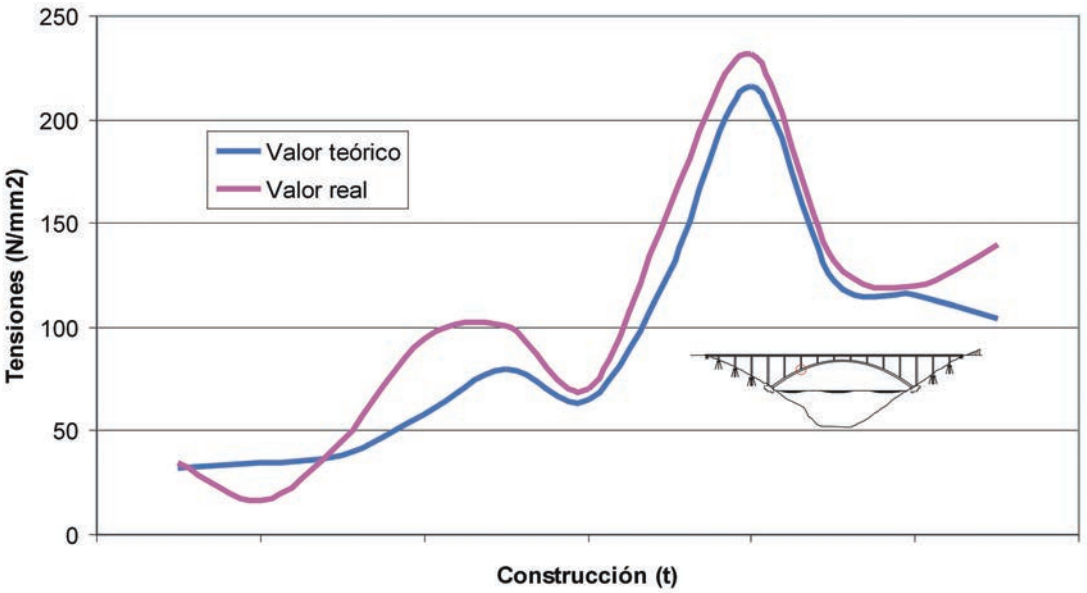


Figura 43. Evolución de tensiones en sección de riñones, durante las maniobras de montaje del tablero sobre arco.
Figure 43. Evolution of stresses in spandrel section during operations for mounting deck on arch.

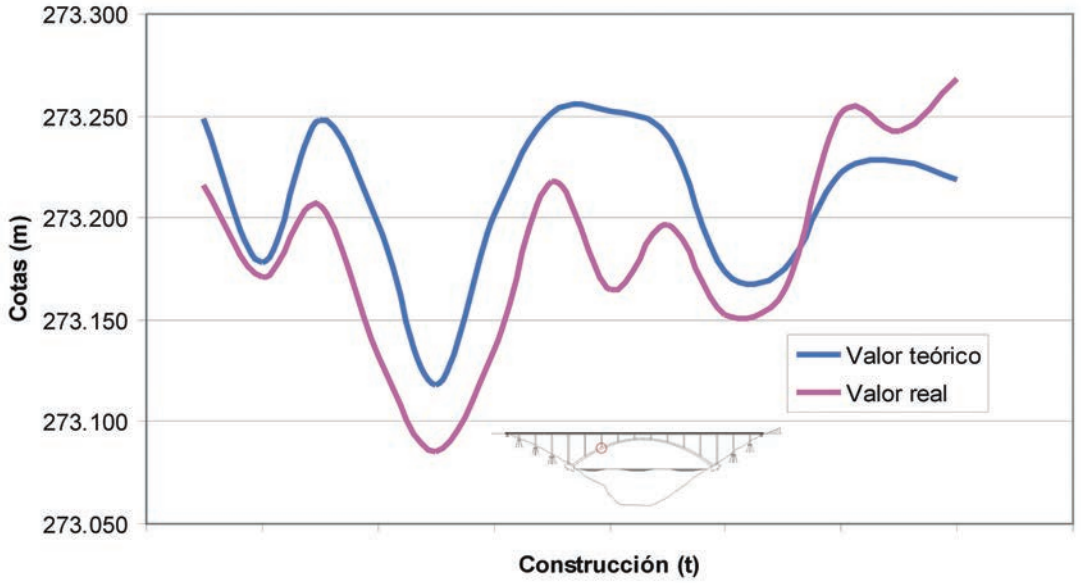


Figura 44. Evolución de flechas en sección de riñones, durante las maniobras de montaje del tablero sobre arco.
Figure 44. Evolution of deflections in spandrel section during operations for mounting deck on arch.

Several readings were made at different times in many of the phases to study the influence of temperature on the structure. Due to the fact that these operations were carried out in summer, the influence of temperature was remarkable, with differences in the order of 10 centimetres being recorded from day to night in heights in some areas of the arch. Whilst these figures are not large in comparison with the general dimensions of a 220 metres span structure, nevertheless, they had to be taken into account in order to make the due geometrical corrections and achieve the required adjustment in the roadway's grade level once the work was finished (Figure 45).

Figura 45. Cierre de tablero en el centro.
Figure 45. Deck closure at centre.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

tura. A su vez, el estribo estaba provisto de un potente sistema de anclaje al terreno.

6.2. Base del arco

6.2.1. Sistema de rótulas y gatos de regulación

El sistema que permite el giro de cada uno de los semiarcos en su parte inferior está formado por cuatro rótulas (dos en cada viga – cajón), situadas en el eje de las almas (Figura 47), a fin de no producir estados de flexión local en la estructura. Para evitar los efectos de una posible falta de alineación del eje de giro en proceso de montaje, las rotulas son esféricas (Figura 48).

Cada uno de los semiarcos reposa sobre una base que permite el deslizamiento de los mismos en la dirección del eje longitudinal del puente (Figura 49). El movimiento está controlado mediante cuatro gatos hidráulicos dispuestos horizontalmente y apoyados contra el paramento vertical del arranque, de tal forma que una vez concluido el proceso de abatimiento existe la posibilidad de regular la posición, no solamente en sentido longitudinal mediante el accionamiento sincronizado de los gatos, sino también provocar un desplazamiento lateral en la zona de clave mediante una actuación diferencial en el recorrido de los citados gatos. Con ello existe la posibilidad de regulación, en todas las direcciones posibles, de la posición del extremo de cada uno de los semiarcos en la zona de clave para lograr el ensamble en la posición prevista.

6.2.2. Sistemas de retención frente al efecto del viento transversal

Durante el proceso de abatimiento de los semiarcos y en la posición previa al encuentro en la zona de clave, la consideración del efecto de viento lateral de gran intensidad resulta crítica en lo referente a la seguridad frente al vuelco del conjunto y al deslizamiento.

Las reacciones verticales de apoyo en la base del arco son asimilables a un par de fuerzas, cada una de ellas aplicadas en la base de las dos vigas – cajón metálicas (Figura 50). La magnitud de la reacción en sentido ascendente, calculada de

Figura 46. Sistema de fijación horizontal del tablero al estribo
Figure 46. Horizontal deck to abutment securing system.

Figura 47. Zona inferior del arco
Figure 47. Bottom arch area.

Figura 48. Rótula esférica de bulón pasante, antes de su montaje en la zona inferior del arco
Figure 48. Radial spherical plain bearing, before fitting in bottom arch area.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

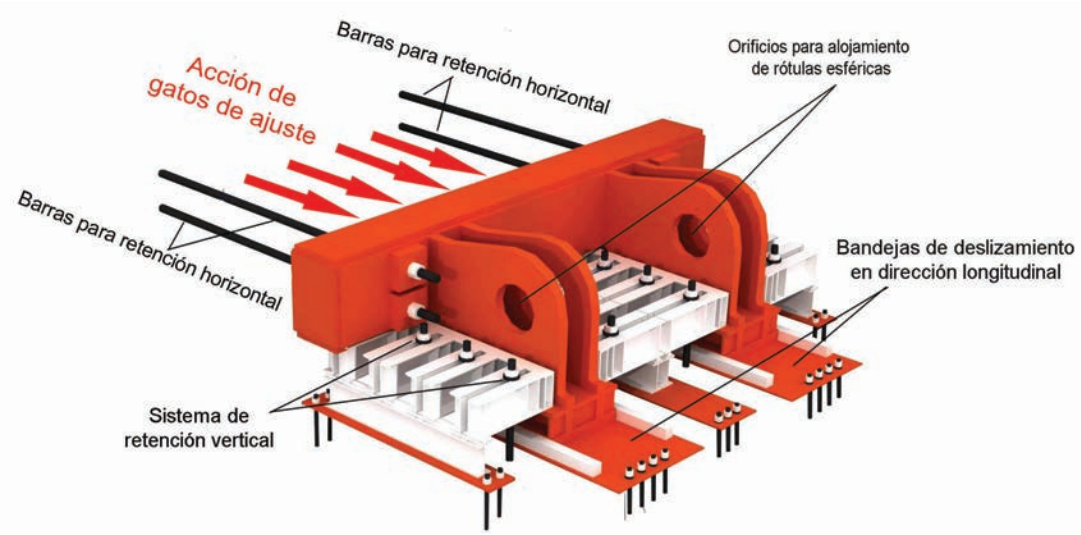


Figura 49. Zona inferior del arco. Esquema.
Figure 49. Bottom arch area. Diagram.

6. SPECIAL ELEMENTS

6.1. Holding the deck in a longitudinal direction

During arch swivel lowering phases, a provisional system was used for securing the deck to the abutment (Figure 46), formed by a set of 8 bars of 1300 kN unit breaking load. In turn, the abutment was provided with a powerful ground anchorage system.

6.2. Arch base

6.2.1. System of hinges and regulating jacks

The system allowing each of the semi-arches to rotate at the bottom was formed by four hinges (two in each box-beam), located on the axis of the webs (Figure 47), in order not to cause local bending conditions in the structure. The hinges were of radial spherical plain bearing type in order to avoid the effects of a possible failure in alignment of the rotation axis in the mounting process (Figure 48).

Each of the semi-arches rests on a base that allows them to slide in the direction of the bridge's longitudinal axis (Figure 49). The movement was controlled by four hydraulic jacks arranged horizontally and supported against the vertical springing wall such that once the swivel lowering process had finished, it was possible to adjust the position not only in the longitudinal direction by synchronised jack operation but also by causing a lateral movement in the crown area by a differential operation in the said jacks' run. This made adjustment of the end position of each of the semi-arches in the crown area possible in all possible directions in order to assemble in the position provided for.

Figura 50. Efecto del viento lateral sobre un semiarco durante la maniobra de abatimiento.
Figure 50. Side wind effect on one semi-arch during the swivel lowering operation.

6.2.2. Holding systems against the cross wind effect

During the semi-arch swivel lowering process in the position prior to meeting at the crown area, it proved critical to consider the effect of a highly intense lateral wind as regards safety against the overall unit's overturning and sliding.

acuerdo con la consideración de un viento excepcional deducido a partir de las especificaciones de la Norma IAP es superior a la reacción debida al peso propio del arco. Para evitar todo riesgo de levantamiento de los apoyos y la consiguiente inestabilidad del conjunto por un efecto de vuelco, se ha dispuesto un potente sistema de retención vertical de los mecanismos de apoyo, que es compatible con el movimiento de deslizamiento horizontal en sentido longitudinal.

De la misma forma, la componente horizontal de las reacciones de apoyo producidas por el efecto del viento lateral es asimilable a un par de fuerzas, cuyo valor en magnitud también podría ser

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

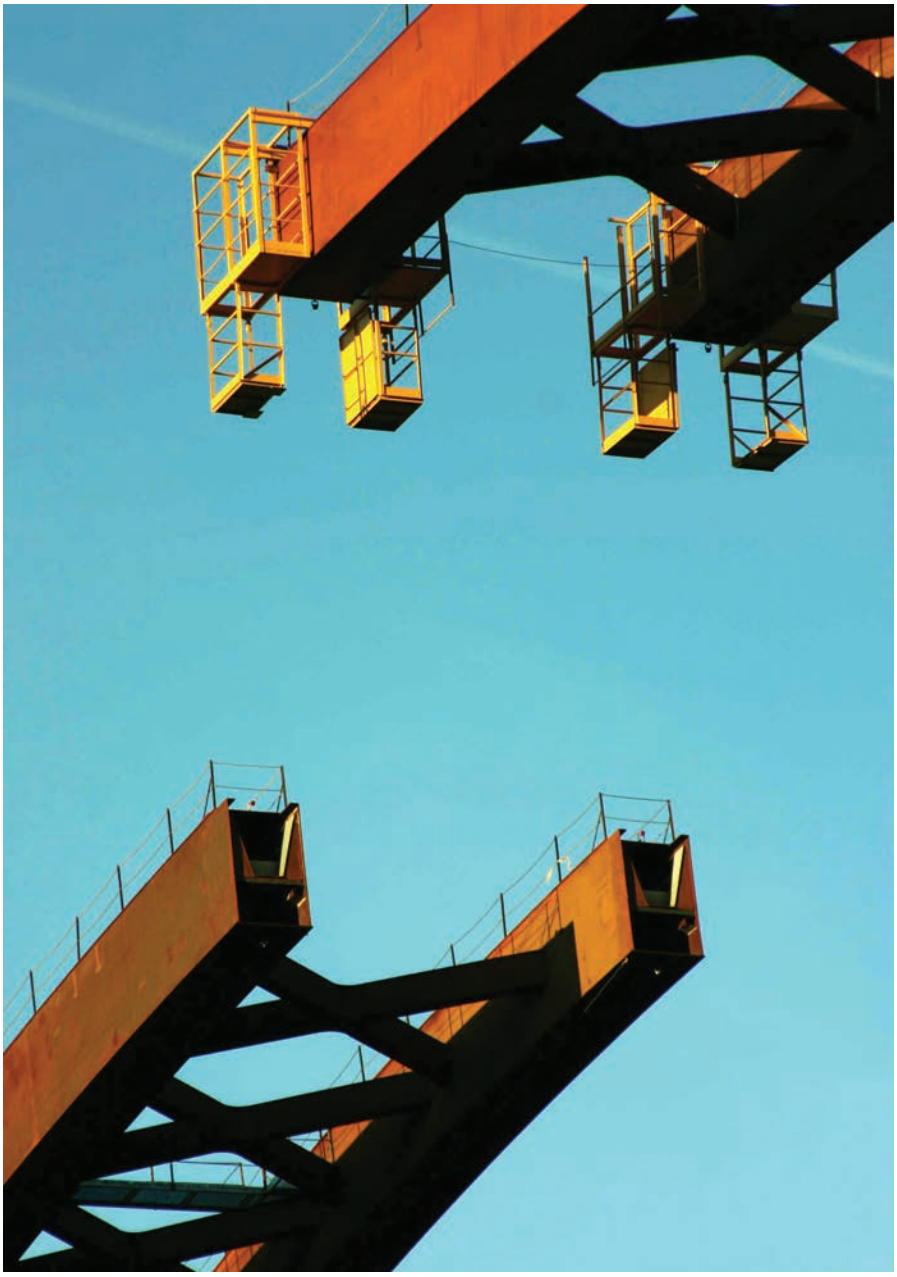


Figura 51. Extremo frontal de semiarcos en posición previa al cierre en clave.
Figure 51. Front end of semi-arches prior to crown closure.

superior a la reacción debida al peso propio, materializada en una fuerza aplicada sobre los gatos. Para evitar el deslizamiento incontrolado de uno de los dos apoyos en sentido hacia el embalse, se ha dispuesto un sistema de retención horizontal formado por unos topes que impiden el movimiento hacia las laderas y barras regulables que actúan en sentido contrario y que se pueden desbloquear durante las maniobras de ajuste de la posición de los semiarcos en la fase previa al cierre en clave.

6.3. Sistema de enclavamiento automático en zona de clave

Para facilitar el ensamblaje de los dos semiarcos en la zona de clave, existen unos elementos de guía con paramentos formados por chapas inclinadas, de forma que una vez establecido el contacto entre los dos extremos, la regulación hasta la posición final es automática. El contacto frontal entre los dos semiarcos se produce a través de una rótula esférica axial situada en cada una de dos las vigas – cajón (Figuras 51, 52 y 53).

Una vez finalizado el proceso de abatimiento y con los semiarcos en contacto, se monta un pequeño sistema de bloqueo vertical de seguridad y se descargan los cables de retención. En este momento, la estructura responde a un esquema de arco triarticulado, que dado su condición de isostático, permite la regulación en altura de la zona de clave mediante la actuación de los gatos horizontales situa-

The vertical bearing reactions in the arch base may be likened to a couple of forces each applied at the base of the two metal box-beams (Figure 50). Calculated according to the consideration of an exceptional wind worked out from the IAP Standard's specifications, the size of the reaction in an upward direction was higher than the reaction due to the arch's dead weight. A powerful support mechanism holding system compatible with the horizontal sliding movement in the longitudinal direction was provided to prevent any risk of the supports lifting and the consequent overall instability from an overturning effect.

In the same way, the horizontal component of the support reactions caused by lateral wind force can be likened to a couple of forces, the magnitude of which could be higher than the reaction due to dead weight, materialising in a force applied on the jacks. A horizontal retaining system formed by stops preventing movement towards the hillsides and adjustable bars acting in the opposite direction, which can be unlocked during operations for adjusting the position of the semi-arches in the phase prior to crown closure, was provided to prevent one of the two supports uncontrollably sliding towards the reservoir.

6.3. Automatic interlocking system in the crown area

To facilitate the two semi-arches joining in the crown area, there were guide elements with facings formed by sloping plates so that once contact was made between the two ends, adjustment to the final position was automatic. The two semi-arches made contact through an axial spherical plain bearing located in each of the two box-beams (Figures 51, 52 and 53).

Once the swivel lowering process had finished and with the semi-arches in contact, a small vertical safety locking system was fitted and load was removed from the guy cables. The structure responded at that time to a three-hinged arch layout which, given its isostatic condition, allowed the crown area to be height adjusted by operating the horizontal jacks located at the springing. Varying the piston run in these jacks caused the crown area to move vertical-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

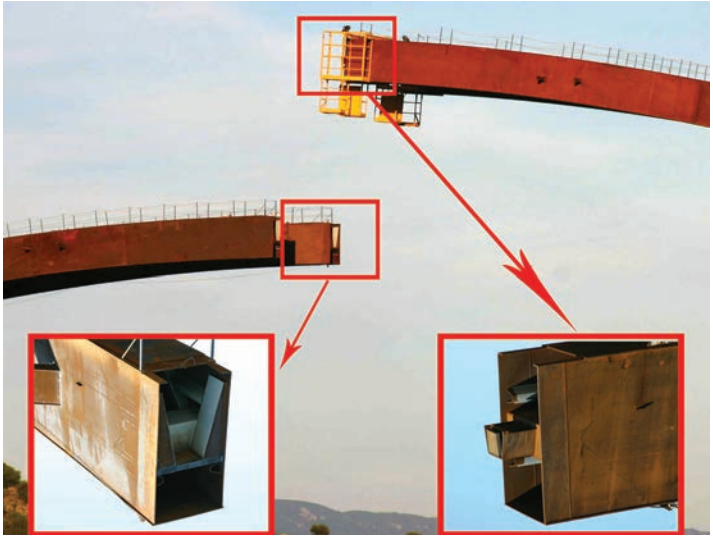


Figura 52. Sistema de enclavamiento automático en zona de clave. Esquema 1.
Figure 52. Automatic interlocking system in crown area. Diagram 1..

ly with no change in either the arch stresses or the support reactions.

7. ARCH IN THE CONSTRUCTION PHASE. CROSS WIND VIBRATIONS

7.1. Description

An unexpected phenomenon occurred on 10 January, 2006, during a construction phase in which one of the arches, after structural continuity at the crown area and embedding in the springings had been completed and the metal piers were waiting to be fitted on that arch.

In a situation of apparent calm, with a constant wind and speed of 5.5 m/sec (20 km/h) measured by an on-land wind gauge, heavy harmonic oscillations suddenly commenced and the arch went into resonance with a period of 1.4 seconds and vertical movements which reached amplitudes in the spandrel area in the order of ± 80 centimetres, seen by the naked eye. This situation continued for approximately one hour.

The movements were solely vertical. No cross movements occurred (in a direction parallel to the reservoir's bed), and neither did torsion rotation in the structure.

dos en el arranque. Una variación en el recorrido del émbolo de dichos gatos provoca el movimiento vertical de la zona de clave sin que exista variación en los esfuerzos del arco, así como tampoco en las reacciones de apoyo.

7. ARCO EXENTO EN FASE DE CONSTRUCCIÓN. VIBRACIONES DEBIDAS AL VIENTO TRANSVERSAL

7.1. Descripción

Un inesperado fenómeno tuvo lugar el 10 de enero de 2006, durante una etapa de construcción en que uno de los arcos se encontraba exento, habiéndose completado la continuidad estructural en la zona de clave y el empotramiento en los arranques, a la espera de montar sobre él las pilas metálicas.

En una situación de aparente calma, con un viento constante y una velocidad de 5,5 m/s (20 km/h) medida en un anemómetro situado en tierra firme, súbitamente se iniciaron unas fuertes oscilaciones armónicas, entrando el arco en resonancia con un período de 1,4 segundos y desplazamientos verticales que en la zona de riñones alcanzaron unas amplitudes del orden de ± 80 centímetros, determinados simplemente mediante apreciación a simple vista. Esta situación se mantuvo durante una hora, aproximadamente.

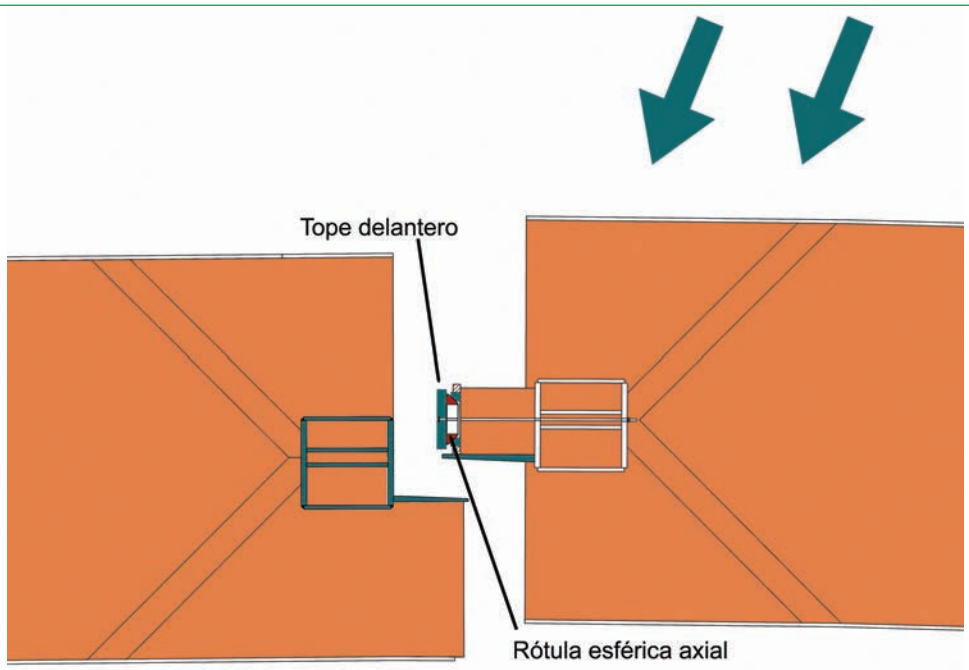


Figura 53. Sistema de enclavamiento automático en zona de clave. Esquema 2.
Figure 53. Automatic interlocking system in crown area. Diagram 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Los movimientos fueron exclusivamente verticales. No se produjeron desplazamientos transversales (en dirección paralela al cauce del Embalse), así como tampoco giros de torsión en la estructura.

Posteriormente se repitió el mismo fenómeno, que se prolongó durante varias horas en los días 24, 25 y 29 de enero de 2006.

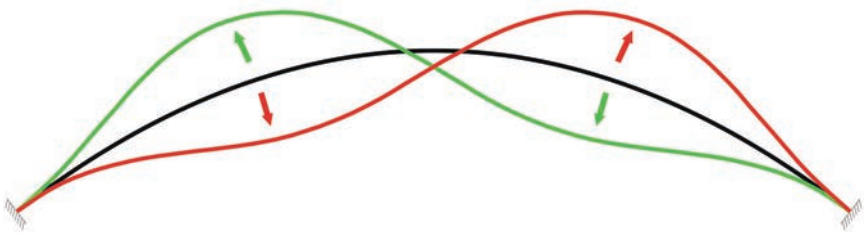


Figura 54. Segundo modo característico del arco.
(En la representación se ha amplificado la amplitud, para mayor claridad).
Figure 54. Second characteristic arch mode.
(The amplitude has been enlarged in the representation for greater clarity).

7.2. Características de las vibraciones

La vibración observada consistió en movimientos armónicos exclusivamente verticales coincidentes con el 2º modo característico de la estructura, en la forma mostrada en la Figura 54, extraída del cálculo modal realizado con ordenador. Se trata de una vibración de tipo antimétrico, cuyo período es 1,4 segundos. El período y forma del fenómeno observado es del todo coincidente con la citada figura.

Tal como pudo confirmarse posteriormente, tras los estudios y ensayos realizados, la vibración fue producida por la actuación de torbellinos alternados, cuyo período era coincidente con el 2º modo propio de la estructura. Este desprendimiento de torbellinos, denominado estela de vórtices de von Karman, generó sobre la estructura fuerzas periódicas en dirección vertical, que la hicieron oscilar, habiéndose originado un fenómeno de resonancia con la consiguiente amplificación de deformaciones.

El fenómeno ocurrido, si bien es conocido conceptualmente, constituye un hecho insólito en un puente de arco, habida cuenta de la necesaria concurrencia de factores ambientales y de parámetros físicos que rara vez pueden coincidir en una construcción de este tipo.

Para que pueda llegar a producirse, necesariamente deben concurrir las siguientes circunstancias:

— *Viento uniforme* y de baja velocidad.

Los torbellinos que actúan en la parte superior e inferior del arco se mantienen exclusivamente en tal situación desfavorable para la estructura en el caso de que la velocidad del viento sea persistente, sin ráfagas.

Las condiciones meteorológicas propias de la zona donde está situado el puente y concretamente, en contados días al año, son propicias para que se produzcan unos vientos con una determinada componente y una intensidad que se mantiene constante durante un largo período de tiempo. La orografía de la zona (véase fotografía de la Figura 55) y la ausencia de desniveles no causa alteración alguna en el flujo de aire. A ello hay que añadir, además, otro efecto: Debido a la configuración del valle del río Tajo, la corriente de aire queda canalizada de tal forma que en situaciones similares a las de los episodios citados, apenas hay diferencia entre la velocidad del viento a nivel de la lámina de agua y a la altura del tablero del puente, lo que se denomina viento "entablado", en términos meteorológicos. Ha podido constatarse, además, que la situación de estabilidad ambiental descrita se produce únicamente con velocidades cercanas a los 20 km/h (Figura 56). Con vientos de mayor intensidad, se producen ráfagas y

The same phenomenon repeated later and lasted for several hours on 24, 25 and 29 January, 06

7.2. Characteristics of the vibrations

The vibration observed consisted in solely vertical harmonic movements coinciding with the structure's 2nd characteristic mode in the form as shown in Figure 54, taken from the computer performed modal calculation. It was an antimetric type vibration whose period was 1.4 seconds. The period and form of the phenomenon observed coincides with the said figure in everything.

As studies and tests carried out later confirmed, the vibration was caused by vortex shedding whose period coincided with the structure's own 2nd mode. This eddy shedding, called von Karman's vortex street, generated peri-

Figura 55. Embalse de Alcántara. Perspectiva general de la zona
Situación de la obra con semiarcos en posición vertical.
Figure 55. Alcántara Reservoir. General perspective of the area.
Location of the construction with semi-arches in vertical position.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 56. Estelas sobre la superficie del agua del embalse provocadas por viento estacionario
Figure 56. Wakes on the reservoir's water surface caused by stationary wind.

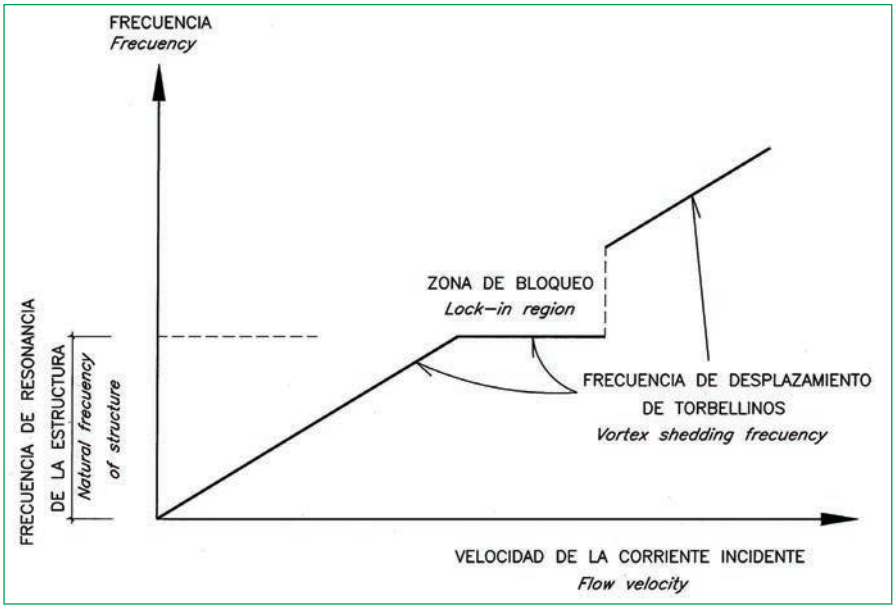


Figura 57. Gráfico frecuencia – Velocidad de la corriente incidente. Zona de bloqueo.
Figure 57. Frequency-Speed graph of the incident flow. Locking area.

odical forces on the structure in a vertical direction, which made it oscillate, and caused a resonance phenomenon with a consequent amplification of amplitudes.

Although conceptually known, the phenomenon occurring was an unusual occurrence in an arch bridge, bearing in mind the need for environmental factors and physical parameters to concur which can rarely coincide in a construction of this type.

The following circumstances must necessarily occur for this to happen:

— *Uniform, low speed wind.*

Vortex acting on the top and bottom of the arch only remain in this situation unfavourable to the structure if the wind speed is persistent without gusting.

Weather conditions typical of the area where the bridge is located and, specifically, on a rare number of days a year, are propitious for winds to arise with a certain component and a strength kept constant for a long period of time. The area's orography (see photograph in Figure 55) and the absence of undulations in the land does not cause any al-

variaciones locales en intensidad y componente, que eliminan la formación de vórtices y por tanto, la causa de las grandes oscilaciones.

Durante las situaciones de resonancia, el propio movimiento oscilatorio de la estructura controla la frecuencia de los torbellinos, existiendo un intervalo de la velocidad del aire en que la frecuencia de desprendimiento permanece constante, denominado zona de bloqueo (o lock-in, en inglés) (Figura 57).

Si bien existe una posibilidad de producirse resonancia en una determinada estructura para un rango de velocidades, en la práctica las situaciones de riesgo dependen en gran manera de las condiciones meteorológicas y de la probabilidad de que la corriente de aire se mantenga constante, sin formación de ráfagas, que alteran el flujo de aire e impiden la formación de torbellinos.

— *Geometría uniforme* del obstáculo sobre el que incide el viento, como es el caso del arco exento, que permite la generación de torbellinos de forma regular en todo su desarrollo.

— *Coincidencia* entre el período de alternancia de los torbellinos, con el período propio de uno de los modos principales de la estructura. De los ensayos posteriores realizados, ha podido comprobarse que el período de la formación de vórtices era 1,4 segundos, coincidente con el 2º modo de vibración calculado en el arco.

7.3. Solución adoptada

Tras la observación del primer episodio de oscilaciones, se inició una serie de actuaciones inmediatas, encaminadas a evitar los riesgos derivados de nuevos casos de vibración, permitir la continuación de la obra en condiciones de seguridad y finalmente, controlar la situación de la estructura en estado de servicio con las garantías exigibles propias de todo puente importante de carretera.

Para ello se solicitó la colaboración especial del Prof. M.A. Astiz (4), que intervino directamente en el análisis del problema aeroelástico con la determinación y verificación de la solución finalmente adoptada.

Como primera medida, se estudiaron diversas soluciones destinadas a dismi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

nuir a corto plazo la intensidad de las oscilaciones. La solución escogida y puesta en práctica consistió en la colocación de unos dispositivos aerodinámicos sobre el arco, en forma de deflectores (Figura 58), capaces de alterar la trayectoria de la corriente de aire y a canalizarla adecuadamente para impedir la formación de torbellinos.

Figura 58. Deflector. Detalle.
Figure 58. Guide vane. Detail.

Para determinar la efectividad de tal solución con el adecuado rigor técnico, era imprescindible la realización de un estudio en túnel de viento. Las especiales circunstancias de urgencia aconsejaron montar los deflectores diseñados previamente con criterios basados únicamente en la experiencia y conceptos propios de la aerodinámica, a la espera de conocer los resultados del modelo experimental y proceder, si hubiese sido necesario, a correcciones ulteriores. Afortunadamente, los resultados de los ensayos fueron satisfactorios, quedando verificada la idoneidad y grado de eficacia apropiado, tanto para las fases provisionales de la obra, como para la situación definitiva del puente en servicio.

El estudio en túnel de viento se llevó a cabo en la Escuela T.S. de Ingenieros Aeronáuticos de la UPM de Madrid, con la supervisión del Prof. J.Meseguer (5). Se realizaron diversos ensayos en un modelo seccional con y sin deflectores (Figuras 59 y 60), con el objeto de conseguir, en primer lugar, el conocimiento del fenómeno de desprendimiento de torbellinos en la sección del arco exento hasta conseguir explicar, tanto cualitativamente como cuantitativamente, las vibraciones observadas. Los ensayos con el modelo provisto de deflectores tuvieron por objeto comprobar la validez de la solución dispuesta, encaminada a asegurar la inexistencia en el futuro de vibraciones durante la construcción y durante la vida útil del puente.

Paralelamente se desarrolló un proceso de cálculo numérico y análisis dinámico destinado a determinar y cuantifi-

Figura 59. Modelo seccional del arco, sin deflectores, montado en túnel de viento.
Figure 59. Sectional arch model, without guide vanes, mounted in a wind tunnel.

teration at all in air flow. To this must also be added another effect: due to the river Tagus valley's configuration, the air flow is channelled such that in situations similar to those of the incidents mentioned, there is hardly any difference between wind speed at the water level and at the height of the bridge's deck, which is known as a "settled" wind, in meteorological terms. It was also seen that the situation of environmental stability described only occurs with speeds close to 20 km/h (Figure 56). Higher winds give rise to gusts and local variations in intensity and component, which eliminate vortex and, therefore, the cause of large oscillations.

During resonance situations, the structure's oscillatory movement itself controls the frequency of vortex and there is an air speed interval when the shedding frequency remains constant, called a lock-in area (Figure 57).

Whilst there is a possibility of resonance occurring in a certain structure, in practice, risk situations largely depend on weather conditions and the likelihood of the air flow remaining constant without gusting which alters the air flow and prevents vortex forming.

— Uniform geometry of the obstacle on which the wind impinges, as is the case of the arch, allowing periodic vortex shedding over its whole area.

— The vortex alternating period coinciding *with the characteristic period of one of the structure's main modes. It*

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

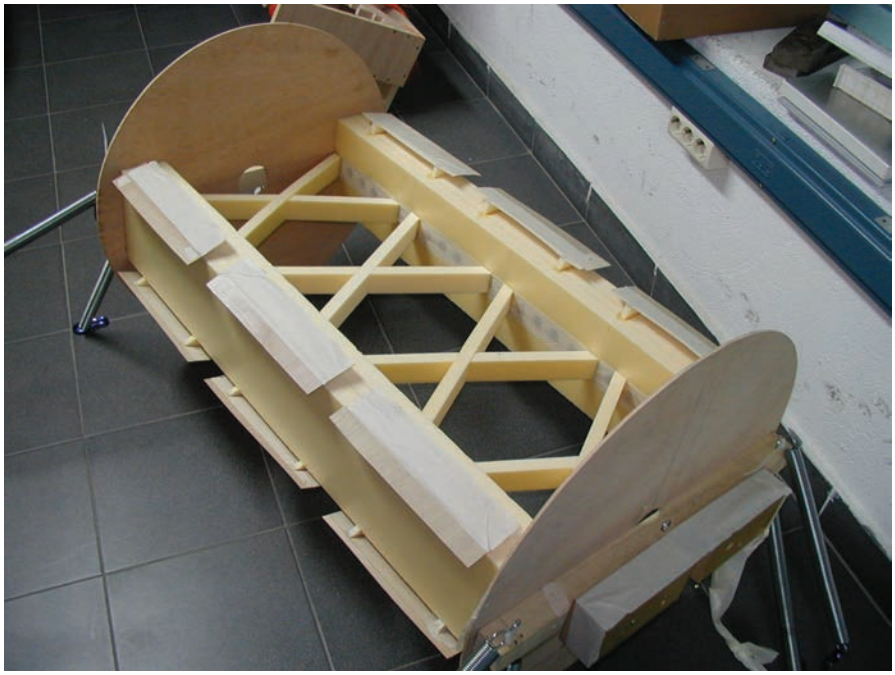


Figura 60. Modelo provisto de deflectores.
Figure 60. Guide vane fitted model.

was seen from subsequent tests that the vortex forming period was 1.4 seconds, which coincided with the 2nd mode of vibration as calculated in the arch.

7.3. Solution adopted

After observing the first oscillation incident, a series of immediate actions commenced to prevent risks deriving from further vibration episodes, to allow the construction to continue under safety conditions and, finally, to monitor the structure's situation in service with the typical guarantees as required of any major road bridge.

The special collaboration of Prof. M.A. Astiz (4) was therefore requested and he directly participated in analysing the aero-elastic problem whilst determining and checking the solution finally adopted.

The first measure was to study various solutions earmarked to reducing the intensity of the oscillations in the short term. The solution chosen and put into practice consisted in placing aerodynamic devices on the arch in the form of guide vanes (Figure 58), able to alter the air flow's trajectory and suitably channel it to prevent vortex forming.

A wind tunnel study was indispensable for determining the effectiveness of such a solution with suitable technical severity. The special circumstances of urgency advised guide vanes previously designed using criteria based solely on experience and concepts typical of aerodynamics to be fitted, whilst awaiting the results of the experimental model and making the subsequent corrections should it have been necessary. Fortunately, the test results were satisfactory, suitability was deemed verified and the degree of efficiency appropriate both for the provisional phases of the work and for the final in-service bridge situation.

The wind tunnel study was undertaken at the Aeronautical Engineers School at the Madrid Polytechnic University under the supervision of Prof. J.Meseguer (5). Various tests were performed on a sectional model with and without guide vanes (Figures 59 and 60), with the purpose of first gaining knowledge of the vortex shedding phenomenon in the provisionally unsecured arch section until managing to qualitatively and quantitatively explain the vibrations observed. The purpose of the tests performed with the model fitted with guide vanes was to check the validity of the solution disposed, earmarked to ensuring that there would be no vibrations during the bridge's construction and useful lifetime.

A numerical calculation and dynamic analysis process was simultaneously developed in order to determine and quantify the effects on the structure as a con-

car los efectos producidos en la estructura como consecuencia de las vibraciones producidas. Se llevó a cabo, además, un estudio probabilístico encaminado a valorar el grado de importancia que en el futuro podría causar la acción del viento, teniendo en cuenta los datos recogidos y las condiciones meteorológicas que pudieran llegar a producirse más adelante.

Durante la construcción del puente se había implementado anteriormente un sistema de instrumentación, destinado a conocer los movimientos normales de la estructura durante las distintas fases de montaje. Se complementó la instrumentación ya existente con un conjunto de acelerómetros dispuestos en varios puntos del arco, con un sistema de registro centralizado, conectado con unos anemómetros, a fin de conocer en todo momento el comportamiento real del puente y la verificación de la eficacia de las medidas adoptadas. Parte de esta instrumentación se ha conservado tras la puesta en servicio de la Autovía, a la manera de una monitorización, que se estima interesante mantener, como corresponde a toda obra pública de una cierta importancia.

Una vez adoptadas las medidas descritas anteriormente, se reanudó la obra, habiendo sido necesario realizar previamente unos trabajos de reparación de desperfectos causados por la intensidad de las vibraciones. Durante uno de los episodios de grandes oscilaciones, se inició una fisura en el metal de la parte inferior de la viga –cajón, coincidiendo con la sección situada en los riñones del arco en que la curvatura inducida por la vibración era máxima. Debido a la persistencia de las oscilaciones durante varias horas, la fisura progresó por las almas, hasta las proximidades de la platabanda superior. Afortunadamente, la disposición en "X" de los arriostramientos permitía asegurar la transmisión del esfuerzo axil del arco, sin contar con los elementos principales de la estructura, tal como se muestra en el esquema de la Figura 61. Las piezas que formaban los arriostramientos, de menor rigidez que las vigas-cajón del arco, conservaron su integridad estructural y su capacidad para transmitir los esfuerzos de compresión resultantes.

Se efectuó la correspondiente reparación de las zonas afectadas y se dispusieron además unos elementos de refuerzo complementarios en el interior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

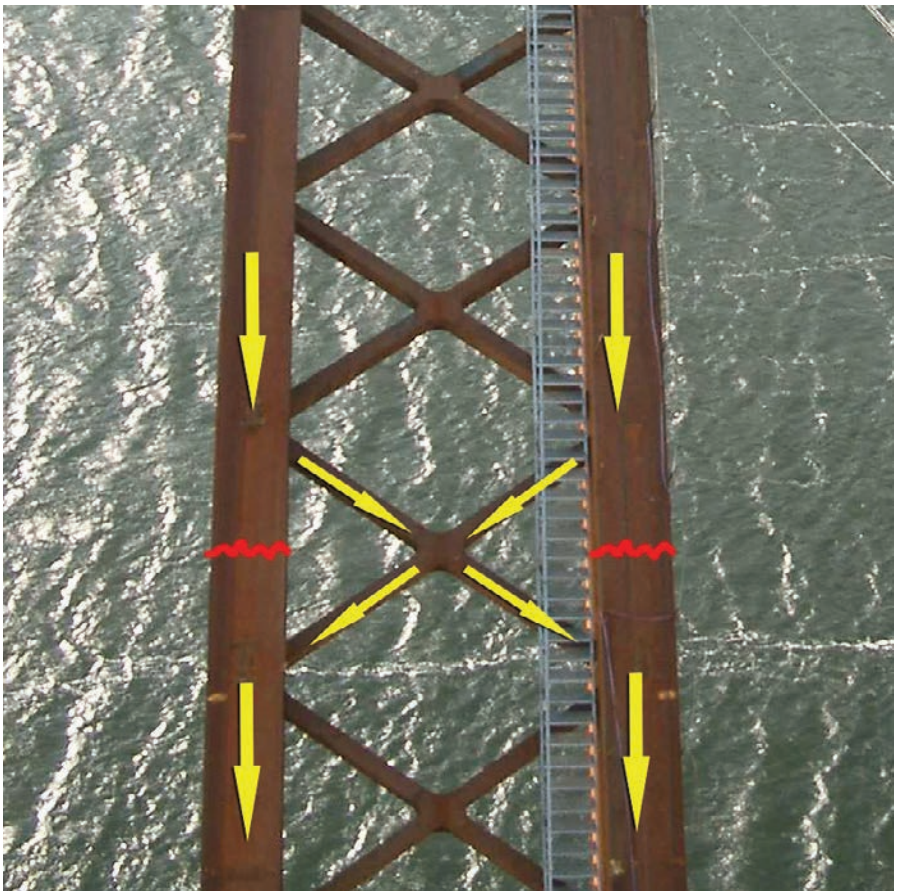


Figura 61. Esquema de transmisión del esfuerzo axil de compresión del arco a través de un módulo de arriostramientos con disposición en "X".
Figure 61. Diagram of the arch's axial compressive *force transmission through a "X" shaped bracing module.*

Posteriormente se llevó a cabo un exhaustivo reconocimiento en el resto de la estructura y se realizaron ensayos metalográficos, con el objeto de descartar la existencia de microfisuras producidas por un hipotético efecto debido a fatiga del material, pudiéndose verificar la ausencia de cualquier tipo de anomalía.

7.4. Seguridad de la obra terminada frente a efectos dinámicos producidos por el viento.

Partiendo de los resultados obtenidos en los estudios realizados y las correspondientes verificaciones experimentales, ha podido determinarse la existencia de un alto grado de seguridad frente a los fenómenos vibratorios, contando con los deflectores montados en los arcos y teniendo en cuenta, además, las características de rigidez y masa total de la obra terminada.

Una de las propiedades derivadas de la disposición de los deflectores ha consistido en la reducción del rango de velocidades del viento en que teóricamente podrían inducirse vibraciones apreciables, situado en un estrecho entorno próximo a 12,5 m/s (45 km/h), correspondiente a la velocidad crítica. Realmente la probabilidad de producirse situaciones estacionarias de viento con velocidad constante de esta magnitud es muy remota, teniendo en cuenta los antecedentes de tipo meteorológico.

Aún en el caso de producirse tal situación hipotética, la amplitud de las vibraciones no alcanzaría los 3 centímetros, que entraría dentro de lo admisible para un puente de 220 metros de luz. En conclusión, puede afirmarse, basándonos en el conocimiento y objetividad que proporciona la técnica, que el efecto dinámico producido por el viento de intensidad constante ha quedado totalmente controlado.

8. FINALIZACIÓN DE LA OBRA

Las últimas fases de la obra se llevaron a cabo con gran rapidez. Puede resultar indicativo el dato relativo a las fechas en que fueron tomadas las siguientes fotografías de la obra:

sequence of the vibrations occurring. A probabilistic study was also undertaken to assess what effect wind force might have in the future, bearing in mind the data collected and weather conditions later on.

An instrumentation system had been previously implemented during the bridge's construction whose purpose was to gain knowledge of the normal movements of the structure during the different erection phases. The already existing instrumentation was supplemented with a set of accelerometers disposed at several points on the arch, with a centralised recording system connected to wind gauges, the purpose of which was to know the bridge's actual behaviour at all times and to check the efficiency of the measures taken. Part of this instrumentation was conserved after the Dual Carriageway came into service, in the fashion of monitoring which it is deemed of interest to keep, as responds to any public work of a certain importance.

Once the measures described above had been taken, work was renewed after having had to previously carry out repair work on the damage caused by the intensity of the vibrations. During one of the heavy oscillation incidents, the metal of the box-beam's underneath began to crack, coinciding with the section located in the arch spandrels where the curvature induced by the vibration was a maximum. Due to these oscillations persisting for several hours, the crack progressed through the webs to the vicinity of the upper flange. Fortunately, the "X" arrangement of the braces ensured transmission of the arch's axial stress without counting on the structure's main elements, as shown in the diagram in figure 61. Less rigid than the arch's box-beam, the parts forming the braces conserved their structural integrity and their capability to transmit the resulting compressive stresses.

The areas affected were repaired and supplementary reinforcing elements were also fitted inside.

The rest of the structure was subsequently given a thorough examination and metallographic tests were performed with the purpose of discarding the existence of micro-fissures caused by a hypothetical material fatigue effect, but no anomaly was found.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

7.4. Safety of the finished construction to dynamic wind effects

From the results obtained in the studies undertaken and the pertinent experimental checks, it was determined that safety as to vibratory phenomena was high, having the guide vanes fitted in the arches and also bearing in mind the characteristics of rigidity and total mass of the finished construction.

One of the properties deriving from the guide vanes consisted in reducing the range of wind speeds with which appreciable vibrations could be theoretically induced to a narrow band around 12.5 m/sec (45 km/h), the critical speed. Actually, the probability of stationary wind situations with a constant speed of this magnitude occurring is very remote, bearing in mind meteorological records.

Even if such a hypothetical situation were to occur, the amplitude of the vibrations would not reach 3 centimetres, which would be within what is admissible for a 2 metres span bridge. In conclusion, based on the knowledge and objectivity the technique provides, it may be stated that the dynamic effect caused by a wind of a constant intensity has been fully controlled.

8. END OF THE WORK

The last work phases were very quickly performed. The dates when the following photos of the work were taken may prove indicative:

Figure 37 (1 February, 2006), the provisionally unsecured arch of the first bridge mounted and the semi-arches of the second bridge in a vertical position.

Figure 62 (22 July, 2006), the two bridges finished, at load testing time. The results obtained during the static and dynamic tests coincided with what the Project provided for.

The official opening of the Cañaveral – Hinojal stretch, in which the bridge is located, took place on 27 July, 2006 (Figure 63).

Figura 62. Prueba de carga.
Figure 62. Load test.

Figura 37 (1 de febrero de 2006), correspondiente al arco exento del primer puente montado y los semiarcos del segundo puente en posición vertical.

Figura 62 (22 de julio de 2006). Corresponde a los dos puentes terminados, en el momento de la prueba de carga. Los resultados obtenidos durante las pruebas estáticas y dinámicas fueron coincidentes con las previsiones del Proyecto.

La inauguración oficial del tramo Cañaveral – Hinojal, en el que está situado el puente, tuvo lugar el día 27 de julio de 2006 (Figura 63).

Figura 63. Vista general de la obra terminada
Figure 63. General view of the finished work.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

9. REFERENCIAS

(1) Bogenbrücke in neuem Klappverfahren. Beton, 1984, n 5.

ARCANGELI (A). L´Industria Italiana del Cemento vol. 57, nº 614, settembre 1987, pp. 546-563. IL PONTE ARGENTOBEL NEI PRESSI DEL LAGO DI COSTANZA (Reppública Federale di Germania).

PRADE, MARCEL. Les grands ponts du monde: Ponts remarquables d´Europe. ISBN 2 – 902170 65 –3, 1990.

(2) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Advanced design and construction of prestressed concrete structures).
DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE KOBARU VALLEY BRIDGE BY LOWERING METHOD
Kazuo Teshima, Hiromichi Matsushita, Mitsunari Shinwashi and Keiji Fukada, Japan

(3) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Big projects and innovative structures).
DESIGN AND CONSTRUCTION OF SHIMOTABARU BRIDGE
Yukihide Yamamoto-Nishi-Usuki, Japan

(4) M.A. Astiz Hormigón y Acero Nº 242. ESTUDIO DE LAS VIBRACIONES DE LOS ARCOS DE ALCONÉTAR.

(5) J. Meseguer, A. Sanz, J.M. Perales, S. Pindado. AERODINÁMICA CIVIL. McGraw-Hill. ISBN: 84-481-3332-3.

9. REFERENCES

(1) Bogenbrücke in neuem Klappverfahren. Beton, 1984, n 5

ARCANGELI (A). L´Industria Italiana del Cemento vol. 57, n°614, settembre 1987, pp. 546-563. IL PONTE ARGENTOBEL NEI PRESSI DEL LAGO DI COSTANZA (Reppública Federale di Germania).

PRADE, MARCEL. Les grands ponts du monde: Ponts remarquables d´Europe. ISBN 2 – 902170 65 –3, 1990.

(2) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Advanced design and construction of prestressed concrete structures).
DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE KOBARU VALLEY BRIDGE BY LOWERING METHOD
Kazuo Teshima, Hiromichi Matsushita, Mitsunari Shinwashi and Keiji Fukada, Japan

(3) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Big projects and innovative structures).
DESIGN AND CONSTRUCTION OF SHIMOTABARU BRIDGE
Yukihide Yamamoto-Nishi-Usuki, Japan

(4) M.A. Astiz Hormigón y Acero Nº 242. ESTUDIO DE LAS VIBRACIONES DE LOS ARCOS DE ALCONÉTAR.

(5) J. Meseguer, A. Sanz, J.M. Perales, S. Pindado. AERODINÁMICA CIVIL. McGraw-Hill. ISBN: 84-481-3332-3 .

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

FICHA TÉCNICA

Administración:
Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras
Demarcación de Carreteras del Estado en Extremadura
Ingeniero Jefe de la Demarcación: D. Manuel Bruno
Ingeniero Director de la Obra: D. Fernando Pedrazo
Asistencia a la Dirección de Obra: IBERINSA-IDEAM

Construcción:
OHL (Obrascón, Huarte, Lain)
Dirección Técnica: D. Manuel Alpañés
Equipo de Construcción:
D. José Manuel Sanjurjo
D. José Miguel Pato
D. Miguel Moreno

Estructura metálica:
HORTA COSLADA (Arcos)
TECADE GROUP (Tableros)

Maniobras especiales:
ALE – LASTRA, S.A.
D. José Mª Martínez
D. Pedro García Rivero

Proyecto y Asistencia técnica a la construcción:
EIPSA (Estudio de Ingeniería y Proyectos)
D. José Antonio Llombart
D. Jordi Revoltós
D. Sergio Couto

Estudio aeroelástico:
D. Miguel Ángel Astiz (Prof. Ing. UPM, Madrid)

Cálculos aeroelásticos:
Juan Carlos Lancha (OHL)

Ensayos en Túnel de viento:
E.T.S. de Ingenieros Aeronáuticos de Madrid
D. José Meseguer (Prof. Ing. UPM, Madrid)

Instrumentación:
KINESIA
D. Vicente Puchol

Administration:
Ministry of Development. Directorate General of Roads
Demarcation of State Roads in Extremadura
Chief Demarcation Engineer: Mr. Manuel Bruno
Site Manager Engineer: Mr. Fernando Pedrazo
Site Management Assistance: IBERINSA-IDEAM

Construction:
OHL (Obrascón, Huarte, Lain)
Technical Management: Mr. Manuel Alpañés
Construction Team:
Mr. José Manuel Sanjurjo
Mr. José Miguel Pato
Mr. Miguel Moreno

Metal structure:
HORTA COSLADA (Arches)
TECADE GROUP (Decks)

Special operations:
ALE – LASTRA, S.A.
Mr. José Mª Martínez
Mr. Pedro García Rivero

Design and Technical Construction Assistance:
EIPSA (Estudio de Ingeniería y Proyectos)
Mr. José Antonio Llombart
Mr. Jordi Revoltós
Mr. Sergio Couto

Aero-elastic study:
Mr. Miguel Ángel Astiz (Prof. Eng. MPU, Madrid)

Aero-elastic calculations:
Mr. Juan Carlos Lancha (OHL)

Wind tunnel testing:
Madrid Aeronautical Engineers University School
Mr. José Meseguer (Prof. Eng. MPU, Madrid)

Instrumentation:
KINESIA
Mr. Vicente Puchol

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

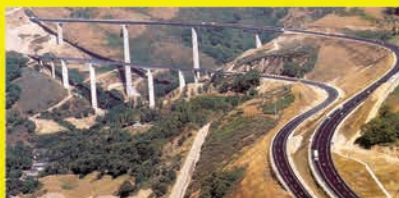
La **fuerza** de un
grupo internacional
de **construcción, concesiones** y **servicios**

Puente Arcos de Alconétar.
Autovía Ruta de la Plata.
Cañaveral-Hinojal.

Récord mundial de basculamiento y abatimiento de arcos

OHL

www.ohl.es



Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

HORMIGÓN y acero

últimos números publicados

Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Estudio de las vibraciones de los arcos de Alconétar

Study of the vibrations of the Alconetar arch

Miguel Ángel Astiz Suárez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático. Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

En este artículo se describe el fenómeno vibratorio ocurrido en los arcos de Alconétar durante su construcción y las actuaciones realizadas como consecuencia de este fenómeno para eliminar las vibraciones. Dichas vibraciones fueron debidas a un fenómeno aeroelástico producido por el viento y originado en el desprendimiento de torbellinos. Para eliminar las vibraciones se han dispuesto unos deflectores curvos en las esquinas de la sección. Tanto el arco original como el modificado han sido ensayados en túnel de viento para conocer las circunstancias del problema y la eficacia de la solución aportada.

SUMMARY

This paper describes the vibrations which happened in the Alconétar arches as well as the modifications which were established to suppress such vibrations. These vibrations were due to an aeroelastic mechanism which was the consequence of vortex shedding under wind flow. Curved deflectors were fitted on the edges of the cross section to reduce the vibrations. Both the original and the modified arch were tested in a wind tunnel to better know the circumstances of the problem as well as to show the efficiency of the proposed solution.

1. INTRODUCCIÓN

Los fenómenos aeroelásticos son aquellos en los que se produce alguna interacción entre la estructura y el flujo de aire de forma que el viento actúa sobre la estructura pero también ésta, al deformarse bajo la acción del viento, condiciona las acciones del viento. Se trata de fenómenos generalmente poco importantes en estructuras rígidas pero que pueden llegar a ser muy relevantes en estructuras flexibles como lo son las alas de un avión o los puentes de gran luz. El ejemplo más conocido es el colapso del puente colgante de Tacoma (Washington, U.S.A.) en 1940, pero existen muchos más ejemplos, no tan conocidos, que han concitado los esfuerzos de múltiples investigadores en los últimos 60 años y que han conseguido que a día de hoy la Aeroelasticidad sea una especialidad muy desarrollada.

Estos fenómenos aeroelásticos se clasifican en varios tipos en función de los efectos que producen y de las causas que los originan. Así se han definido el flameo, la divergencia torsional, el bataneo, el galope o el desprendimiento de torbellinos (1, 2) que no son más que una clasificación tendente a simplificar un fenómeno complejo en el cual intervienen simultáneamente varios de los factores que originan cada uno de esos fenómenos básicos.

Las vibraciones que se han producido durante la construcción de los arcos de Alconétar son un buen ejemplo de estos fenómenos aeroelásticos, que son generalmente imperceptibles pero que pueden dar lugar a desplazamientos estáticos o dinámicos muy importantes en casos aislados. En este artículo se pretende dar una explicación a las vibraciones observadas y se presentan las soluciones propuestas y los estudios llevados a cabo para determinar la eficacia de la solución finalmente adoptada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

2. DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO VIBRATORIO

Como ya se ha explicado en el artículo de descripción de la obra, el puente sobre el Tajo en Alconétar es un puente arco de tablero superior de 220 m de luz. El arco que soporta cada calzada es metálico y está constituido por dos secciones cajón rectangulares huecas arriostradas entre sí por un sistema de cruces de San Andrés (3). El tablero, de sección mixta, se apoya sobre el arco mediante columnas verticales de sección rectangular hueca situadas a 26m de distancia entre ellas.

Durante la construcción de los arcos se observaron movimientos en éstos en coincidencia con estados de viento moderado. Estas vibraciones se produjeron primero durante el abatimiento de los arcos y luego de forma más notable con un arco cerrado y exento. La velocidad estimada del viento durante los episodios de vibración era de unos 30 km/h mantenidos de forma más o menos constante durante unas horas y la amplitud de la vibración correspondiente fue de unos 80cm (tanto un valor como el otro son estimados ya que, como es lógico, no había medios de medida dispuestos con antelación). La forma de la vibración correspondía al modo hemisimétrico de vibración vertical (Figura 1) cuya frecuencia es de 0.70Hz.

Las vibraciones observadas se produjeron bajo un viento moderado, muy alejado del viento de proyecto, cuyo valor medio es del orden de 130 km/h, es decir 4,3 veces superior en términos de velocidades y 18,8 veces superior en términos de fuerzas. Por ello, las vibraciones no pueden producirse por la acción estática de las fuerzas de viento, que son sólo un 5% de las que puede resistir el puente, sino por un fenómeno de resonancia debido a la componente dinámica de las acciones de viento.

De todos los fenómenos aeroelásticos conocidos, sólo hay dos que pueden reunir las características que se dieron en este caso: el desprendimiento de torbellinos y el galope transversal. Otros fenómenos como el flameo, la divergencia torsional o el bataneo tienen características que no se ajustan a lo observado en este caso.

La comprobación de la posibilidad de que sea el galope el causante de las vibraciones se realizó de acuerdo con el Eurocódigo (4). Según este documento, la velocidad crítica de inestabilidad sería de 47,3 m/s (170 km/h), muy superior a la velocidad a la que se ha producido el fenómeno de resonancia. Por ello es poco probable que sea el galope el causante de las vibraciones lo cual concuerda con la experiencia de que este fenómeno es más frecuente en elementos de menores dimensiones tales como cables o líneas de alta tensión.

De entre los dos candidatos posibles, es el desprendimiento de torbellinos el más probable causante de las vibraciones ya que son numerosos los casos de puentes en los que este fenómeno ha llegado a ser detectado (5, 6) con características semejantes: viento moderado de velocidad constante, movimiento oscilatorio de amplitud creciente hasta estabilizarse y en dirección normal al flujo de aire, y coincidencia de la forma de vibración con uno de los modos propios de la estructura.

Este fenómeno se produce cuando la corriente de aire tropieza con un obstáculo (con mayor intensidad si éste tiene esquinas); el despegue de la lámina de flujo genera depresiones que producen pequeños torbellinos cuyo tamaño va creciendo hasta que la corriente los arrastra formando la llamada estela o calle de von Karman. Estos torbellinos se desprenden del obstáculo de forma alternada a un lado y a otro (Figura 2) generando fuerzas transversales (perpendiculares a la dirección de la corriente) también alternadas. Si el obstáculo está soportado elásticamente, como ocurre en el caso de cualquier estructura, estas fuerzas pueden llegar a producir un fenómeno de resonancia en cuanto su frecuencia se aproxime a alguna frecuencia propia de la estructura. Por otra parte, el propio movimiento de la estructura condiciona el valor y la cadencia de las fuerzas, como en todo fenómeno aeroelástico.

La frecuencia de desprendimiento de los torbellinos depende de la velocidad del viento y de la forma y tamaño del obstáculo a través del número de Strouhal, S_t, cuyo valor depende de la forma de la sección y también del número de Reynolds. Dicho número de Strouhal viene dado por la expresión

$$S_t = \frac{b\,n}{U}$$

donde U es la velocidad media del viento no perturbada, b una dimensión característica transversal del obstáculo y n la frecuencia de desprendimiento de los torbellinos. En la mayor parte de las secciones, el número de Strouhal suele estar comprendido entre 0,10 y 0,20.

Una característica importante del desprendimiento de torbellinos, que se tendrá en cuenta más adelante, es el hecho de que, al oscilar la estructura, la frecuencia de desprendimiento no es exactamente proporcional a la velocidad del viento incidente como parece indicar la ecuación anterior. En realidad, cuando dicha frecuencia se acerca a una frecuencia propia de la estructura, se produce un acoplamiento (llamado "lock-in") que hace que la frecuencia de desprendimiento iguale a la de

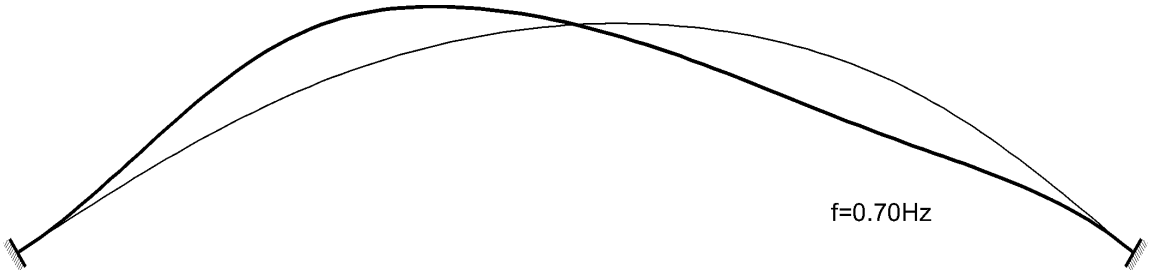


Figura 1. Modo de vibración hemisimétrico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

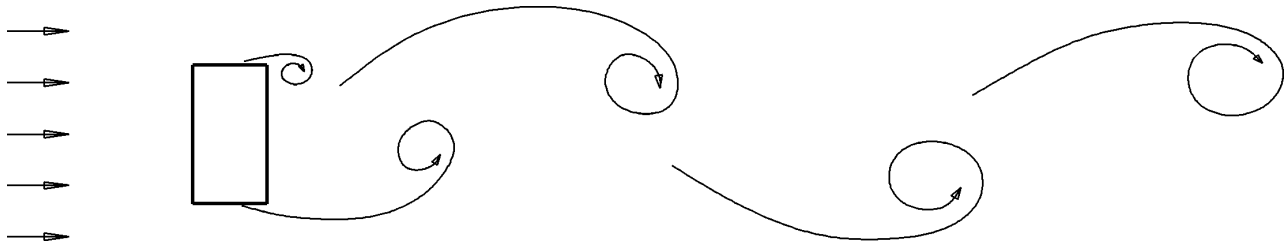


Figura 2. Calle de torbellinos de von Karman.

la estructura. Por ello se pueden producir oscilaciones en condiciones ligeramente diferentes de las que marca el número de Strouhal de la sección.

El desprendimiento de torbellinos sobre secciones simples ha sido muy estudiado tanto por métodos experimentales como numéricos. El problema de dos secciones iguales situadas a una cierta distancia, como ocurre con los arcos que nos ocupan, es mucho más complejo pero también ha sido estudiado (7, 8). En particular, aplicando las conclusiones de (7) a este caso, parece que la proximidad entre las dos secciones rectangulares hace que las acciones aerodinámicas estén condicionadas en muy gran medida por el propio movimiento de la estructura; también parece que no se generan torbellinos apreciables entre las dos secciones y que a estos efectos tienden a comportarse como una única sección.

De todas maneras, y preguntándonos por la singularidad del fenómeno vibratorio que se ha producido hay que aventurar que la distancia entre las dos secciones rectangulares es tal que a la velocidad crítica los torbellinos generados por la sección de barlovento llegan a la sección de sotavento en el momento justo (se podría decir que con la fase adecuada) para producir el máximo efecto en la sección de sotavento.

Desde un punto de vista cuantitativo, el valor de la amplitud de oscilación experimentado por la estructura es, en una primera aproximación, relativamente coherente con la predicción que se puede realizar con las reglas disponibles, como las del Eurocódigo (4).

3. SOLUCIONES PROPUESTAS

Una vez demostrado el origen de las vibraciones, cabe preguntarse por posibles medidas que permitan reducirlas o anularlas. Está generalmente aceptado el hecho de que para reducir las vibraciones producidas por el desprendimiento de torbellinos sólo existen tres vías: aumentar la rigidez de la estructura, introducir elementos de amortiguación o introducir dispositivos aerodinámicos.

El **aumento de la rigidez** de la estructura produce un aumento de sus frecuencias de vibración y a través de este mecanismo un aumento de la velocidad de viento necesaria para que el desprendimiento de torbellinos haga entrar a la estructura en resonancia. Por otra parte, el aumento de rigidez suele ir acompañado de un aumento de resistencia por lo que se consigue también una mayor seguridad. Este aumento de rigidez debería conseguirse a través de tirantes provisionales. Se trata de una solución sólo parcialmente eficaz ya que con una disposición de tirantes razonable se conseguiría elevar la velocidad crítica de viento en un 60%, lo cual reduciría mucho el riesgo de que se volvieran a producir fenómenos vibratorios de esta clase pero no lo anularía. Por otra parte esta solución sólo era provisional y además requeriría un tiempo apreciable antes de que fuera efectiva pues era necesario proyectarla y construirla.

El **aumento del amortiguamiento** es la segunda vía para reducir la amplitud de las vibraciones producidas por el desprendimiento de torbellinos. Esto se puede conseguir mediante amortiguadores pasivos sintonizados a frecuencias próximas a la de la estructura. Los amortiguadores consisten en una masa, un muelle y, si resulta necesario, un amortiguador (al moverse generalmente la masa en oposición de fase respecto a la estructura, ya produce por sí sola un efecto de amortiguamiento). La masa total de todos los amortiguadores debe rondar el 1% de la masa vibrante aunque según algunos autores (5) esta proporción puede ser menor. La frecuencia del amortiguador se suele tomar del orden del 95 al 99% de la frecuencia de la estructura. El amortiguamiento propio del amortiguador tiene un valor óptimo que es función de la relación de masas entre los amortiguadores y la estructura y que para los valores habituales de esta relación ronda el 5%.

Existen aplicaciones recientes de aparatos de este tipo (9) que han demostrado ser muy efectivas. En el caso que nos ocupa (masa del arco = 805t), esta solución requeriría disponer amortiguadores con una masa total de entre 4 y 8 t, lo que supondría unos 20 amortiguadores de entre 200 y 400 kg.

Esta solución tenía varios inconvenientes: era costosa, tanto en términos económicos como de tiempo y, además, sólo sería efectiva para la configuración estructural del arco exento. Al cambiar las frecuencias de la estructura, los amortiguadores dejan de estar sintonizados (aunque es posible sintonizarlos otra vez variando su masa) y por lo tanto no producen el efecto para el que han sido diseñados.

Los **dispositivos aerodinámicos** son ciertos elementos que modifican el flujo de aire hasta el punto de reducir el tamaño de los torbellinos desprendidos (y la magnitud de las fuerzas asociadas) o que mantienen el tamaño de estos torbellinos pero rompen su coherencia de forma que las fuerzas se generan de forma caótica y su efecto integrado sobre el conjunto de la estructura es despreciable. Sobre la base de soluciones que se han adoptado en problemas similares y que han demostrado ser efectivas, se contemplaron tres alternativas (Figura 3):

– Solución de resaltos oblicuos: está inspirada en la solución que ha demostrado ser efectiva en chimeneas. Consistiría en añadir en la cara superior y, a ser posible,

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

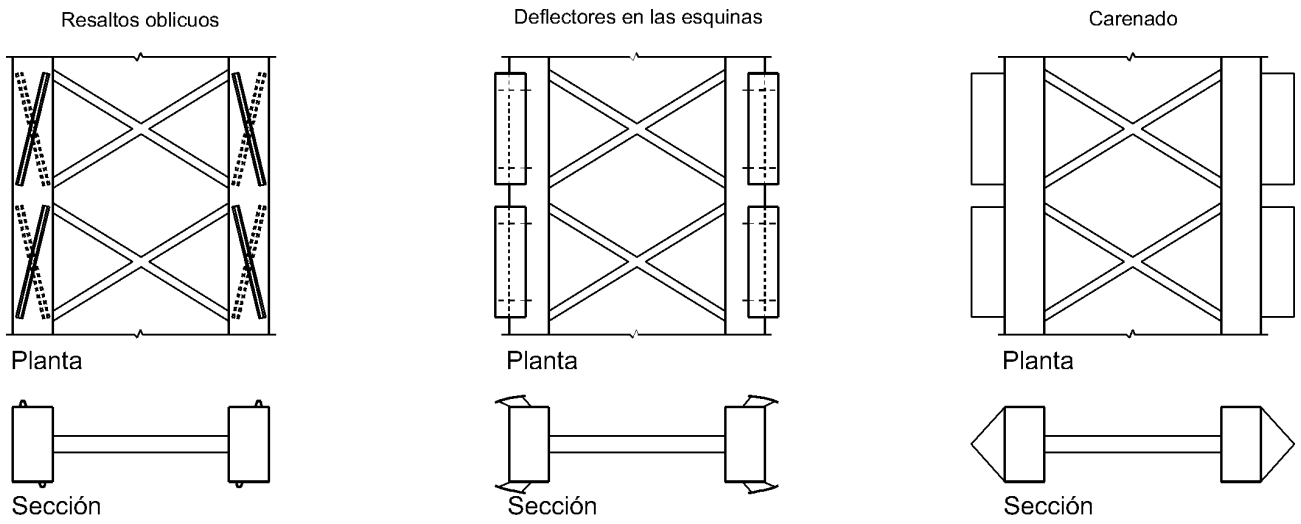


Figura 3. Alternativas de deflectores consideradas.

también en la cara inferior del cajón unos resaltos de forma trapecial (a modo de rigidizador exterior) dispuestos en dirección oblicua respecto al plano del arco.

– Solución de deflectores en las esquinas: esta solución consiste en disponer en las esquinas exteriores de la sección unos deflectores separados del cajón que evitan la separación del flujo de aire y por lo tanto dificultan la formación del torbellino.

– Solución de carenado: esta solución busca el mismo efecto que la anterior a través de añadir un carenado en las caras exteriores de los dos cajones del arco.

Ante el abanico de soluciones contempladas y con el condicionante de la urgencia de la actuación ya que podía estar en peligro la integridad de la obra, se optó por la tercera vía (la de los dispositivos aerodinámicos) por ser relativamente fáciles de instalar y porque eran la única manera de atacar el problema en su origen resolviéndolo por tanto no sólo durante la construcción sino también para el puente terminado. Dentro de los dispositivos contemplados se optó por los deflectores en las esquinas por ser una solución probada en otros casos (5) y relativamente independiente de la variación de canto del arco, cosa que no ocurriría con los resaltos oblicuos ni con el carenado.

Figura 5. Vista de los arcos durante el proceso de instalación de los deflectores.

Los deflectores son chapas de pequeño espesor (5mm) de forma curva sujetos al arco mediante dos chapas transversales. Era una solución fácil y rápida de fabricar y de instalar ya que cada unidad de deflector se podía prefabricar en taller y la fijación al arco se podía llevar a cabo de forma provisional mediante unos puntos de soldadura (Figura 4 y Figura 5).

Figura 4. Deflectores instalados.

4. ENSAYOS EN TÚNEL DE VIENTO

El diseño de la solución adoptada tuvo que hacerse sobre la base de experiencias pasadas pero sin un apoyo científico directo. La demostración de su validez no podía más que provenir de un ensayo en túnel de viento que se terminó cuando los deflectores estaban ya colocados. Los ensayos se hicieron en uno de los túneles aerodinámicos del Instituto Ignacio da Riva de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos de la Universidad Politécnica de Madrid y bajo la supervisión del profesor D. José Meseguer. Aunque la explicación detallada de los ensayos y sus resultados serán el objeto de un artículo posterior, se reflejarán aquí las principales conclusiones ya que son relevantes para demostrar las propiedades de la solución adoptada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

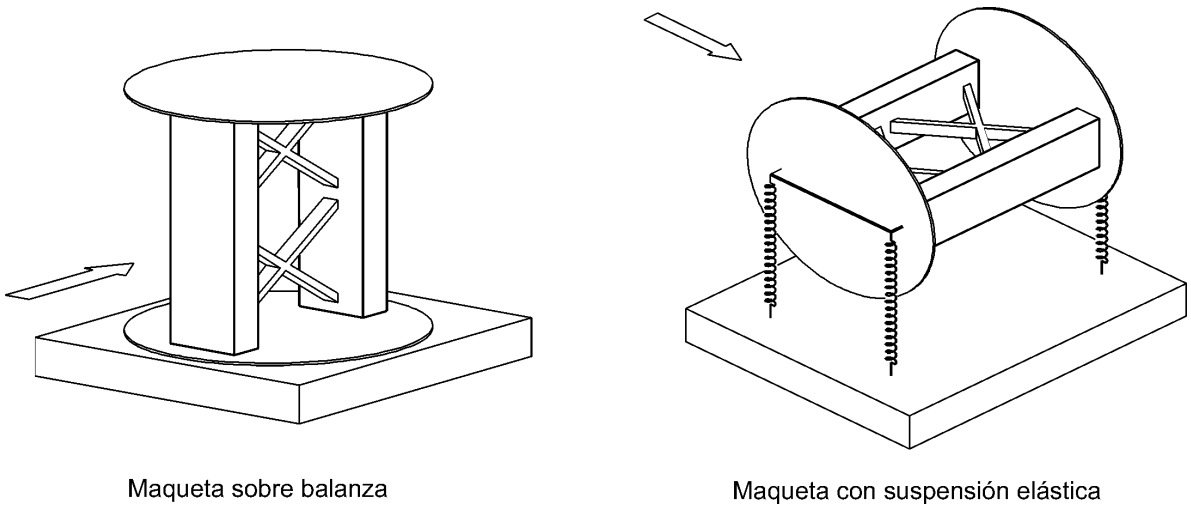


Figura 6. Montaje de los ensayos aerodinámicos.

Se llevaron a cabo en realidad varios ensayos sobre distintos modelos, todos ellos de una sección media del arco con un canto de 2,70m. En lo que se refiere al problema concreto del desprendimiento de vórtices, se hicieron sobre cada modelo dos ensayos (Figura 6): uno sobre maqueta rígida (escala de longitudes λ_L=1/20) en el que se medían en tiempo real las acciones de la corriente de aire sobre la maqueta de donde se pudo extraer información sobre los coeficientes aerodinámicos de cada sección y también la frecuencia y magnitud de las fuerzas no estacionarias generadas por el desprendimiento de torbellinos. El segundo ensayo se realizaba sobre una maqueta distinta (escala de longitudes λ_L=1/15) con sustentación elástica lo cual permitía corroborar los resultados de frecuencias de desprendimiento obtenidos en el ensayo anterior pero además se conseguía medir la amplitud de la vibración consiguiente en función de la velocidad del aire, lo cual permite traducir estos resultados al prototipo como se verá más adelante. Las escalas utilizadas en este segundo ensayo, sobre el que se centrarán preferentemente los párrafos que siguen, son las siguientes: escala de masas λ_M=1/225, escala de frecuencias λ_f=3,31/1, escala de velocidades de viento λ_U=1/4,5. El amortiguamiento del modelo resultó ser del 0,53% (relativo al crítico).

Los resultados correspondientes a la maqueta con sustentación elástica se concretan en el gráfico de la Figura 7 en el que se representa la amplitud de vibración estacionaria del modelo en función de la velocidad del viento incidente. Ambos parámetros están adimensionalizados para poder traducir los resultados directamente a la escala del prototipo: los desplazamientos respecto a una dimensión característica de la sección (el canto en este caso) y la velocidad utilizando el concepto de velocidad reducida ($U_r=U/nD$, siendo n la frecuencia de vibración, aproximadamente coincidente con la fundamental de la estructura, y D el canto de la sección). Se puede observar en esta figura que la introducción de los deflectores permite reducir la amplitud de la respuesta y también reducir la amplitud del intervalo de velocidades para el cual la sección es sensible al desprendimiento de torbellinos.

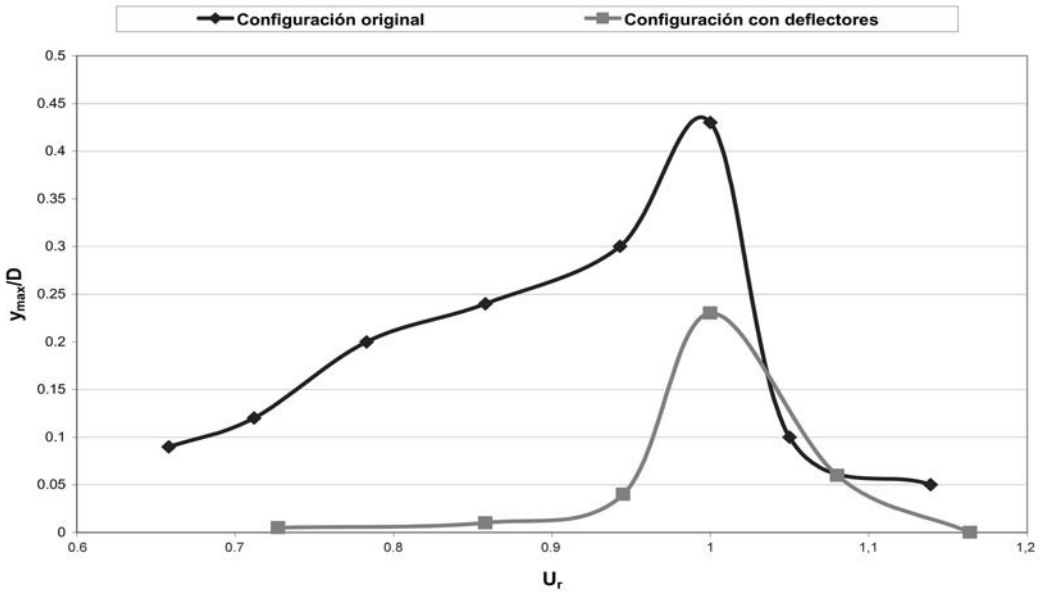


Figura 7. Amplitud adimensional de la oscilación, y_{max}/D, en función de la velocidad reducida,—, para los dos modelos ensayados: puente original y puente con deflectores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

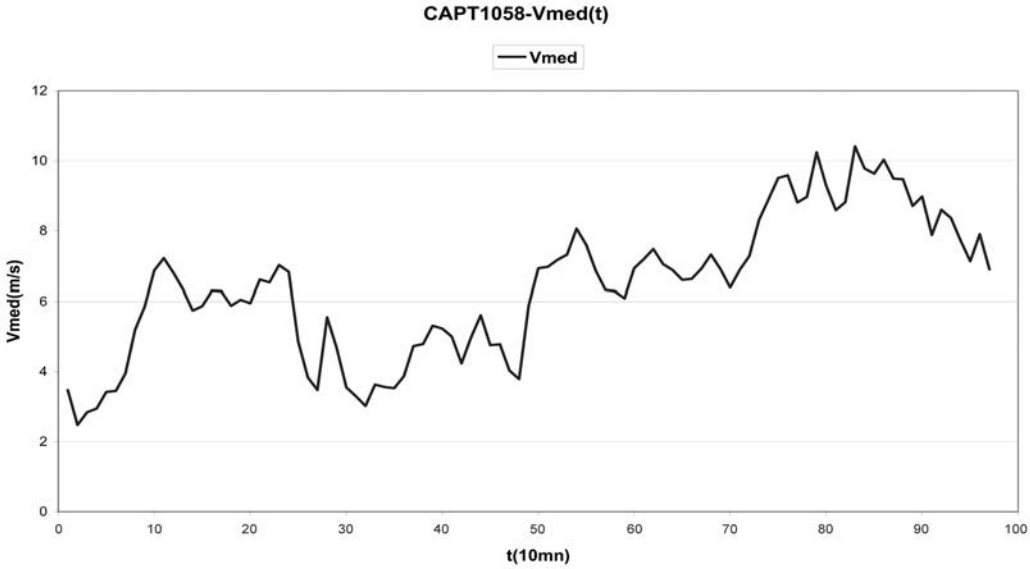


Figura 8. Evolución temporal de la velocidad media en 10 minutos.

5. CARACTERÍSTICAS DEL VIENTO

A raíz de producirse las vibraciones en el arco, se decidió instrumentar dicho arco pero también medir el viento de forma continua para poder capturar posibles episodios de vibración subsiguientes. La medición de velocidad y dirección del viento tiene por objeto determinar con precisión el valor de la velocidad para la cual se produce la vibración pero también determinar las características de turbulencia del viento ya que su influencia sobre la respuesta de la estructura es muy importante como se verá más adelante.

El informe meteorológico sobre los patrones sinópticos del viento indica que la diferencia de rugosidad entre el río embalsado y el monte bajo que lo rodea, la ausencia de meandros y una cierta canalización suave pero constante a lo largo de kilómetros pueden provocar un régimen de vientos muy direccional (normal a la directriz del arco) y de escasa turbulencia sobre el río. Éste es un factor que colabora de forma decisiva en la generación de vibraciones por desprendimiento de vórtices.

En una primera fase se instaló un único anemómetro. Más adelante, y a la vista de la importancia de la turbulencia y de su posible coherencia en la repuesta de la estructura, se instaló un segundo anemómetro aunque los resultados que aquí se presentan corresponden sólo al primero de ellos.

En la Figura 8 se ha representado la evolución temporal de la velocidad media en períodos de 10 minutos a lo largo de un episodio de viento persistente de unas 16 horas de duración. En esta figura se puede apreciar que la supuesta constancia de la velocidad de viento no es tal ya que el rango de variación va desde 2 hasta 10 m/s. El análisis de los datos obtenidos (medidas cada 0,050 segundos) permite determinar los valores extremos (mínimo y máximo) y la desviación típica de la velocidad de viento y relacionar estos parámetros con la velocidad media en cada uno de estos intervalos de 10 minutos. Se observa (Figura 9) que hay una marcada proporcionalidad entre estos datos y que, en definitiva, la intensidad de la turbulencia resulta ser del 14%. Este valor es compatible con una categoría de terreno tipo I según la nomenclatura del Eurocódigo (4), es decir lagos o superficies planas con esca-

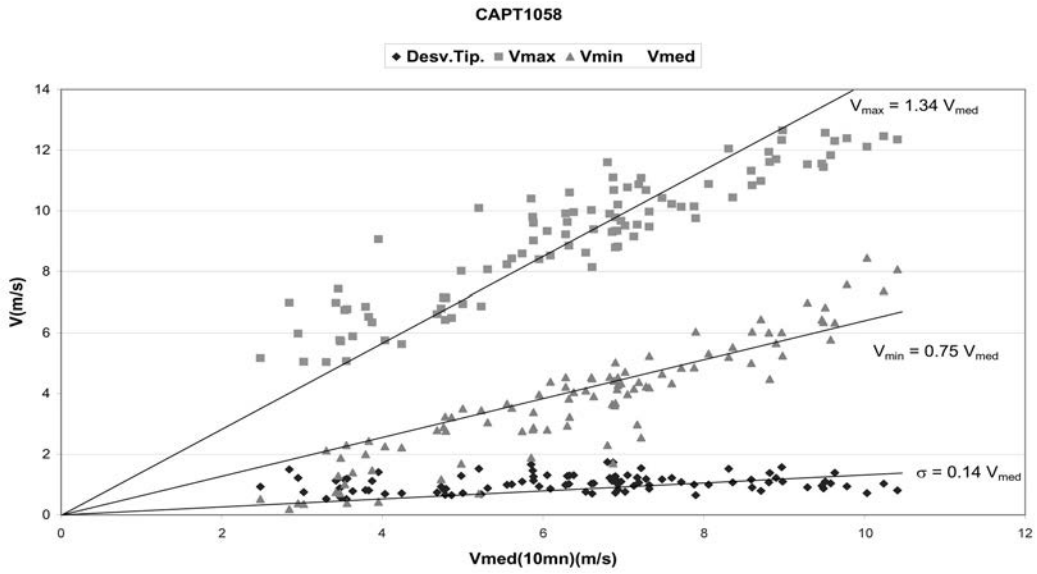


Figura 9. Datos sobre la turbulencia del viento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

sa vegetación, y por lo tanto avala el informe meteorológico en el sentido de que el viento que se presenta en el lugar es relativamente constante. Sin embargo, este valor de la intensidad de la turbulencia va a tener una influencia notable sobre la respuesta de la estructura como se verá seguidamente.

6. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA

6.1. Arco exento

De los resultados del ensayo en túnel de viento para la configuración original del arco (sin deflectores) se deduce que el número de Strouhal de la sección es aproximadamente 0,15 y que la velocidad crítica de viento traducida a la escala del prototipo es 12,6m/s=45km/h. El valor del número de Strouhal está en el orden de magnitud esperado y la velocidad de viento es algo superior a la estimación de las personas que presenciaron las vibraciones pero como no se pudo medir dicha velocidad, no se puede tomar como absolutamente fiable el dato mencionado al principio.

El Eurocódigo (4) permite estimar la amplitud de las vibraciones, y_{max}, producidas por desprendimiento de vórtices mediante la fórmula

$$y_{\max} = b \cdot \frac{1}{S_t^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat}$$

en donde b es el canto de la sección, S_t, es el número de Strouhal, S_c es el número de Scruton (función de la masa unitaria de la estructura, de su amortiguamiento y del canto de la sección transversal y que se define más adelante), K y K_w son dos parámetros que dependen de la forma del modo de vibración excitado por el viento, y c_{lat} es un coeficiente adimensional de fuerzas laterales que depende de la forma de la sección. La aplicación de esta fórmula al punto de resonancia del ensayo en la configuración original permite determinar el valor del coeficiente c_{lat} para la sección: c_{lat}=0,27. Si se aplica esta misma fórmula al arco exento con un amortiguamiento del 0,3% (medido en obra), se obtiene una amplitud de la vibración de 0,75m, que es un valor prácticamente coincidente con las estimaciones realizadas por las personas que presenciaron la vibración y con las practicadas sobre los vídeos que existen de estos episodios. Este resultado es una buena confirmación de la metodología de ensayo y de interpretación de los resultados que se ha adoptado.

Cuando se considera la sección modificada con los deflectores, la Figura 7 demuestra en primer lugar que el valor crítico de la velocidad reducida (y por lo tanto el número de Strouhal) no se ve apenas afectado por dichos deflectores. Por otra parte, la amplitud de las vibraciones se reduce aproximadamente a la mitad. Este último resultado puede parecer a primera vista decepcionante; sin embargo, casi tan importante como la reducción de amplitud máxima es el hecho de que este pico de amplitud está mucho más concentrado alrededor de la velocidad crítica. Esto indica que dicha amplitud máxima sólo se producirá en unas condiciones de viento mucho más exigentes que las que pueden producir el fenómeno de resonancia en la configuración original. Esta exigencia se ve condicionada en este caso por dos factores: la variación del canto del arco y la turbulencia del viento.

La variación de canto del arco se puede tener en cuenta a través de suponer que la velocidad reducida varía a lo largo del arco y por lo tanto también lo hace la amplitud máxima de acuerdo con la Figura 7. Esto se puede modelar suponiendo que el coeficiente de fuerza lateral, c_{lat}, varía en función del canto. Teniendo en cuenta que en el cálculo de la amplitud de las vibraciones se supone que las fuerzas aeroelásticas se aplican en fase a lo largo de la llamada longitud de correlación (entre 6 y 12 veces el canto), se puede definir un valor medio de c_{lat} a lo largo de esta longitud (por la pequeña variación de canto que en ella se puede producir). De esta manera se pasa de un valor máximo de c_{lat} de 1,42 (correspondiente al máximo de la Figura 7), a un valor medio de 1,24. La aplicación de nuevo de la fórmula del Eurocódigo conduce a una amplitud de las vibraciones de 0,25m, es decir un tercio de la correspondiente a la configuración original.

Este resultado podría llegar ser considerado suficiente en cuanto a la seguridad de la estructura aunque no sería admisible en cuanto a la comodidad y seguridad de los operarios ya que las aceleraciones correspondientes serían de 4,8 m/s^2 (=0,5g). En realidad, la máxima aceleración medida a lo largo de la construcción del puente después de colocar los deflectores fue de 0.060g y ello a pesar de que se llegó a superar la velocidad crítica. La explicación a este comportamiento hay que buscarla en los efectos de la turbulencia pero se dejará este aspecto para más adelante.

6.2. Estructura terminada

Tanto desde el punto de vista del proyectista como del de la constructora o del de la Administración, el punto crucial es saber en qué condiciones queda el puente después de terminado. Aunque se estudiaron diversos estadios intermedios con la misma metodología descrita anteriormente, lo aquí expuesto se centra en el estudio del puente terminado. En esta situación hay múltiples factores que mejoran el comportamiento de la estructura. En primer lugar la masa aumenta ya que a la masa del arco metálico se le añade la de las pilas (no muy importante) y la del tablero mixto. Por otra parte el amortiguamiento también aumenta ya que el arco exento era una estructura metálica soldada y muy sencilla mientras que el puente terminado es una estructura mixta con múltiples apoyos. De esta manera, el número de Scruton ($S_c=2\delta m/\rho b^2$, siendo δ el amortiguamiento logarítmico, m la masa unitaria, ρ la masa específica del aire y b el canto de la sección), pasa de valer 13,9 (que es un valor muy bajo que ya sugiere la posibilidad de aparición de vibraciones) a valer 250 (que es un valor muy satisfactorio). Como contrapartida, las frecuencias de vibración del puente terminado son menores que para el arco exento (por el aumento de masa) y en consecuencia la velocidad crítica disminuye.

La aplicación de la fórmula del Eurocódigo al puente terminado con hipótesis muy conservadoras respecto al efecto del viento sobre pilas y tablero (mantenimiento del valor de c_{lat}) para las que no se dispone de datos de ensayo en túnel de vien-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

to arroja resultados muy aceptables: la amplitud máxima de vibración se reduce a 0,026m lo que supone variaciones de tensión de 13MPa (por debajo del límite de fatiga) y aceleraciones máximas de 0,14m/s^2 (0,014*g*) para el primer modo de vibración. La amplitud subiría hasta 0,042m en el caso del tercer modo de vibración cuya frecuencia (0,83 Hz) es más próxima a la del arco exento; sin embargo es muy poco probable que este modo resulte excitado por la falta de coherencia espacial de la velocidad de viento. Estos modos de vibración corresponden, por supuesto, a la estructura completa.

6.3. Influencia de la turbulencia

Queda por estudiar el papel de la turbulencia en este fenómeno. Para ello se ha optado por recurrir a un modelo muy intuitivo y que además queda del lado de la seguridad. El modelo es un sistema de un grado de libertad sometido a una fuerza oscilante con una frecuencia coincidente con la frecuencia propia del sistema. Es sabido que en esta situación de resonancia la amplitud de la vibración crecerá paulatinamente hasta estabilizarse en un valor máximo, y_{max}, que dependerá del amortiguamiento del sistema de acuerdo con la expresión

$$y_{max} = \frac{p_0}{2\xi k}$$

en donde p_0 es la amplitud de la fuerza, k es la rigidez del sistema y ξ su amortiguamiento relativo al crítico. El número de ciclos necesarios para alcanzar esta amplitud máxima será tanto mayor cuanto menor sea el amortiguamiento.

Se representarán las acciones generadas por el desprendimiento de torbellinos mediante una fuerza oscilante de variación senoidal y de frecuencia coincidente con la frecuencia propia del sistema. Pero para tener en cuenta que los efectos de esta fuerza sólo se hacen sentir en un entorno de la velocidad crítica, se supondrá que la fuerza actúa solamente cuando la velocidad de viento (variable por efecto de la turbulencia) difiere de la velocidad crítica en una proporción definida. Esta proporción se determina a partir de los resultados del ensayo en túnel de viento como se explica en la Figura 10: la curva de respuesta (amplitud máxima frente a velocidad reducida) se sustituye por un diagrama rectangular de misma área. Esto es equivalente a suponer que las fuerzas aeroelásticas sólo actúan cuando la velocidad de viento está contenida en un cierto intervalo. Este intervalo de efectividad resulta ser el comprendido entre 0,81 y 1,05 (longitud total = 0,24) de la velocidad crítica para la configuración original y el comprendido entre 0,95 y 1,06 (longitud total = 0,11) de la velocidad crítica para la configuración modificada con los deflectores.

El siguiente paso consiste en determinar durante cuánto tiempo la velocidad de viento estará comprendida en los intervalos marcados. Para ello se analiza uno de los registros de viento extraídos del puente y dentro de ese registro se selecciona una longitud de 1 hora durante la cual la velocidad se mantenga más o menos constante (entre la abscisa 15 y la abscisa 21 en el diagrama de la Figura 8) y se asimila la velocidad crítica a la velocidad media en ese intervalo (todos estos intervalos son proporcionales a la velocidad media como se demuestra en la Figura 9); ésta es evidentemente una hipótesis conservadora puesto que, como se aprecia en la mencionada figura, la velocidad de viento sufre variaciones importantes a lo largo del tiempo necesario para generar vibraciones apreciables. Como consecuencia de este análisis, se obtienen los siguientes resultados:

- Para la configuración original (intervalo de longitud 0,24) sólo el 48% de los datos están comprendidos en el intervalo de efectividad; la duración media de cada periodo de efectividad es de 5,15s y la separación media entre cada dos intervalos de efectividad es de 5,47s.

- Para la configuración con deflectores (intervalo de longitud 0,11) sólo el 22% de los datos están comprendidos en el intervalo de efectividad; la duración media de cada periodo de efectividad es de 2,05s y la separación media entre cada dos intervalos de efectividad es de 7,35s.

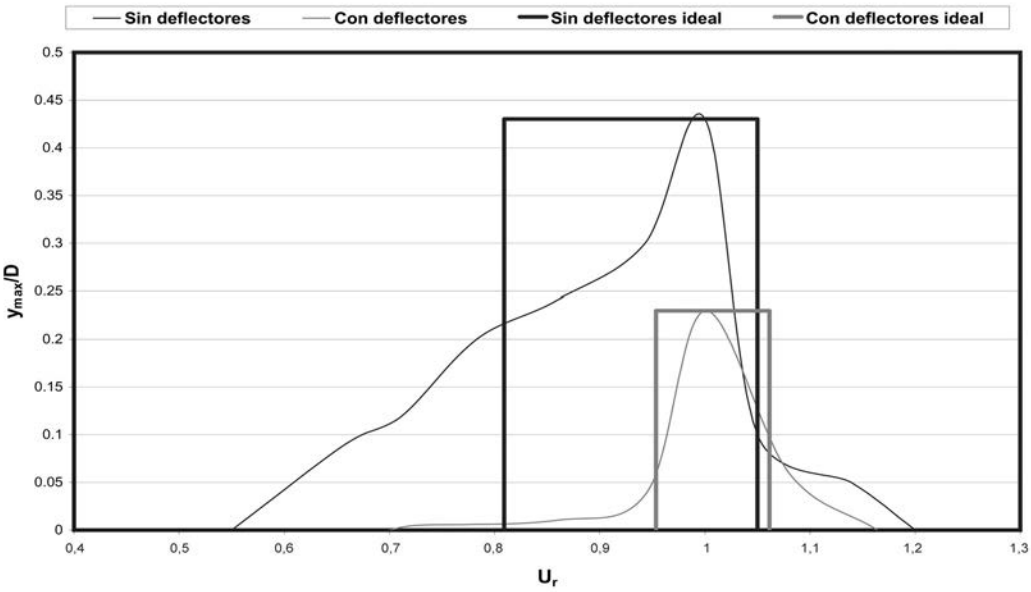


Figura 10. Diagramas idealizados de la respuesta de los modelos (original y con deflectores) al desprendimiento de torbellinos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

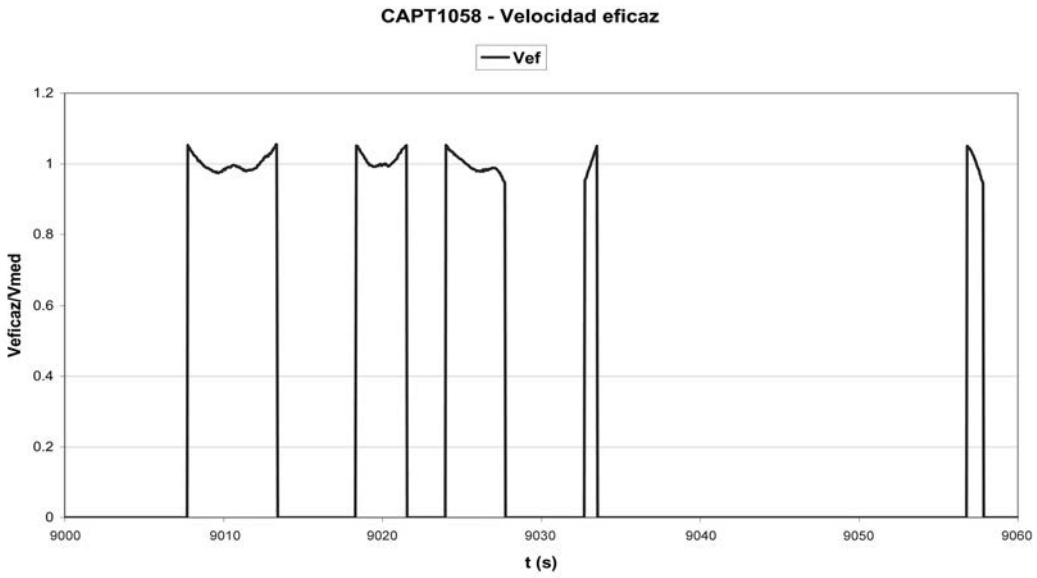


Figura 11. Velocidades de viento efectivas de cara al desprendimiento de torbellinos para la sección modificada (con deflectores).

Es evidente que los períodos de efectividad de la velocidad del viento son valores medios y que en realidad pueden variar mucho como se aprecia en la Figura 11, tomada de un período de tiempo comprendido en la misma hora de velocidad sostenida considerada para la determinación de los parámetros característicos anteriores.

El estudio de la influencia que puede tener la turbulencia en la respuesta al desprendimiento de torbellinos se ha realizado aplicando sobre el modelo de un grado de libertad fuerzas excitadoras con la misma frecuencia que la del modelo y siempre en fase de forma que produzcan resonancia (otra hipótesis conservadora) pero interrumpiéndolas regularmente de acuerdo con la cadencia media definida anteriormente. La respuesta del modelo sigue correspondiendo a un fenómeno de resonancia aunque con algunas variantes como se aprecia en la Figura 12. Se observa un crecimiento paulatino de la amplitud de las oscilaciones aunque con disminuciones periódicas, que corresponden a períodos de interrupción de las fuerzas excitadoras; estas disminuciones serán tanto más acusadas cuanto más largas sean y cuanto mayor sea el amortiguamiento. La amplitud máxima de vibración se produce en una situación de equilibrio entre la energía introducida en el sistema por las fuerzas excitadoras y la energía disipada por amortiguamiento; por ello cabe esperar que esta amplitud sea proporcional a la fracción de tiempo durante la cual son efectivas las fuerzas de viento y que sea inversamente proporcional al amortiguamiento.

Se han estudiado dos casos correspondientes de alguna forma a la situación del arco exento antes y después de modificarlo con los deflectores con un amortiguamiento relativo del 0,3%; finalmente se ha estudiado un tercer caso ideal en que se ha considerado el arco exento y modificado con los deflectores pero con el amortiguamiento correspondiente a una estructura mixta que es del 0,6% (4). En los tres casos, la amplitud de la fuerza de excitación es la misma, cosa que no ocurre en realidad de acuerdo con lo reflejado en la Figura 7. Los resultados se muestran de forma relativa en la Tabla 1.

Estos resultados indican que la respuesta del arco modificado debe llevar un factor reductor de 0,49 respecto a la estimación anterior sólo a causa de la turbulencia del viento; por lo tanto la máxima amplitud esperable sería de 0,49 × 0,25m = 0,12m y la

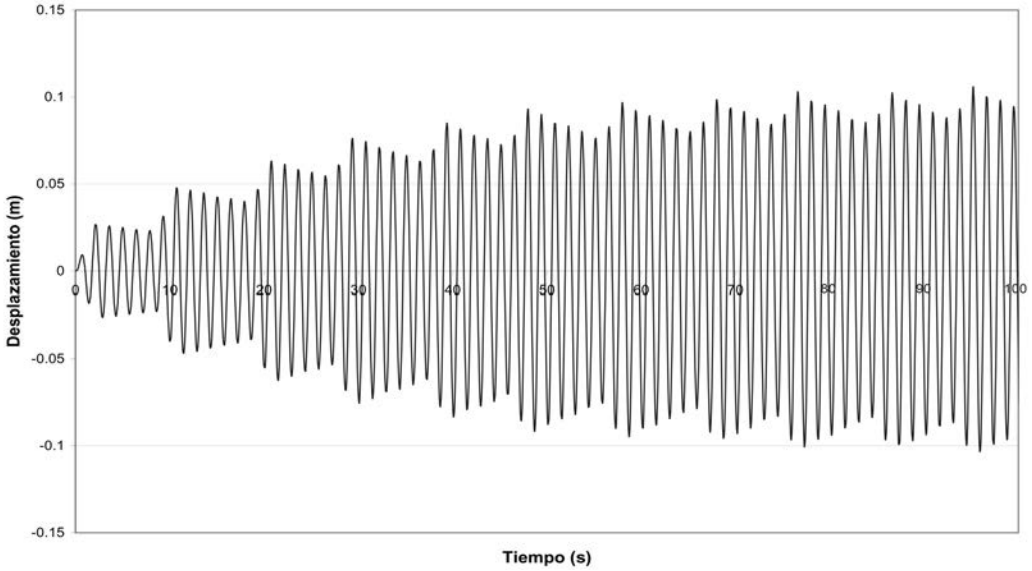


Figura 12. Respuesta del modelo de un grado de libertad a la aplicación de fuerzas periódicas con interrupciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Tabla 1. Amplitudes máximas (valores relativos) del modelo de un grado de libertad

Casos calculados	Amplitud máxima de vibración (valores relativos)
Sección del arco original: $f\theta.7H$ z, ξ=0,3%	1,00
Sección del arco modificado: $f\theta.7H$ z, ξ=0,3%	0,49
Sección del arco modificado: $f\theta.7H$ z, ξ=0,6%	0,33

máxima aceleración sería de 0,49×0,5*g*=0,24*g*. Este último valor es todavía muy superior a los valores medidos in-situ lo cual hace suponer que la falta de coherencia espacial de la velocidad de viento (producto también de la turbulencia) juega un papel importante en el fenómeno aparte de los efectos de respuesta no-lineal de la estructura frente al desprendimiento de torbellinos (2).

En el caso del puente terminado, las fuerzas excitadoras generadas en los arcos deberían mover una masa mucho mayor y el amortiguamiento también sería mayor por ser el tablero mixto. Sin embargo, los resultados de la Tabla 1 parecen indicar que la reducción de la amplitud resonante no es inversamente proporcional al amortiguamiento en el caso de unas fuerzas excitadoras que se interrumpen de forma periódica y regular. En cualquier caso sí demuestran que el efecto de la no continuidad de las fuerzas (consecuencia de la turbulencia) es de una reducción de la amplitud de las vibraciones. Por lo tanto, las amplitudes de vibración esperables en el puente terminado serán incluso menores que las estimadas a partir de la formulación del Eurocódigo (4) y mencionadas anteriormente. El sistema de adquisición de datos instalado en el puente permitirá estudiar con precisión el comportamiento del puente y analizar especialmente el papel desempeñado por la turbulencia.

7. CONCLUSIONES

A lo largo de este trabajo ha quedado demostrado que las vibraciones sufridas por los arcos de Alconétar durante su construcción fueron debidas a un fenómeno de resonancia producido por el desprendimiento de torbellinos. Estas vibraciones han sido controladas de forma satisfactoria por la introducción de unos deflectores en las cuatro esquinas exteriores de los arcos cuya función consiste en combatir el despegue de la lámina de fluido y reducir el tamaño de los torbellinos y, consecuentemente, el valor de las fuerzas oscilantes que imponen sobre la sección. Estos deflectores también reducen el intervalo de velocidades para el cual el desprendimiento de torbellinos se acopla a la frecuencia de vibración del puente y ambos efectos hacen que las oscilaciones resultantes sean aceptables. Con el puente terminado, el incremento de masa y rigidez del puente y el aumento de amortiguamiento debido a la introducción de un tablero mixto hacen que la amplitud de las vibraciones que se pueden llegar a producir sea plenamente aceptable de acuerdo con las normas vigentes tanto en lo que se refiere a la seguridad y durabilidad de la estructura como a la comodidad del tráfico que circule por el puente.

AGRADECIMIENTOS

Es de destacar la diligencia que han demostrado en abordar el problema de las vibraciones todas las partes implicadas (proyectista, constructora, administración, asistencia técnica, auscultación y laboratorio de Aerodinámica). Sin esta colaboración no hubiera sido posible resolver el problema en el plazo en que se hizo.

REFERENCIAS

(1) Meseguer J., Sanz A., Perales J.M., Pindado S., “Aerodinámica Civil”, McGraw-Hill, 2001

(2) Simiu E. & Scanlan R.H., “Wind Effects on Structures”, John Wiley & Sons, 1996

(3) Llombart J.A., Revoltós J., Couto S., “Puente sobre el río Tajo, en el Embalse de Alcántara («Arcos de Alconétar»)”, Hormigón y Acero, nº 242, 2006

(4) EN 1991-1-4:2005, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions

(5) Larsen A. & Poulin S., “Vortex-Shedding Excitation of Box-Girder Bridges and Mitigation”, *Structural Engineering International*, 4/2005, 258-263, 2005

(6) Vrouwenvelder A.C.W.M. & Hoeckman W., “Wind-Induced Vibration of Tubular Diagonals of the Werkspoorbridge”, *Structural Engineering International*, 4/2004, 314-321, 2004

(7) Takeuchi T. & Matsumoto M., “ Aerodynamic Response Characteristics of Rectangular Cylinders in Tandem Arrangement”, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 41-44, 565-575, 1992

(8) Mittal S., Kumar V. & Raghuvanshi A., “Unsteady Incompressible Flows past Two Cylinders in Tandem and Staggered Arrangements”, International Journal for Numerical Methods in Fluids, 25, 1315-1344, 1997

(9) Morgenthal G. & Saul R., “Analysis of Aeroelastic Bridge Deck Response to Natural Wind”, *Structural Engineering International*, 4/2005, 232-235, 2005.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Cálculo a cortante de vigas de hormigón armado y pretensado: una propuesta de cálculo normativo

Shear design of reinforced and prestressed concrete beams: a proposal for code procedure

Antoni Cladera Bohigas
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor colaborador. Departamento de Física
Universidad de las Islas Baleares

Antonio Marí Bernat
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático. Departamento de Ingeniería de la Construcción
Universidad Politécnica de Cataluña

RESUMEN

La aprobación del nuevo Eurocódigo 2 (EC-2) para el proyecto de estructuras de hormigón supone un reto para los distintos códigos nacionales, ya que éstos deben intentar converger hacia él. Para el cálculo del Estado Límite Último de cortante en elementos sin armadura a cortante, el nuevo EC-2 adopta la actual expresión de la Instrucción EHE con cambios de pequeña importancia. Sin embargo, para elementos con armadura a cortante, la ecuación propuesta en el EC-2 representa una celosía de ángulo variable sin contribución del hormigón. En opinión de los autores, esta simplificación puede olvidar algunos de los parámetros importantes que gobiernan el mecanismo de la rotura a cortante.

Por este motivo, en este artículo se presenta una propuesta para el cálculo del Estado Límite Último de cortante en elementos de hormigón armado y/o pretensado para su posible inclusión en la Instrucción EHE. Para vigas sin armadura a cortante el método es prácticamente igual que el del EC-2 pero para vigas con armadura a cortante se propone un modelo que verifica la compatibilidad entre momento flector, axil y cortante.

SUMMARY

The new edition of the Eurocode 2 (EC-2) for the design of concrete structures challenges all the different national codes to try to converge towards it. For the Ultimate Limit State of shear for elements without shear reinforcement the EC-2 adopts the current expression of the Spanish EHE Code with minor amendments. However, for elements with shear reinforcement, the formulation proposed by EC-2 is a varying angle truss model without concrete contribution. It is the authors' opinion, that these simplifications may neglect some of the important parameters affecting the mechanism of shear strength.

For this reason, this paper presents a new proposal for shear design of reinforced and prestressed elements for its possible inclusion in the EHE Code. For beams without shear reinforcement, the proposed method is practically identical to the EC-2 procedure but, for beams with web reinforcement, it is proposed a model that verifies compatibility between bending moment, axial force and shear strength.

1. INTRODUCCIÓN

La resistencia a cortante es un tema fundamental en el diseño y cálculo de las estructuras de hormigón, ya que la mayoría de los elementos estructurales se encuentran sometidos a combinaciones de flexión, cortante y esfuerzos axiles.

A nivel de comportamiento, resulta fácil diferenciar el problema de la resistencia a cortante en vigas sin armadura a cortante y en vigas con cercos. Para las primeras, los mecanismos resistentes que se establecen en el interior de la viga son los representados en la Figura 1. Éstos son: el cortante transmitido en la cabeza comprimida (V_{cz}), el cortante transmitido gracias a la fricción entre las caras de la fisura (V_{ay}), y el cortan-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

te debido al efecto pasador de la armadura (V_d). Además de estos mecanismos, en vigas con relaciones a/d menores a 2,5, donde *a* es la luz a cortante, es decir la distancia del punto de aplicación de una carga puntual al apoyo más cercano, y *d* el canto efectivo, el efecto arco puede ser importante.

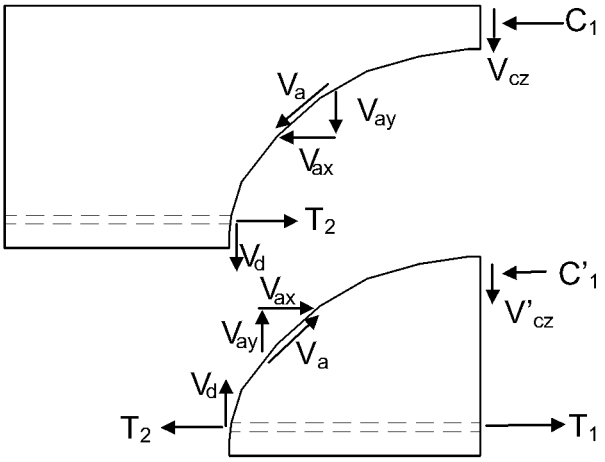


Figura 1. Mecanismos resistentes en una viga sin armadura a cortante.

La mayoría de los métodos utilizados para la determinación de la resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal son métodos empíricos, si bien existen algunos métodos analíticos que al final siempre dependen de algún parámetro ajustado empíricamente. El método de la Instrucción EHE [1] es un método empírico, al igual que el de la anterior normativa EH-91 [2].

En el caso de vigas con armadura transversal, a los mecanismos resistentes antes mencionados es necesario añadir la contribución de la armadura a cortante (V_s), tal como se representa en la Figura 2. Son numerosos los métodos de cálculo para obtener la resistencia a cortante aunque, a juicio de los autores, se pueden agrupar en tres grandes grupos: celosías plásticas, celosías plásticas con contribución del hormigón y métodos basados en equilibrio y compatibilidad.

Los primeros modelos que existieron fueron los basados en celosías plásticas, como los modelos de Ritter y Morsch [3, 4]. Estos modelos se basan en que toda la resistencia a cortante de una viga se debe a la resistencia de los cercos y se establece una sencilla celosía, que satisface las condiciones de equilibrio y de contorno, para el cálculo de la resistencia a cortante. El modelo que recientemente ha aparecido en el Eurocódigo 2 [5] sería un modelo de celosía plástica con ángulo variable de inclinación de las bielas comprimidas.

Los modelos que combinan una celosía plástica con una contribución del hormigón son los más habituales a nivel normativo. En este caso, la celosía puede ser de ángulo fijo (45º) o variable, y la contribución del hormigón se obtiene como la resistencia a cortante de una viga similar pero sin armadura a cortante (o directamente proporcional a ésta). El método de la actual Instrucción EHE sería de este tipo, así como los métodos del Código ACI [6].

Por último, existen algunos métodos de cálculo basados en modelos racionales que satisfacen tanto las ecuaciones de equilibrio como las de compatibilidad, como por ejemplo la Teoría Modificada del Campo de Compresiones [7]. En general, son modelos que dan respuesta tanto al comportamiento en servicio y en rotura y en los que se modeliza el hormigón fisurado con tensiones en dos direcciones. Además, en la fisura se permite transmitir esfuerzos de fricción lo que provoca tensiones de tracción en el hormigón entre fisuras (Figura 3). Para profundizar en estas teorías y conocer desarrollos posteriores se recomienda consultar un trabajo recientemente

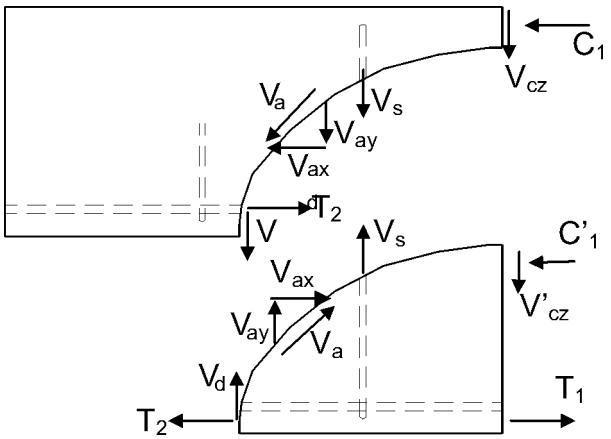


Figura 2. Mecanismos resistentes en una viga con armadura a cortante.

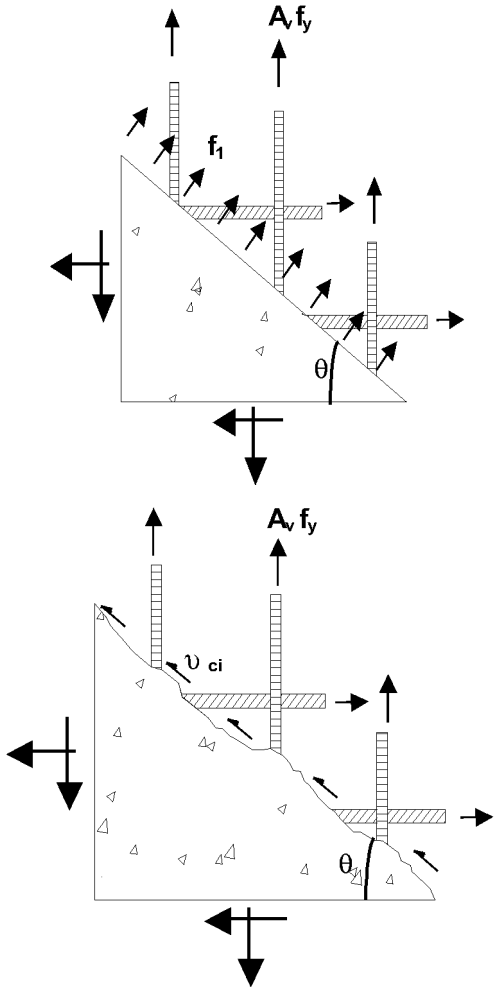


Figura 3. Tensiones medias y tensiones en la fisura en modelos basados en equilibrio y compatibilidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

publicado en Hormigón y Acero por Hernández-Montes y Gil-Martín [8]. En los modelos simplificados derivados de éstos, la contribución a cortante en la resistencia es la componente vertical de estas tracciones.

En Diciembre de 2004 se publicó la versión definitiva del nuevo Eurocódigo 2 "Proyecto de estructuras de hormigón – Parte 1: Reglas generales y de edificación" [5]. A partir de este momento, los diferentes códigos nacionales deben converger hacia él. En líneas generales, el nuevo Eurocódigo 2 se adapta a los retos que los ingenieros estructurales deben afrontar en su día a día, mejorando substancialmente la edición anterior en la mayoría de aspectos.

En cuanto a la resistencia a cortante en elementos con armadura transversal, el método es una celosía de ángulo variable sin contribución del hormigón. Ello lleva a un procedimiento de cálculo muy simple, que permite a los ingenieros calcular la resistencia a cortante de forma muy rápida.

Sin embargo, en opinión de los autores, esta simplificación puede olvidar algunos de los parámetros importantes que gobiernan el mecanismo de la rotura por cortante. Por este motivo, en este artículo se propone un modelo simplificado para el cálculo del esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma válido para elementos de hormigón convencional y de alta resistencia. La propuesta adopta características fundamentales del nuevo Eurocódigo 2 y la actual Instrucción EHE, pero trata de mejorar la correlación con los resultados experimentales y dotar a la formulación de un mayor sentido físico. En cuanto al valor máximo del esfuerzo cortante que produce el agotamiento por compresión oblicua en el alma se recomienda utilizar el dado en la formulación del Eurocódigo 2.

Cabe destacar que para elementos sin armadura a cortante se ha mantenido, con pequeños cambios, la propuesta del Eurocódigo 2. Sin embargo, para elementos con armadura a cortante los cambios son más significativos ya que para la determinación del ángulo de las bielas comprimidas, θ, se utiliza una ecuación de compatibilidad.

En el desarrollo de esta propuesta se tuvo en cuenta que los cálculos a nivel normativo tienen que ser suficientemente sencillos para que los técnicos sean capaces de entender cada uno de los términos y, a la vez, deben ser capaces de reflejar el fenómeno físico que se da en la realidad. En este sentido, las ecuaciones para el cálculo del ángulo de las bielas comprimidas dadas en la propuesta para los elementos con armadura a cortante derivan de las especificaciones AASHTO LRFD [9] pero están expresadas de forma mucho más intuitivas. La formulación dada en dichas especificaciones requiere de la utilización de tablas, lo que produce que el ingeniero pueda perder el sentido de la influencia de cada parámetro.

2. PROPUESTA DE MÉTODO DE CÁLCULO GENERAL

2.1. Obtención del método para vigas de hormigón armado y pretensado

El modelo que se propone en este artículo es fruto de más de cinco años de investigación sobre la resistencia a cortante en elementos de hormigón. La propuesta deriva de un método general para elementos de hormigón armado y pretensado [10] que se desarrolló por los mismos autores en dos etapas distintas. La obtención del método para vigas de hormigón armado se realizó en la primera fase [11-14]. A continuación se presentan de forma muy breve los pasos que se realizaron:

- De los diferentes modelos estudiados, la Teoría Modificada del Campo de Compresiones se consideró como un modelo racional y sencillo, que explicaba el proceso mecánico que tenía lugar en las vigas de hormigón en servicio y en rotura.
- Para vigas sin cercos, los métodos empíricos proporcionaban buenos resultados con relativa sencillez.
- Se llevó a cabo una campaña experimental sobre vigas armadas de hormigón de alta resistencia.
- Se desarrollaron dos redes neuronales artificiales (una para elementos sin armadura transversal y otra con armadura transversal), elaboradas utilizando una amplia base de datos sobre ensayos a cortante en vigas, existentes en la bibliografía, a la que se añadieron los resultados de los ensayos propios citados anteriormente. Estas redes neuronales fueron "entrenadas" utilizando un subconjunto de estos datos y verificadas con el resto de datos, obteniendo en general resultados muy buenos.
- Las redes neuronales, una vez ajustadas, se utilizaron como simuladores de ensayos, permitiendo realizar un estudio paramétrico y destacar la influencia de cada parámetro en la resistencia a cortante.
- Se propusieron las expresiones para vigas de hormigón armado en base a los tres puntos anteriores.

La extensión del método general a vigas de hormigón pretensado [10] resultó muy sencilla:

- La extensión fue natural, ya que sólo fue necesario introducir el término correspondiente a las tensiones de compresión en la contribución de la resistencia a cortante del hormigón (σ'_{cd}).
- No se modificó ningún aspecto de la contribución de la armadura a cortante.
- Se estudió el caso particular de elementos pretensados en los que la fisuración por cortante se produce antes que la fisuración a flexión.

El último paso, que se presenta en este artículo, ha consistido en la simplificación del método general anterior, para facilitar el cálculo y la convergencia con el Eurocódigo 2.

2.2. Obtención de V_{u2} en piezas sin armadura a cortante

2.2.1 Piezas sin armadura a cortante en regiones no fisuradas a flexión

En piezas con zonas no fisuradas a flexión con el alma comprimida se puede considerar que el hormigón se comporta

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

como un material elástico. En este caso, la rotura por cortante tiene lugar cuando la tensión principal de tracción alcanza la resistencia a tracción del hormigón, y por tanto es igual a:

$$V_{u2} = \frac{I \cdot b_0}{S}\sqrt{\left(f_{ct,d}\right)^2 + \alpha_l \sigma'_{cd} f_{ct,d}} \qquad (1)$$

donde I Momento de inercia de la sección transversal,

b_0 Ancho del alma,

S Momento estático de la sección transversal,

$f_{ct,d}$ Resistencia de cálculo a tracción del hormigón

σ'_{cd} Tensión media de compresión en el hormigón debido a la fuerza de pretensado

α_l $= l_x/(1{,}2 \cdot l_{bd}) \leq 1$ para armaduras pretesas
$= 1$ para otros tipos de pretensado

l_x Distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia

l_{bd} Longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm, que puede tomarse $l_{bd} = \phi \ \sigma_p / 21$, donde:

σ_p Tensión de pretensado, después de las pérdidas, en N/mm^2

ϕ Diámetro de la armadura activa, en mm.

En caso de secciones transversales con anchura variable, la tensión principal de tracción máxima puede no encontrarse a la altura del centro de gravedad. En este caso, el valor mínimo de la resistencia a cortante debería obtenerse calculando V_{u2} para diferentes alturas de la pieza, en las que pueden darse distintos valores de b_0 y S en la expresión (1).

2.2.2 Piezas sin armadura de cortante en regiones fisuradas a flexión

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma para piezas de hormigón convencional y de alta resistencia vale:

$$V_{u2} = \left[\frac{0{,}18}{\gamma_c}\xi\left(100\rho_1 f_{ck}\right)^{1/3} + 0{,}15\sigma'_{cd}\right] b_0 d \qquad (2)$$

con un valor mínimo de

$$V_{u2} = \left[0{,}035\xi^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0{,}15\sigma'_{cd}\right] b_0 d \qquad (3)$$

donde:

f_{ck} Resistencia a compresión del hormigón en MPa. A efectos de cálculo no se adoptará un valor superior a 60 MPa

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2{,}0 \quad \text{con } d \text{ en mm,}$$

d Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión siempre que ésta sea capaz de resistir el incremento de tracción producido por la interacción cortante-flexión.

σ'_{cd} Tensión axial media en el alma de la sección (compresión positiva).

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0{,}30 f_{cd} \not> 12MPa$$

ρ_l Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que *d* a partir de la sección de estudio

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 \ d} \leq 0{,}02$$

Esta propuesta y la actual ecuación de la Instrucción EHE (considerando la extensión del Anejo 11) son prácticamente iguales, a excepción de pequeños cambios. La propuesta presenta de forma explícita el coeficiente de minoración del hormigón (como el EC-2), factor que se encuentra de forma implícita en la actual Instrucción EHE. Además, la propuesta presenta valores máximos a efectos de cálculo para el efecto tamaño y para la tensión axial media en el alma (ligeramente distinto al dado en el EC-2). Por otro lado, a diferencia con la actual Instrucción EHE, la propuesta considera por igual a la armadura traccionada ya sea activa o pasiva. La armadura activa, dado que está previamente tesada, tiene una capacidad residual aproximadamente igual a la de una armadura pasiva, por lo cual en la expresión de ρ_l se ha considerado que el término f_{ypd}/f_{yd} que aparece en la actual Instrucción EHE debería ser $(f_{ypd} - \sigma_{p0})/f_{yd}$ que se considera próximo a la unidad.

El método propuesto limita la magnitud de la resistencia a compresión a 60 MPa a efectos de cálculo, aunque el modelo es válido hasta hormigones de 100 MPa. Esto se debe al aumento del efecto tamaño en función de la resistencia a compresión del hormigón (Figura 4). La función dada en dicha Figura se consideró demasiado compleja para introducirse en un modelo simplificado.

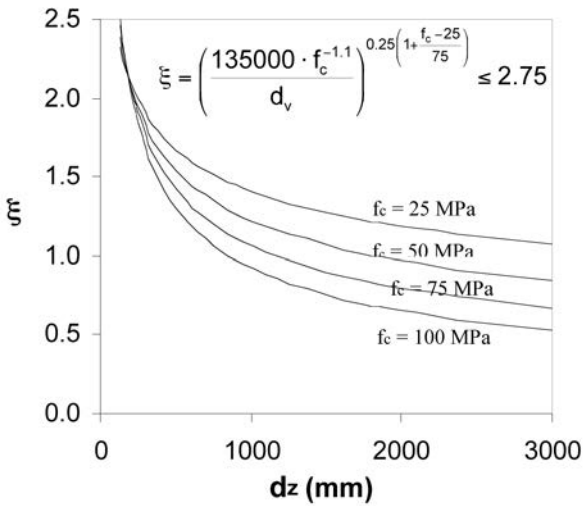


Figura 4. Efecto tamaño en función de la resistencia a compresión del hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

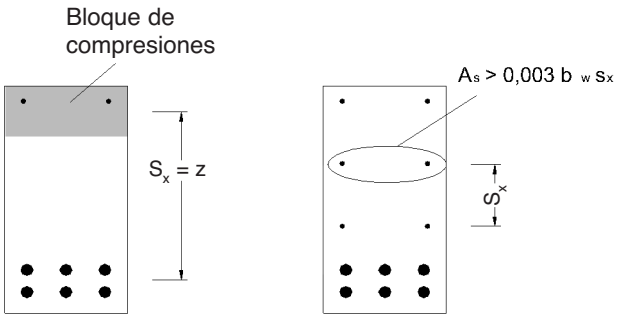


Figura 5. Definición de s_x.

El término del efecto tamaño en la ecuación 2, ξ, se ha tomado igual que en el EC-2 con el objetivo de converger lo máximo posible con él. Sin embargo, existiría la posibilidad de considerar, de forma muy sencilla, que el efecto tamaño no sólo es función del canto efectivo del elemento sino también de la distancia entre capas de armadura longitudinal en el alma [14-15]. Para ello sería necesario considerar:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{s_x}}$$

siendo s_x el menor entre z (z = 0,9d) y la distancia vertical entre las capas de armadura horizontal distribuida en el alma (Figura 5).

2.3 Obtención de V_{u2} en piezas con armadura a cortante

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \qquad (4)$$

donde:

V_{su} Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = z\, sen\ \alpha\,(cotg\,\alpha + cotg\,\theta)\,\Sigma A_\alpha f_{y\alpha,d} \qquad (5)$$

donde:

A_α Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo α con la directriz de la pieza

$f_{y\alpha d}$ Resistencia de cálculo de la armadura A_α

z Brazo mecánico. A falta de cálculos más precisos puede adoptarse el valor aproximado $z=0{,}9\ d$. En el caso de secciones circulares, d puede considerarse igual a $0{,}9\ d$. En vigas pretensadas, aunque el valor de d puede variar a lo largo de la luz, puede ser tomado como el canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión siempre que ésta sea capaz de resistir el incremento de tracción producido por la interacción cortante-flexión y tenga cercos que encierren dicha armadura

θ Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza. Se adoptará un valor que cumpla lo especificado en 2.4.

V_{cu} contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = \left[\frac{0{,}15}{\gamma_C}\xi(100\,\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0{,}15\,\sigma'_{cd}\right] b_0\, d \qquad (6)$$

con $f_{ck} \leq 100$ MPa expresado en N/mm^2 y los demás parámetros se definen igual que en la sección 2.2.2.

2.4 Ángulo de inclinación de las bielas comprimidas

2.4.1 Método simplificado

Se puede considerar como ángulo de inclinación de las bielas comprimidas, θ, el deducido de la expresión,

$$cotg\,\theta \leq cotg\,\theta_e = \frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 + f_{ct,m}(\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd}\sigma_{yd}}}{f_{ct,m} + \sigma_{yd}} \begin{cases} \not< 0{,}5 \\ \not> 2{,}0 \end{cases} \qquad (7)$$

$f_{ct,m}$ Resistencia media a tracción del hormigón considerada como positiva.

σ_{xd} σ_{yd} Tensiones normales de cálculo, a nivel del centro de gravedad de la sección, paralelas a la directriz de la pieza y al esfuerzo cortante V_d respectivamente. Las tensiones σ_{xd} y σ_{yd} se obtendrán a partir de las acciones de cálculo, incluido el pretensado, de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad y en el supuesto de hormigón no fisurado y considerando positivas las tensiones de compresión.

Este método es equivalente al dado en la Instrucción EHE, que permite considerar el ángulo de las bielas comprimidas igual al del cálculo elástico y añadir la contribución del hormigón. Además, en esta propuesta se permite tomar cualquier ángulo de las bielas comprimidas de forma que su cotangente sea menor que la del cálculo elástico. De este modo se admite, por ejemplo, calcular en el caso de secciones pretensadas con un valor de cotg θ igual a 1 si así es deseado por el proyectista.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

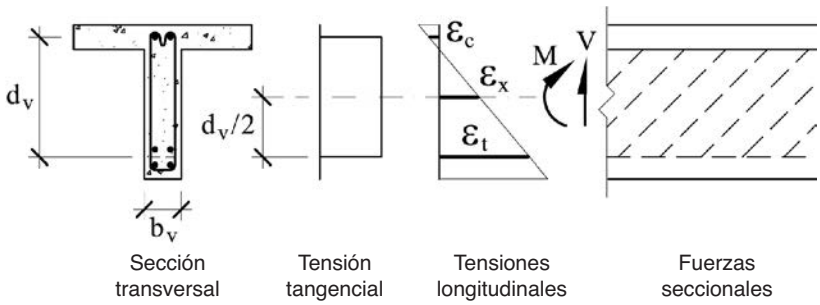


Figura 6. Deformación longitudinal en el alma de la viga.

2.4.2 Método general

El ángulo de las bielas comprimidas, θ, en grados, se puede obtener considerando la interacción con otros esfuerzos mediante la siguiente ecuación:

$$\theta = 29 + 7\varepsilon_x \tag{8}$$

donde ε_x es la deformación longitudinal en el alma (Figura 6), expresada en tanto por mil, y obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_x \approx 0{,}5\frac{\frac{M_d}{z} + V_{rd} - 0{,}5N_d - A_p\sigma_{p0}}{E_sA_l + E_pA_p}\cdot 1000 \tag{9}$$

σ_{p0} tensión en los tendones de pretensado cuando la deformación del hormigón que la envuelve es igual a 0. Puede ser tomada como $0{,}7\sigma_{pu}$ para armadura adherente más allá de la longitud de transmisión y $\sigma_{p\infty}$ para armadura no adherente.

Para evaluar el valor de ε_x se debe tener en cuenta:

a) V_{rd} y M_d deben ser tomados como positivos y M_d no se tomará menor que zV_{rd}.

b) N_d se considera positivo de compresión.

c) Los valores de A_l y A_p son los de la armadura anclada en la sección de estudio. En caso contrario se reducirá en proporción a su falta de longitud de anclaje.

d) Si la tensión de tracción puede producir la fisuración de la cabeza comprimida, se doblará el valor de ε_x obtenido mediante la ecuación 9. La ecuación para determinar el ángulo de las bielas comprimidas (ecuación 8) se ha adoptado de la propuesta de adaptación del código canadiense de estructuras de hormigón [16] y se trata de una fórmula más sencilla que la inicialmente propuesta por los autores [10].

El hecho de considerar el ángulo de las bielas comprimidas derivado directamente de las ecuaciones de compatibilidad implica considerar una relación no lineal entre la cuantía de armadura a cortante y la resistencia a cortante. Históricamente, desde los primeros modelos de Ritter y Mörsh a las celosías de ángulo variable con o sin contribución del hormigón, se ha supuesto linealidad entre la cuantía de cercos y la respuesta última de la viga. Sin embargo, los resultados obtenidos en el análisis mediante Redes Neuronales Artificiales [10] indicaban una relación no-lineal (Figura 7). Mediante la utilización de la ecuación 8 para el cálculo del ángulo de las bielas comprimidas, θ, resulta que a mayor cantidad de cercos mayor será el cortante último y por tanto mayor el ángulo θ. Esto implica una relación no-lineal entre la cuantía de cercos y la respuesta última a cortante, como se representa en la Figura 7.

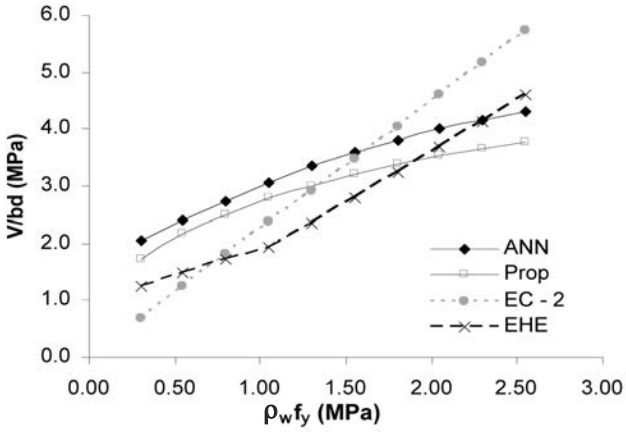


Figura 7. No linealidad entre la cuantía de cercos y la tensión tangencial de rotura según la Red Neuronal Artificial (ANN).

3. COMPARACIÓN CON RESULTADOS EXPERIMENTALES

Con el objetivo de verificar el método propuesto y compararlo con los resultados dados por diferentes normativas, se han estudiado los resultados de 614 ensayos experimentales.

En los próximos apartados se revisan de forma separada los resultados para vigas de hormigón armado sin cercos, vigas de hormigón pretensado sin cercos, vigas de hormigón armado con cercos y vigas de hormigón pretensado con cercos. Las normativas utilizadas para la correlación son: la Instrucción EHE [1], el nuevo Eurocódigo 2 [5] y la ecuación 11-3 del Código ACI 318-02 [6] que es equivalente a la conocida expresión de la normativa EH-91.

En la tabla 1 se resumen las expresiones utilizadas para calcular la resistencia a cortante por los métodos normativos indicados. Se tiene que destacar que ha sido necesario eliminar el coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón que figura en las expresiones de la Instrucción EHE de forma implícita. En la tabla 1 se presentan las expresiones finales para el cálculo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Tabla 1: Resumen de las formulaciones a cortante de diferentes normativas

	Formulación	Comentarios
EHE	Elementos sin armadura a cortante $V_{u2} = \left[0{,}18\left(1+\sqrt{\frac{200}{d}}\right)\left(100\rho_l f_{ck}\right)^{1/3} - 0{,}15\sigma'_{cd}\right] b_0 d$ Elementos con armadura a cortante $V_{cu} = \left[0{,}15\left(1+\sqrt{\frac{200}{d}}\right)\left(100\rho_l f_{ck}\right)^{1/3} - 0{,}15\sigma'_{cd}\right] b_0 d\,\beta$ $V_{su} = A_\alpha f_{y\alpha,d} z \cot\theta \qquad V_{max} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cot\theta}{1+\cot^2\theta}$	$f_{ck} \leq 60$ MPa (Anejo 1) $\rho_l = \frac{A_l + A_p \frac{f_{pyd}}{f_{yd}}}{b_w d} \not> 0{,}02$ $\sigma'_{cd} = \frac{N}{A} > 0$ *tracción* $1 \leq \cot\theta \leq 2{,}0$ $\beta = \beta(\cot\theta)$
EC – 2	Elementos sin armadura a cortante $V_{Rd,c} = \left[0{,}18k\left(100\rho_l f_{ck}\right)^{1/3} + 0{,}15\sigma'_{cd}\right] b_w d$ $V_{Rd,c\,min} = \left[0{,}035k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + \sigma'_{cd}\right] b_w d$ Elementos con armadura a cortante $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd} \cot\theta$ $V_{Rd,max} = \alpha_c b_w z \nu f_{cd} \frac{\cot\theta}{1+\cot^2\theta}$	$f_{ck} \leq 90$ MPa $k = 1+\sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ $\rho_l = \frac{A_l}{b_w d} \not> 0{,}02$ $\sigma'_{cd} = \frac{N}{A} > 0$ *compr.* $1 \leq \cot\theta \leq 2{,}5$
ACI 318-02	Contribución del hormigón vigas armadas (11-3) $V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6}\right) b_w d$ (11-5) $V_c = \left(0{,}16\sqrt{f_c} + 17\rho_l \frac{V \cdot d}{M}\right) b_w d \leq 0{,}30\sqrt{f_c} b_w d$ Contribución del hormigón vigas pretensadas $V_{ci} = 0{,}05\sqrt{f_c} b_w d + V_d + V_i \frac{M_{cr}}{M_{max}} \leq 0{,}42\sqrt{f_c} b_w d$ $V_{cw} = \left(0{,}3\sqrt{f_c} + 0{,}3 f_{pc}\right) b_w d + V_p$ $V_{cw} = \left(0{,}3\sqrt{f_c} + 0{,}3 f_{pc}\right) b_w d + V_p$ Contribución del acero $V_s = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd} \leq 0{,}67\sqrt{f_c} b_w d$ Vigas con axil de compresión o axil de tracción tienen otras formulaciones independiente	$f_c < 70$ MPa $Vd/M \leq 1$ V_d esfuerzo cortante debido a cargas muertas no mayoradas V_i esfuerzo cortante mayorado debido a las cargas aplicadas concomitante a M_{max} M_{max} momento flector máximo mayorado M_{cr} momento de fisuración a flexión f_{pc} fuerza de compresión en el cdg de la sección

3.1 Vigas armadas sin armadura a cortante

La Figura 8 muestra los valores correspondientes al ratio V_{test}/V_{pred} para los 378 resultados de la base de datos de Reineck et al. [17]. Todas las vigas presentan una relación a/d (luz a cortante/canto útil) mayor que 2,5. Se observa como el método propuesto proporciona resultados prácticamente iguales a los de la Instrucción EHE y el nuevo EC-2, ya que para este tipo de vigas la formulación es muy similar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

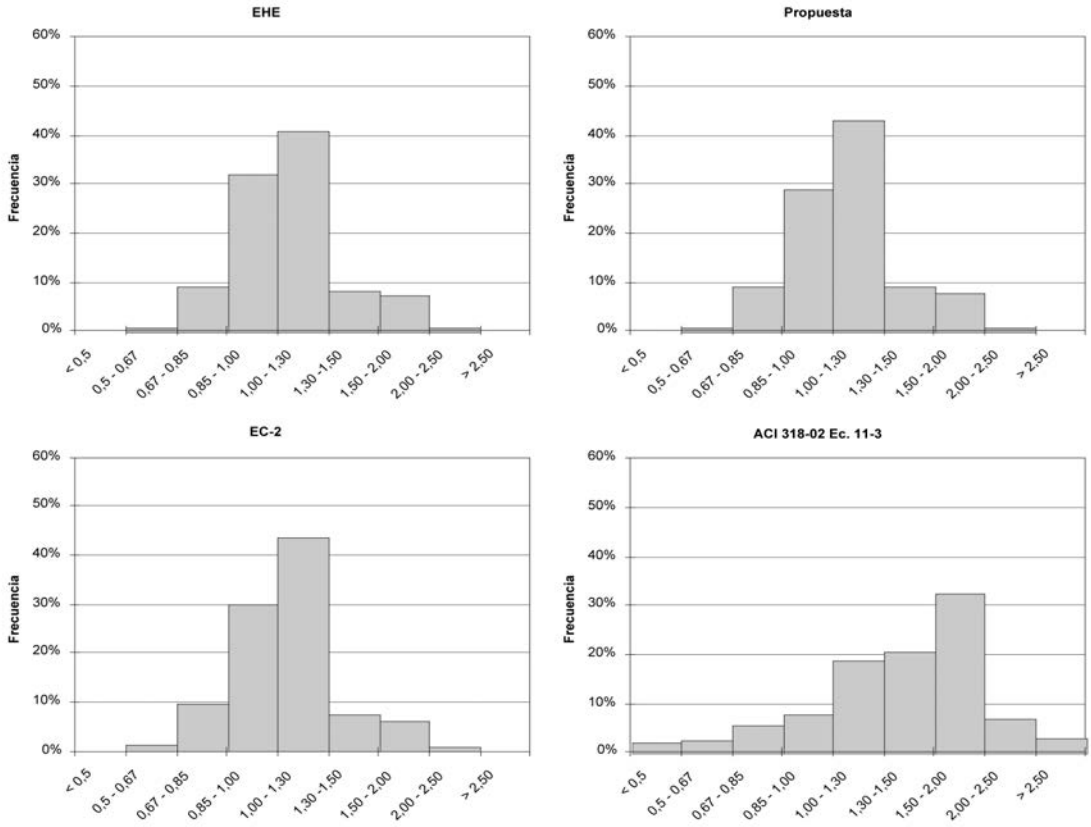


Figura 8. Vigas armadas sin armadura a cortante. Base de datos de Reineck et al. [17].

Para el total de las 378 vigas estudiadas, el valor medio del coeficiente V_{test}/V_{pred} es igual a 1,10 para la Instrucción EHE, 1,09 para el EC-2, 1,43 para el ACI318-02 y 1,11 para la propuesta de este artículo. Los coeficientes de variación son 23,46%, 22,92%, 32,40% y 23,45% respectivamente. Por tanto, a nivel global, existe muy poca diferencia entre los diferentes modelos, con excepción de la ecuación 11-3 del ACI (equivalente a la conocida expresión de la EH-91) que ofrece una dispersión de resultados muy elevada, tanto con resultados muy del lado de la inseguridad como extraordinariamente conservadores.

En el caso de tomar únicamente las vigas de hormigón con f_{ck} ≥> 50 MPa y de cantos mayores que 700 mm (7 vigas de la base de datos) resulta que el valor medio del coeficiente V_{test}/V_{pred} es igual a 0,74 para la Instrucción EHE, 0,66 para el EC-2, 0,55 para el ACI318-02 y 0,74 para la propuesta. Los coeficientes de variación son similares en este caso. El método propuesto quedaría del lado de la inseguridad para este subconjunto de vigas, pero en menor medida que el nuevo Eurocódigo 2. Esto se debe a que el Eurocódigo 2 permite considerar, a efectos de cálculo, resistencias a compresión del hormigón de hasta 100 MPa, mientras que la propuesta limita este valor a 60 MPa para tener en cuenta la interacción entre efecto tamaño y resistencia a compresión del hormigón.

3.2. Vigas pretensadas sin armadura a cortante

Para estudiar la correlación de este tipo de elementos se han utilizado los resultados de 48 ensayos experimentales [18 - 20]. En la Tabla 2 se resumen los resultados. Éstos se han separado en función de si las vigas fisuraban a flexión con antelación a la rotura a cortante, debido al cambio importante

Tabla 2. Verificación del método propuesto para vigas pretensadas sin cercos

Vigas		# vigas	Media (V_{test} / V_{pred})				CoV (V_{test} / V_{pred})			
			Prop	EC-2	EHE	ACI	Prop	EC-2	EHE	ACI
Todas		48	1,45	1,41	1,86	1,43	27,42	27,00	19,75	25,12
Sin fisuras a flexión		18	1,07	1,09	2,17	1,43	23,20	25,13	11,06	12,70
Fisuradas a flexión		30	1,67	1,61	1,67	1,52	16,37	18,54	17,47	27,67
Fisuradas a fllexión	$\sigma_{cd} \leq 4{,}5$ MPa	12	1,66	1,66	1,65	1,77	16,90	16,90	19,61	22,22
	$\sigma_{cd} > 4{,}5$ MPa $\sigma_{cd} \leq 9$ MPa	12	1,71	1,57	1,71	1,47	16,63	21,66	16,63	25,80
	$\sigma_{cd} > 9$ MPa	6	1,64	1,57	1,64	1,10	17,35	17,44	17,35	6,97

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

que se produce en el mecanismo de rotura. El modelo de la actual Instrucción EHE no tiene en cuenta esta posibilidad, por lo que para vigas sin fisuración a flexión los resultados son muy conservadores (se debe mencionar que la Instrucción EFHE si plantea el mecanismo de rotura por cortante sin fisuración a flexión).

Se observa que los cambios que existen entre el método propuesto, el EC-2 y la actual Instrucción EHE son muy puntuales y que prácticamente no influyen para el cálculo de las vigas fisuradas a flexión.

Para las vigas no fisuradas a flexión, las pequeñas variaciones entre los resultados dados por el EC-2 y el método propuesto radican en el cálculo de la resistencia a tracción. Para la obtención del valor del cortante según el EC-2 se ha obtenido la resistencia a tracción según dicha norma, mientras que para el método propuesto según lo expuesto en [11].

3.3. Vigas armadas con armadura a cortante

Las ecuaciones propuestas se comprueban en base a los 162 resultados experimentales de la base de datos desarrollada por Zararis [21]. En la Figura 9 se presentan los histogramas de resultados. El método propuesto mejora claramente las predicciones de los métodos normativos comparados.

El valor medio del coeficiente V_{test}/V_{pred} para las 162 vigas armadas con cercos es igual a 1,34 para la Instrucción EHE, 1,71 para el EC-2, 1,34 para el ACI318-02 (ecuación 11-3) y 1,16 para la propuesta. Los coeficientes de variación son 15,31%, 40,99%, 18,61% y 12,93% respectivamente.

En las gráficas de la Figura 9 se ha presentado el valor calculado por la EHE, teniendo en cuenta el mayor de los valores que permite calcular la EHE considerando distintos ángulos de las bielas comprimidas, y el valor obtenido por la EHE al considerar que cotg θ = 2,0 y la contribución del hormigón

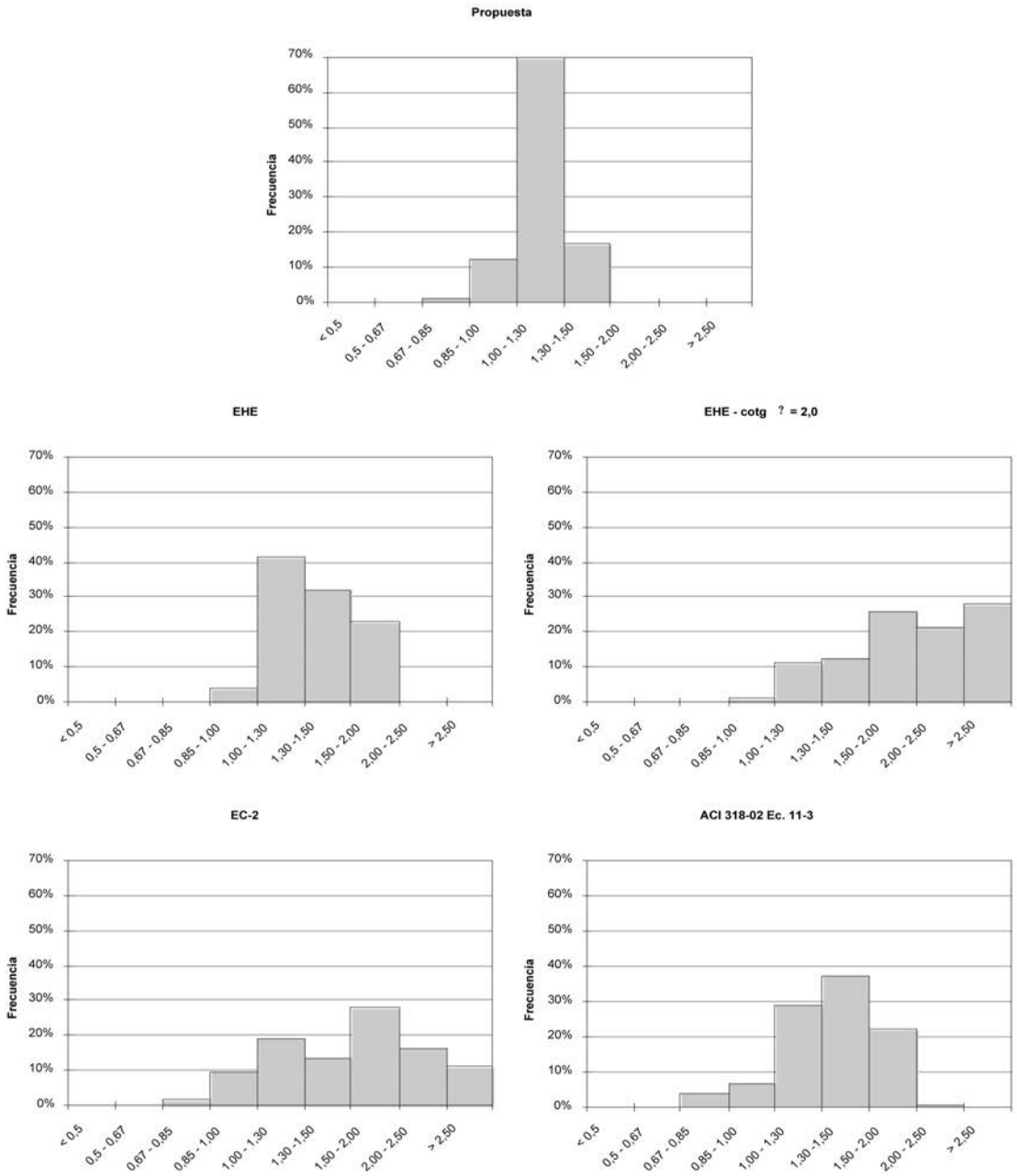


Figura 9. Histogramas de valores V_{test}/V_{pred} para 162 vigas con cercos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

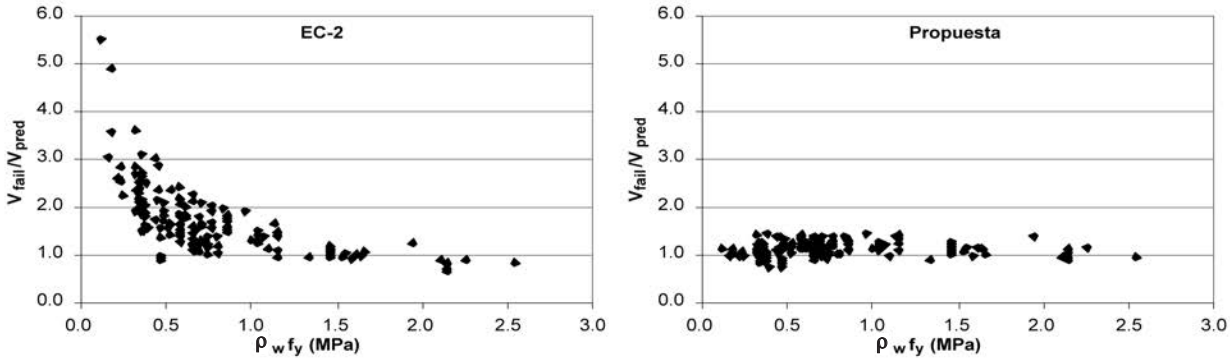


Figura 10. Influencia de la cuantía de armadura a cortante en las predicciones.

nula. Se observa que para el segundo caso, los resultados quedan excesivamente del lado de la seguridad. Por este motivo, los autores creen que este método es adecuado para un predimensionamiento rápido, pero tal vez presenta una dispersión muy elevada para incluirse a nivel normativo.

En la Figura 10 se representa la relación V_{test}/V_{pred} para los 162 ensayos de la base de datos de Zararis según las predicciones del Eurocódigo 2 y la propuesta del presente artículo. Se observa que para cuantías bajas de armadura transversal, el EC-2 es muy conservador. Sin embargo, al aumentar la cuantía de armadura a cortante el valor de V_{test}/V_{pred} disminuye. Esto se debe a que el EC-2 se basa en una celosía de ángulo variable, sin contribución del hormigón, en la que la inclinación de las bielas puede llegar a valer 21,8º si no agota el alma por compresiones. Para elementos con bajas cuantías de armadura a cortante, la contribución del hormigón es muy importante por lo que el EC-2 da resultados excesivamente conservadores. Al contrario, para elementos fuertemente armados a cortante, el campo de compresiones no puede llegar a girar hasta el ángulo de 21,8º por lo que los resultados pueden ser ligeramente del lado de la inseguridad.

3.4. Vigas pretensadas con armadura a cortante

Se han estudiado los resultados de las vigas ensayadas que figuran en las referencias [18, 20, 23-26]. De un total de 48 vigas se han seleccionado 26 de ellas en las que la rotura se producía por agotamiento a tracción del alma. La tabla 3 muestra el resultado de las correlaciones entre los resultados experimentales, el método propuesto y las diferentes normativas estudiadas.

La formulación del nuevo Eurocódigo 2, al no considerar la influencia de las tensiones de compresión en el alma que introduce el pretensado, es muy conservadora, sobretodo a medida que aumenta la tensión introducida mediante el pretensado, como se observa en la tabla 3.

4. ALGUNOS EJEMPLOS PRÁCTICOS DE CÁLCULO

4.1. Roturas a cortante en almacenes del ejército de EE.UU. (1955)

En 1995 se produjo una rotura en una viga de unos almacenes del ejército estadounidense. Estos almacenes fueron construidos con el mismo proyecto en varias localizaciones, por lo que el problema fue muy conocido y ampliamente estudiado. En la Figura 11 se presenta una de las roturas que tuvo lugar.

El cortante que produjo el colapso fue, según Collins [27] igual a 205 kN, correspondiente a un momento en la sección de M = 102 kN·m. La viga era de hormigón de 25 MPa, de anchura b = 508 mm, y canto h = 914 mm (d = 850 mm). El área de la armadura longitudinal dispuesta era igual a 1935 mm^2 que corresponde a una cuantía ρ_l = 0,45 %. Resulta, aplicando el método propuesto en este artículo (ecuación 2) y considerando el coeficiente de minoración del hormigón igual a la unidad:

$$V_{u2} = \left[0{,}18\xi\left(100\rho_l f_{ck}\right)^{1/3}\right] b_0 d =$$

$$= \left[0{,}18\left(1+\sqrt{\frac{200}{850}}\right)\left(100\frac{1935}{508\cdot 850}25\right)^{1/3}\right] 508\cdot 850 = 258\ KN$$

Por lo tanto, el valor V_{test}/V_{pred} es igual a 0,79 con la propuesta, igual que para el EC-2 en este caso. En el caso de cal-

Tabla 3. Verificación del método propuesto para vigas pretensadas con cercos

Vigas		# vigas	Media (V_{test} / V_{pred})				CoV (V_{test} / V_{pred})			
			Prop	EC-2	EHE	ACI	Prop	EC-2	EHE	ACI
Plastificación cercos		26	1,34	1,58	1,37	1,19	15,77	25,36	19,72	15,79
Plastificación cercos	$\sigma_{cd} \leq 4{,}5$ MPa	4	1,08	1,11	1,11	0,94	12,85	10,22	9,98	6,75
	$\sigma_{cd} > 4{,}5$ MPa $\sigma_{cd} \leq 9$ MPa	12	1,35	1,47	1,37	1,21	15,55	15,52	22,37	14,95
	$\sigma_{cd} > 9$ MPa	10	1,43	1,90	1,47	1,25	10,93	19,99	13,84	11,99

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 11. Rotura de una de las vigas en Shelby (Ohio).

cular mediante la ecuación de la antigua Instrucción EH-91 (igual a la ecuación 11-3 del código ACI) el valor del ratio V_{test}/V_{pred} sería igual a 0,56. Es preciso destacar que, en este caso, los resultados obtenidos por la propuesta, el EC-2 y la Instrucción EHE serían inseguros en el caso de no aplicar coeficientes de seguridad. Esto se debe a que la fórmula probablemente subestima la importancia de la armadura longitudinal y el efecto tamaño. En la propuesta original de los autores [10], cuya formulación no convergía con el EC-2, se daba más importancia a la cuantía de armadura longitudinal, obteniéndose en este caso un resultado del lado de la seguridad.

4.2. Viga con armadura a cortante ensayada por Yoon et al. (1996)

A continuación se estudia el caso de la viga H2-N ensayada por Yoon et al. [28]. La viga presentaba las siguientes características: b_0 = 375 mm, d = 655 mm, f_c = 87 MPa, f_y = 430 MPa, A_s = 7000 mm^2 (ρ_l = 0,028), A_w = 2×71 mm^2, s = 160 mm ($\rho_w f_y$ = 0,99 MPa), y fue ensayada bajo una luz a cortante de 2150 mm. La viga rompió para un esfuerzo cortante igual a 721 kN.

En este caso se va a calcular la cuantía de armadura a cortante necesaria para obtener un cortante último igual al obtenido en el ensayo, es decir, 721 kN.

Utilizando la propuesta, el cortante último es la suma de las contribuciones del hormigón y el acero. La contribución del hormigón se calcula mediante la ecuación 6, considerando ρ_l = 7000 / (65537 5) = 0,028 ≤ 0,02:

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_C} \xi (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d =$$

$$= 0,15 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{655}} \right) (100 \cdot 0,02 \cdot 87)^{1/3} \, 375 \cdot 655 = 319 \, kN$$

Antes de calcular el ángulo de inclinación de las bielas (ecuación 8), resulta necesario evaluar la deformación longitudinal en el alma (ecuación 9). El momento flector en la sección crítica (situada a una distancia *z* del borde del punto de aplicación de la carga) vale 1071 kN·m:

$$\varepsilon_x = 0,5 \frac{\frac{1071 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 655} + 721 \cdot 10^3}{200000 \cdot 7000} 1000 = 0,91$$

$$\theta = 29 + 7 \cdot 0,91 = 35,4^o$$

Ahora es ya posible calcular, a partir de la ecuación de la contribución de los cercos (ecuación 14), la distancia entre cercos de 71 mm^2 de área:

$$V_s = 721 - 319 = 402 \; kN = 0,9 \cdot 655 \frac{2 \cdot 71}{s} 430 \cdot \text{cotg} \, 35,4^o$$

resultando s = 126 mm, una distancia inferior a la realmente dispuesta en la viga ensayada (s = 160 mm).

La separación de los cercos calculada según la Instrucción EHE (considerando cotg θ = 1 y la contribución del hormigón según la ecuación dada en la tabla 1) es igual a 82 mm. En caso de obtener el espaciamiento de los cercos mediante el método recogido en la Instrucción EHE consistente en considerar nula la contribución del hormigón y que el ángulo de inclinación de las bielas comprimidas es cotg θ =2 se obtiene que el espaciamiento de los cercos debe ser igual a 100 mm.

4.3. Viga de hormigón pretensado con armadura a cortante (Elzanaty et al. 1986)

Se estudia la rotura por cortante de la viga CW12 ensayada por Elzanaty et al. [18]. Las características geométricas principales de la viga se muestran en la Figura 12 y eran las siguientes: b_0 = 51 mm, h = 457 mm, d = 366 mm, A_c = 0,0542 m^2, f_c = 55,8 MPa, f_y = 434 MPa, A_l = 214 mm^2 (ρ_l = 0,0115), f_{py} = 1758 MPa, A_p = 560 mm^2 (ρ_l = 0,0301), f_{pu} = 1860 MPa y f_{pe} = 766 MPa (P = 429 kN). La armadura de cortante consistía en barras verticales #3 (71 mm^2) dispuestas alternativamente cada 254 mm (Figura 12).

La viga fue ensayada bajo una luz a cortante, *a*, de 1391 mm y rompió para un esfuerzo cortante de 157 kN. El objetivo de este ejemplo será, al igual que en el ejemplo anterior, el de calcular la armadura necesaria a cortante (dimensionamiento) suponiendo que el cortante de rotura es el valor adoptado de cálculo sin aplicar coeficientes de seguridad. Para facilitar la comparación, se fijará la utilización de cercos #3 y se calculará el espaciamiento entre ellos.

El cortante último es igual a la suma de las contribuciones del hormigón y el acero. La contribución del hormigón se calcula mediante la ecuación 6, resultando:

$$V_c = \left[0,15 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{366}} \right) (2 \cdot 55,8)^{1/3} + 0,15 \cdot 7,91 \right] 51 \cdot 366 = 46,2 \, kN$$

Para evaluar el ángulo de inclinación de las bielas mediante la ecuación 8 (determinación del ángulo mediante el méto-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

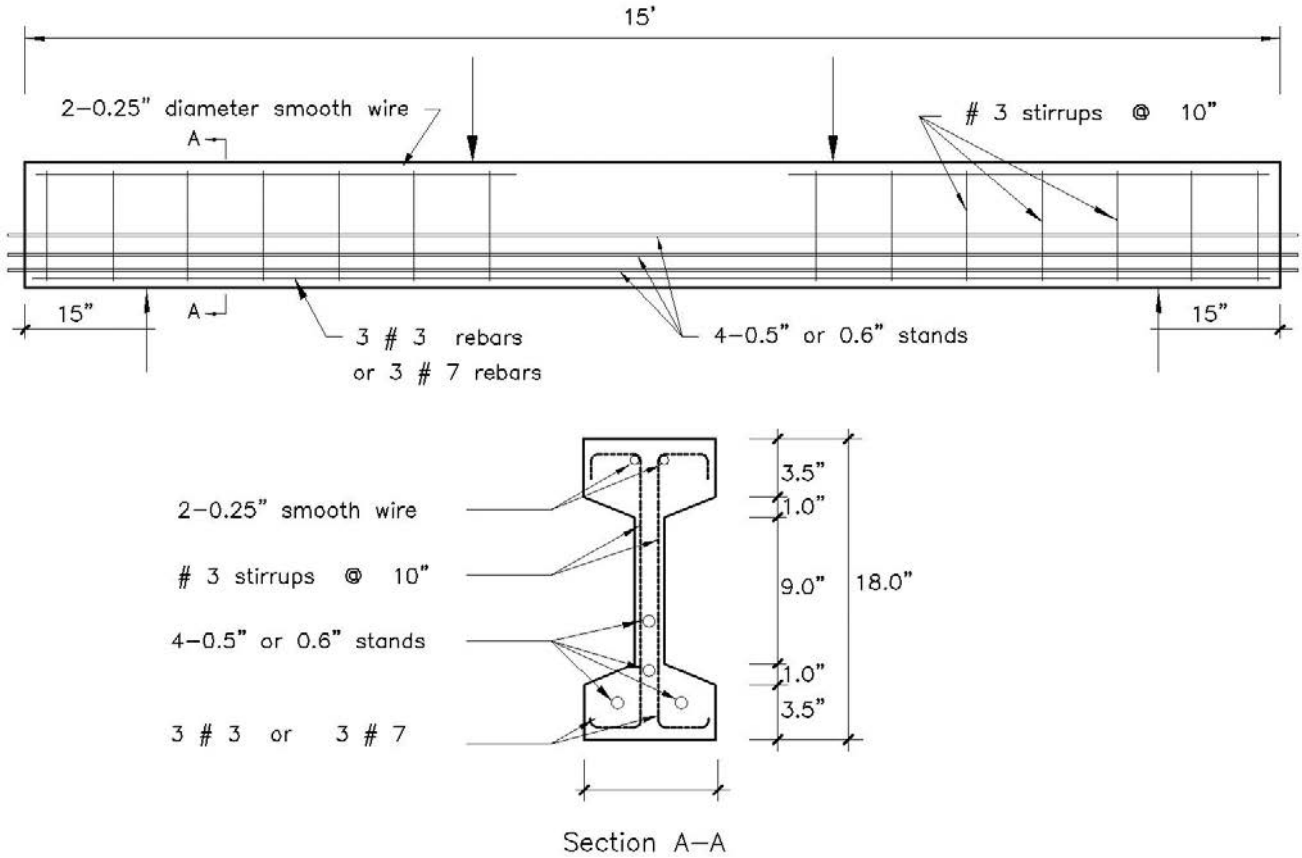


Figura 12. Viga de hormigón pretensado con armadura a cortante ensayada por Elzanaty et al. [18].

do general) es preciso evaluar la deformación longitudinal en el alma. Resulta:

$$\varepsilon_x = 0{,}5\frac{\frac{160{,}9\cdot 10^6}{0{,}9\cdot 366}+157\cdot 10^3-560\cdot 0{,}7\cdot 1860}{200000\cdot(215+560)}1000<0$$

$$\theta = 29+7\cdot 0 = 29^o$$

Ahora es ya posible calcular la distancia entre cercos de 71 mm^2 de área:

$$V_{su} = 157-46{,}2 = 110{,}8kN = 0{,}9\cdot 366\frac{71}{s}434\cdot \mathrm{cotg}\,29^o$$

resultando s = 165 mm. El método propuesto incluye también un método simplificado que permite calcular con el ángulo obtenido del cálculo elástico, que sería equivalente al de la actual Instrucción EHE. En este caso el resultado obtenido sería s = 158 mm. Si se calcula según la actual Instrucción EHE suponiendo cotg θ = 2, se obtendría un valor s = 129 mm.

5. CONCLUSIONES

En este artículo se ha propuesto un método de cálculo de la resistencia a cortante por agotamiento a tracción del alma válido para elementos de hormigón convencional y de alta resistencia y que, por su sencillez, puede ser implementado a nivel normativo.

Para elementos sin armadura a cortante, el modelo propuesto se basa en el nuevo Eurocódigo 2 y resulta muy similar al de la actual Instrucción EHE. En el caso de elementos con armadura a cortante, se ha propuesto un método de cálculo en el que el ángulo de las bielas comprimidas se puede obtener por compatibilidad con los esfuerzos de flexión y axiles. El método de cálculo también permite obtener el ángulo de las bielas comprimidas de forma simplificada, considerando que éste es igual el ángulo de las bielas en régimen elástico.

El método propuesto mejora las correlaciones con los resultados experimentales respecto a la Instrucción EHE y el nuevo Eurocódigo 2, especialmente en el caso de vigas armadas y/o pretensadas con armadura a cortante.

A nivel de cálculo práctico se ha demostrado, mediante algunos ejemplos, que el método de cálculo resulta sencillo de utilizar.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su agradecimiento por el apoyo financiero aportado por Ministerio de Ciencia y Tecnología dentro del proyecto MAT2002-00615 titulado “Respuesta del hormigón estructural frente a solicitaciones de flexión y cortante. Modelo numérico y verificación experimental”.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] Comisión Permanente del Hormigón (1998). “Instrucción del Hormigón Estructural EHE”. Ministerio de Fomento, 476 pp.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

[2] Comisión Permanente del Hormigón (1991). "Instrucción EH-91 para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado". Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

[3] Ritter, W. (1899). "Die bauweise hennebique." Shweizerische Bauzeitung, Vol. 33, Núm. 7, pp. 59-61

[4] Mörsch, E. (1909). "Concrete-Steel Construction", McGraw-Hill, New York. (English translation by E.P. Goodrich of Der Eisenbetonbau, 1st. ed., 1902)

[5] European Committee for Standardization. "Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1: General rules and rules for buildings", Draft for Stage 49, July 2002, 227 pp.

[6] ACI (American Concrete Institute). ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-02, 2002

[7] Vecchio, F.J. y Collins, M.P. (1986). "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", ACI Structural Journal, Vol. 86, Núm. 2, pp. 219-231

[8] Hernández Montes, E. y Gil-Martín, L.M. (2005) "Hacia una Teoría Unificada del Campo de Compresiones." Hormigón y Acero, nº 236, pp. 109-118

[9] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications and Commentary. Second Edition, (1998) and 2000 update, American Association of State Highway Transportation Official, Washington D.C., 1998, 2000

[10] Cladera, A. y Marí, A.R. (2005). "Shear Design Procedure for Reinforced and Prestressed High- and Normal-Strength Concrete Beams." Proceedings of the 7th Int. Symp. High-Strength/High Performance Concrete, ACI, Washington, pp. 651-668

[11] Cladera, A. y Marí, A.R. (2004). "Cálculo a cortante de vigas de hormigón de alta resistencia". Hormigón y Acero, nº 232, pp. 29-50

[12] Cladera, A. y Marí, A.R. (2004). "Shear design procedure for reinforced concrete beams using artificial neural networks. Part I: Beams without stirrups". Engineering Structures, Vol. 26, Núm. 7, pp. 917-926

[13] Cladera, A. y Marí, A.R. (2004). "Shear design procedure for reinforced concrete beams using artificial neural networks. Part II: Beams with stirrups". Engineering Structures, Vol. 26, Núm. 7, pp. 927-36

[14] Cladera A. y Marí, A.R. (2005). "Experimental study on high-strength concrete beams failing in shear." Engineering Structures, Vol. 27, Núm. 10, pp. 1519-1527

[15] Collins, M.P. y Kuchma, D. (1999). "How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs and footings?", ACI Structural Journal, Vol. 96, Núm. 4, pp. 482-490

[16] CSA Committee A23.3 (2003). *Design of Concrete Structures*. Public review draft, Canadian Standards Association, Sept. 2003, 233 pp.

[17] Reineck, K.H., Kuchma, D.A., Kim, K.S. y Marx, S. (2003). "Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement". ACI Structural Journal, Vol. 100, Núm. 2, pp. 240-249

[18] Elzanaty, A.H., Nilson, A.H. y Slate, F.O. (1986). "Shear Capacity of Prestressed Concrete Beams Using High-Strength Concrete". ACI Structural Journal, May-June 1986, pp. 359-368

[19] Evans, R.H. y Schumacher, E.G. (1963). "Shear Strength of Prestressed Beams Without Web Reinforcement", Journal of the ACI, November 1963, pp. 1621-1642

[20] Choulli, Y. (2005). Shear behaviour of prestressed I-beams made with self compacting concrete. Universidad Politécnica de Cataluña, Tesis Doctoral del Departamento de Ingeniería de la Construcción, 160 pp.

[21] Zararis, P.D. (2003). "Shear Strength and Minimum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Slender Beams", ACI Struct. J., Vol. 100, Núm. 2, pp. 203-214

[22] Bennet, E.W. y Balasooriya, B.M.A. (1971) "Shear Strength of Prestressed Beams With Thin Webs Failing in Inclined Compression", ACI J., March 1971, pp 204-212

[23] Kaufman, M.K. y Ramirez, J.A. (1987). "Re-evaluation of the Ultimate Shear Behavior of High-Strength Concrete Prestressed I-Beams", ACI Structural Journal, May-June 1988, pp. 295-303

[24] Lyngberg, B.S. (1976). "Ultimate Shear Resistance of Partially Prestressed Reinforced Concrete I-Beams", ACI Journal, April 1976, pp. 214-583

[25] Rangan, B.V. (1991) "Web Crushing Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams", ACI Structural Journal, January-February 1991, pp. 12-16

[26] Shahawy, M.A. y Batchelor B. (1996). "Shear Behaviour of Full-Scale Prestressed Concrete Girders: Comparison between AASHTO Specifications and LRFD Code", PCI Journal, May-June 1996, pp. 48-62

[27] Collins, M.P., y Mitchell, D. (1997). *Prestressed concrete structures*. Ed. Response Publication, Toronto and Montreal, Canada, 766 pp.

[28] Yoon, Y.S., Cook, W.D. y Mitchell, D. (1996). "Minimum shear reinforcement in normal, medium and high-strength concrete beams". ACI Structural Journal, Vol. 93, Núm. 5, pp. 576-584.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

ÚLTIMAS MONOGRAFÍAS PUBLICADAS

Véase listado de monografías publicadas y formulario de petición de publicaciones en páginas 98 y 99 de este mismo número

monografía

Conceptos de Aseguramiento de la Calidad aplicados al control de recepción del Hormigón Estructural Adaptado a la EHE

Comisión 1
Grupo de Trabajo 1/2
Bases de proyecto para hormigón de alta resistencia

Enero de 2003

M-8

monografía

Pruebas de Carga de Estructuras

Comisión 4
Grupo de Trabajo 4/3
Pruebas de Carga de Estructuras

Noviembre de 2004

M-9

monografía

Comprobación de un tablero mixto

Comisión 5
Grupo de Trabajo 5/3
"Puentes mixtos"

Enero de 2006

M-10

monografía

Utilización de árido reciclado para la fabricación de hormigón estructural

Comisión 2
Grupo de Trabajo 2/5
"Hormigón reciclado"

Septiembre de 2006

M-11

monografía

Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española

Comisión 5
Grupo de Trabajo 5/5
"Manual de ejemplos de aplicación de la EHE a puentes"

Noviembre de 2006

M-12

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Aproximación a un cálculo simplificado de la resistencia a la tracción del hormigón mediante el método de bielas y tirantes

Simplified calculation of the splitting-tensile strength of concrete using the strut-and-tie method

Sergio Carmona
Departamento de Obras Civiles
Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile

Rodrigo Fernández, Antonio Aguado
Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSECCPB
Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona

Ravindra Gettu
Deparment of Civil Enineering
Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India

RESUMEN

El estudio del ensayo brasileño para la determinación de la resistencia indirecta a tracción del hormigón, tanto desde el punto de vista experimental como de modelos numéricos, está ampliamente tratado en la literatura técnica. La oportunidad del presente artículo es analizar el problema desde el método de bielas y tirantes, haciendo una propuesta que da una aproximación razonable a los resultados obtenidos por los otros métodos.

SUMMARY

The study of the Brazilian splitting test for the determination of the tensile strength of concrete has been widely treated in the literature, from both experimental and numerical points of view. The purpose of the present paper is to analyse the problem through the strut-and-tie method, leading to a proposal for a reasonable approximation of the results from other approaches.

1. INTRODUCCIÓN

La resistencia a la tracción del hormigón (f_{ct}) es una propiedad que interviene frecuentemente en el diseño y en el análisis del comportamiento en servicio de estructuras de hormigón, lo que pone en evidencia la necesidad de caracterizar adecuadamente esta propiedad mediante ensayos de laboratorio.

Frente a los problemas que presenta el ensayo de tracción directa, se han propuesto diferentes métodos indirectos para determinar la resistencia a tracción. En 1943, el ingeniero brasileño Fernando Luiz Lobo B. Carneiro presentó frente a la comunidad científica un nuevo método para determinar la resistencia a tracción de los hormigones, el que se conoce como ensayo brasileño o ensayo de tracción indirecta. Este ensayo consistente en someter a compresión diametral hasta la rotura un cilindro o disco, con la carga máxima alcanzada se calcula la resistencia a la tracción utilizando las relaciones dadas por la teoría de la elasticidad. Dado su simplicidad, este ensayo ha sido especificado y recomendado por diferentes normativas y códigos tales como ASTM C 496, RILEM CPC6, y UNE 83-806-85.

El ensayo brasileño ha sido estudiado por varios grupos investigadores tanto experimental como teóricamente, evaluándose diferentes aspectos que influyen sobre la resistencia a la tracción del hormigón tales como validez de las ecuaciones de la teoría de la elasticidad para el caso del hormigón, efecto del tamaño de la probeta y del ancho de la zona de carga, entre otros.

En este trabajo se presenta un modelo de bielas y tirantes para el cálculo de la resistencia a la tracción del hormigón, el que se obtuvo a partir de los resultados alcanzados en un estudio del ensayo de tracción indirecta por medio de elementos finitos, validado por experimentos de laboratorio. Los resultados alcanzados a través del modelo propuesto son contrastados con los valores que se obtienen utilizando las ecuaciones de la teoría de la elasticidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

2. EL ENSAYO BRASILEÑO

El ensayo brasileño consiste tal como se muestra en la figura 1, en someter a compresión diametral una probeta cilíndrica, mediante dos fuerzas iguales y opuestas, hasta su fallo por rotura.

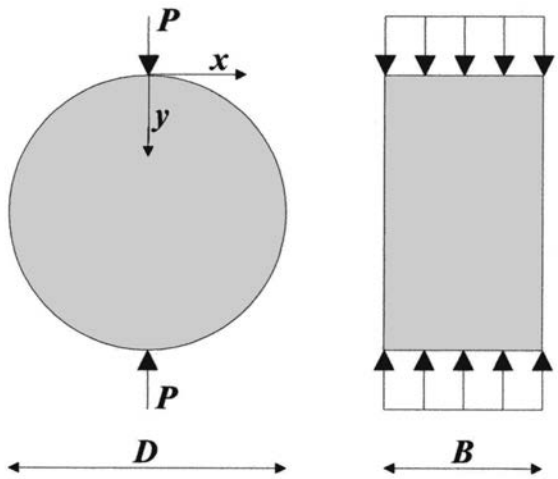


Figura 1. Ensayo brasileño con las magnitudes y parámetros usuales.

De acuerdo con la teoría de la elasticidad (Timoshenko, 1934), a lo largo del diámetro de carga aparecen dos tensiones, una en la dirección de aplicación de la carga denominada tensión vertical y denotada como σ_y, y otra perpendicular o tensión horizontal, σ_x. Bajo la hipótesis de carga uniformemente repartida a lo largo de la longitud del cilindro y concentrada en una línea, estas dos tensiones se pueden calcular con las siguientes expresiones:

(1) $$\sigma_x = \frac{2P}{\pi B D}$$

(2) $$\sigma_y = -\frac{2P}{\pi B D}\left(\frac{D^2}{y(D-y)}\right)$$

donde:

P = Carga aplicada.

D = Diámetro de la probeta.

B = Espesor de la probeta.

y = Distancia del plato de carga al punto considerado.

En teoría, la tensión de tracción σ_x se mantiene constante en régimen elástico a lo largo de casi todo el diámetro. Por otra parte, las máximas tensiones de compresión σ_y se producen en las cercanías del plato de carga alcanzando valores elevados que pueden conducir al aplastamiento del material. En régimen elástico, en las cercanías del plato de carga estas tensiones tienden al infinito. Por lo tanto, en las cercanías del plato de carga el material está sometido a un estado triaxial de tensiones que induce la formación grietas secundarias en forma de cuña en la zona de aplicación de la carga.

Estas tensiones inherentes a la metodología del ensayo brasileño plantean la duda de su influencia en el valor que se obtiene de la resistencia a tracción del material. También limita la aplicación de este ensayo a materiales cuasi-frágiles tales como el hormigón o las rocas, porque un material de comportamiento dúctil como el acero podría fallar en la zona de carga debido las tensiones de compresión σ_y claramente superiores a las de tracción.

En los ensayos normalizados, la carga se aplica a través de unas láminas de madera o cartón de 3 mm de espesor y ancho, b, entre 15 a 25 mm, interpuestas entre la probeta y los platos de carga. El cilindro se carga hasta alcanzar la rotura y la resistencia a la tracción se calcula con la ecuación (1), usando la carga máxima.

La ecuación (1) propuesta por las normas para el cálculo de la resistencia a la tracción supone que la carga se aplica a lo largo de una línea o generatriz (b = 0) sin considerar el verdadero ancho de reparto. En la práctica, la línea sobre la cual se aplica la carga tiene un ancho de dimensión finita, la cual es materializada por la lámina de cartón o madera mencionada anteriormente.

Entonces, se debe modificar el modo de calcular la tensión de tracción pues según la norma, coincide con la fórmula de la tensión nominal. De esta manera, se está implícitamente asumiendo que el ancho de la zona de reparto es cero cuando físicamente es imposible. Una ecuación obtenida a partir de la teoría de la elasticidad que tiene en cuenta que la carga se encuentra uniformemente repartida sobre un ancho b es (Rocco et al., 1995):

(3) $$\sigma_{x(y=D/2)} = \frac{2P}{\pi B D}\left(1-\left(\frac{b}{D}\right)^2\right)^{3/2}$$

donde: b = ancho de carga.

Obsérvese cómo esta expresión se puede descomponer en el producto de la σ_x por un factor $f(b/D)$ que depende del ancho relativo de carga de la probeta. Estos investigadores obtuvieron (mediante elementos finitos) que los valores de la máxima tensión de tracción disminuían con el ancho de la zona de reparto, y en consecuencia, parecía lógico que los valores de la tensión nominal aumentasen a medida que b se incrementaba.

Para el caso de una probeta de 150 mm de diámetro, cargada sobre una zona de 25 mm de ancho, se tiene que el factor de ancho relativo de carga es $f(b/D)$ = 0,9586, en otras palabras, cuando se utiliza la ecuación de la teoría de la elasticidad obtenida por Timoshenko la resistencia a la tracción del hormigón se sobre estima en más de un 4%, lo que frente a aplicaciones prácticas en ingeniería podría ser despreciables, pero ante análisis más específicos, por ejemplo con elementos finitos, se debería considerar.

3. ENSAYOS EXPERIMENTALES Y RESULTADOS OBTENIDOS.

En general, el ensayo de tracción indirecta consiste en someter a compresión diametral un cilindro o disco. De acuer-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

do a las diferentes normas y recomendaciones, la carga se aplica con dos láminas de cartón a madera de entre 15 y 25 mm de ancho colocadas entre la probeta y los platos de carga. El ensayo se realiza con control de carga y termina cuando se alcanza la carga máxima, la que se registra y se usa para calcular la tensión máxima utilizando la ecuación (1), es decir, suponiendo que la carga se aplica sobre dos líneas generatrices opuestas y que la tensión de tracción se distribuye uniformemente.

En la forma convencional, el ensayo termina en la carga máxima con una rotura violenta de la probeta. Además, en hormigones dúctiles como los reforzados con fibras, se produce un aplastamiento del hormigón debido a las cargas de compresión concentradas y las grandes deformaciones originadas por las grietas llevan a un aumento progresivo de la superficie de contacto entre la probeta y los platos de carga. En consecuencia, la carga continúa aumentando incluso después de que la fisura se ha desarrollado completamente. Considerando lo anterior y ante la posibilidad de obtener el comportamiento post-pico se introdujeron ciertas modificaciones en la metodología de ensayo.

Para estos ensayos se utilizaron probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro, sin embargo se restringió la longitud (espesor de probeta) a un valor correspondiente a 5 veces el tamaño máximo del árido grueso. Esto asegura el uso de un volumen representativo de material y minimiza el efecto pared. Las probetas ensayadas se obtuvieron cortando con una sierra de diamante disco de 60 mm de espesor a partir de cilindros normales, descartándose los extremos del cilindro para evitar efecto pared. Las características y propiedades del hormigón ensayado se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Características y propiedades del hormigón usado en la campaña experimental

Composición (en kg/m^3)	Cemento tipo I-45 A, Arena silícica (0-5 mm) Grava caliza (5-12 mm) Microsílice Superplastificante	460 889 889 46 17,4
Relación agua/cemento		0,33
Asentamiento de cono, cm		24,5
Resistencia a compresión, f_c, MPa		61

Los ensayos se realizaron en una prensa INSTRON de 1 MN de capacidad con un sistema de control por lazo cerrado (CLC) mediante el controlador INSTRON 8505 Plus. En el centro de una de las caras de las probetas y perpendicularmente a la línea de aplicación de carga, se colocó un extensómetro tipo clip, marca INSTRON, de ±2 mm de rango. Este tipo de extensómetro se fija entre dos cuchillas de acero, las que se pegaron a la probeta a una distancia de 65 mm. La deformación medida por este extensómetro se utilizó como variable de control y se fijó una velocidad de deformación de 0,08 μm/seg que permite alcanzar la carga máxima en un tiempo de 3 minutos aproximadamente. Los datos se registraron a razón de 3 segundos por punto.

Con el fin de controlar el ancho de la zona de carga, especialmente en el régimen post-pico, entre los platos de carga de la prensa y la probeta se colocaron barras de acero de 25 mm de ancho. En la figura 2 se presenta una curva carga-apertura de fisura (P-COD) típica obtenida a través de este ensayo. Se puede ver que inicialmente exhibe una respuesta lineal con una cierta no linealidad pre-pico. En el régimen post-pico la carga desciende y en un valor de COD cercano a 100 μm, permanece prácticamente constante. En la probeta se observa una fisura central, acompañada en algunos casos por la formación de una cuña producida por las barras de carga cuando la COD es mayor de 250 μm. Los detalles experimentales y el valor de la resistencia a la tracción calculada con la ecuación (1) con la carga máxima alcanzada también se incluyen en la Figura 2.

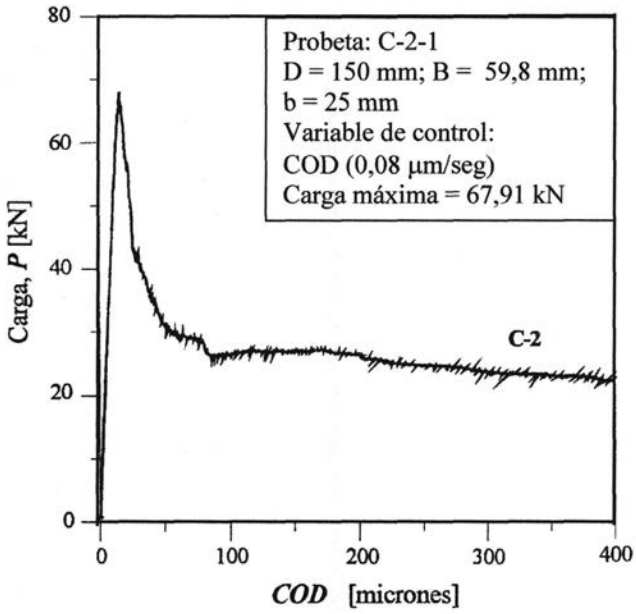


Figura 2. Curva Carga-COD registrada durante un ensayo.

4. ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA FRACTURA EN EL ENSAYO DE TRACCIÓN INDIRECTA

Para analizar este tipo de ensayos, Rocco et al. (1995, 1996, 1999) han señalado la necesidad de caracterizar los procesos de fractura mediante modelos no lineales, proponiendo el modelo de fractura cohesiva para este tipo de análisis. El modelo de fractura cohesiva se basa principalmente en que entre las caras de la fisura se produce una transferencia de tensiones gobernada por una ley o curva de ablandamiento que es característica del material. En el caso del hormigón esta relación es no lineal y decreciente, presentando un máximo en la punta de la fisura igual a la resistencia a tracción y es nula a un apertura determinada de la fisura (Fernández et al., 2002).

En el desarrollo de este estudio se ha utilizado el programa de cálculo por elementos finitos DIANA. La fractura del hormigón se ha simulado mediante elementos de interfase situados inicialmente en el diámetro donde se produce la fractura principal de la probeta (García-Álvarez, 1997).

Los elementos utilizados representan únicamente el modo I de fractura con una curva de ablandamiento lineal por simplicidad. Dada la singularidad del ensayo, afectado por el fenó-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

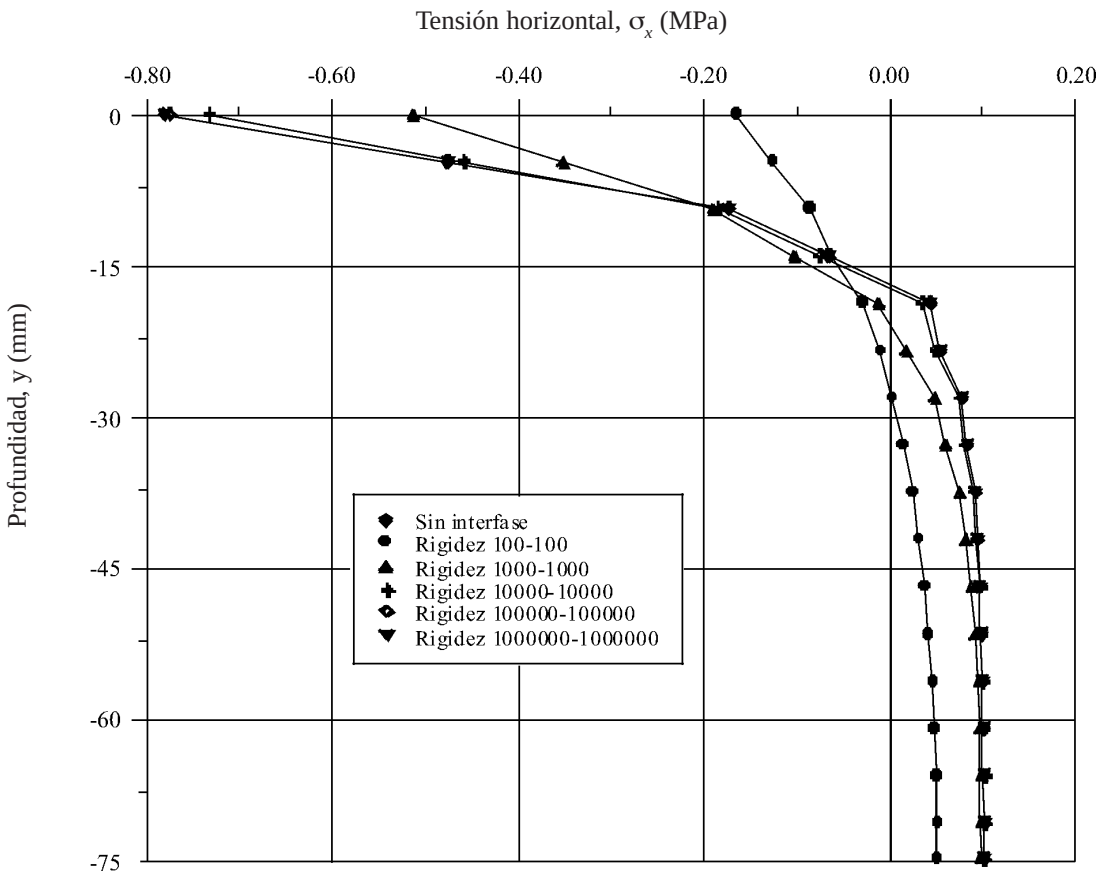


Figura 3. Efecto de la rigidez de la interfase en la relación tensión σ_x - profundidad.

meno de "snap-back", se utilizó un método de control indirecto por longitud de arco ("arc-length") de la apertura de la fisura (COD) en el centro de la probeta, como efectivamente se realizaron los ensayos experimentales (Carmona, 1997) utilizados para contrastar este estudio. Es importante indicar que los datos de COD se tomaron de puntos de la malla de elementos finitos espaciados aproximadamente a la longitud del extensómetro usado en los ensayos experimentales.

Para la zona no fisurada de la probeta se utilizaron elementos finitos comunes triangulares de seis nodos y cuadrangulares serendipitos de ocho. Los cuadrangulares se distribuyeron en un ancho igual al de la zona de aplicación de la carga. Las condiciones de simetría permiten reducir el problema al análisis de la mitad superior de la probeta.

En cuanto a la simulación del contacto y, en particular, la rigidez del material de contacto (lámina de contacto), estudios anteriores indican su escasa importancia. Dado que ingenierilmente se puede obviar su efecto, la probeta se cargó uniformemente en todo el ancho de la lámina de carga, cómo si la lámina de carga fuese de material flexible y despreciando también, la pequeña desviación que se produce frente a la vertical.

Para determinar la rigidez de la interfase antes de la fisuración, primero se efectuó un ensayo lineal sin interfase y se contrastó el valor obtenido de la tensión horizontal, σ_x, en el centro de la probeta con el valor calculado con la ecuación (1), observándose que la diferencia entre ambos era únicamente en un 3%, lo que se consideró aceptable.

A continuación se introdujo una interfase en el diámetro vertical con el objetivo de determinar aquella rigidez inicial (es decir, la relación entre las tensiones normales y tangenciales al plano de la interfase antes de la fisuración) que proporcionaba idénticas tensiones a las obtenidas en el ensayo lineal sin interfase, a lo largo del diámetro de aplicación de la carga. En la figura 3 se puede apreciar cómo a medida que se aumenta la rigidez de la interfase, los valores de la tensión horizontal a lo largo del radio se acercan a los del ensayo sin interfase. Finalmente, se tomo un valor de rigidez de la interfase de 10^8 MPa.

Con el valor de rigidez obtenido, se realizó un estudio paramétrico con la resistencia a la tracción y la energía de fractura o área que encierra la curva de ablandamiento. En el primer caso se ha observado que para valores de la resistencia a tracción, acotado entre 3 y 4 MPa, como se puede ver en la Figura 4, se produce un comportamiento de la curva carga-COD prácticamente idéntico al obtenido experimentalmente, con una rama ascendiente hasta el primer pico seguido de una descarga hasta alcanzar una meseta. Para valores inferiores a este rango, no se obtiene un pico bien definido.

En el segundo caso, el estudio del efecto de la energía de fractura permitió concluir que a medida que se aumenta su valor, la pendiente de la curva carga-COD en la rama de des-

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

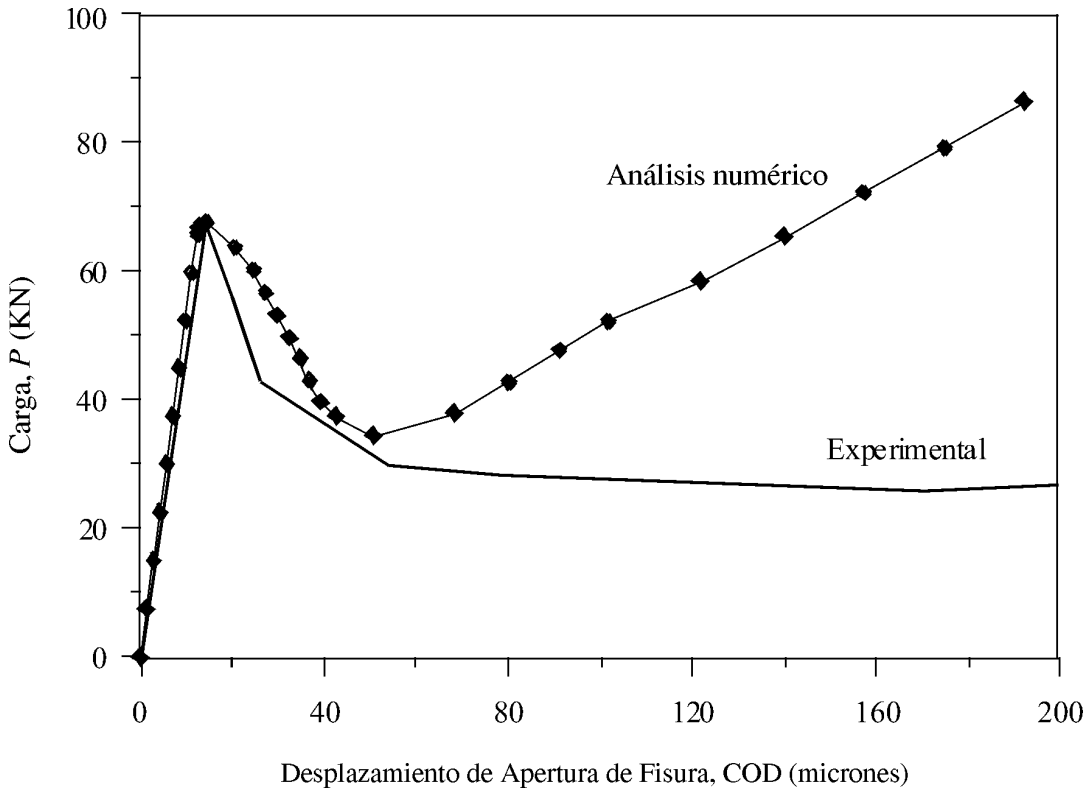


Figura 4. Contrastación de los resultados del análisis numérico con los correspondientes al ensayo de laboratorio.

carga es menor, alejándose del comportamiento experimental y que existe un cierto desfase temporal entre el inicio de la fractura y el inicio de la descarga. Estas dos observaciones permitieron concluir que, dentro de las limitaciones del estudio un valor aconsejable de dicho parámetro podría ser 0,07 MPa-mm.

5. MODELO DE BIELAS Y TIRANTES

Antes de introducir un modelo de bielas y tirantes, se ensayará numéricamente un hormigón de 4 MPa de resistencia a tracción, centrando el estudio en la distribución de las tensiones verticales σ_y en el diámetro horizontal de la probeta y observando su distribución en distintos pasos de carga.

En primer lugar se presentan las distribuciones que se obtienen de estas tensiones σ_y para diferentes pasos en el proceso de carga. Esta distinción entre el proceso de carga y descarga se ha realizado debido a que las distribuciones son sensiblemente distintas. En el proceso de descarga, la fisura está suficientemente desarrollada como para alterar esta distribución mientras que en el proceso de carga la fractura se encuentra todavía poco evolucionada. En la figura 5 se puede apreciar esta distribución para distintos pasos en el proceso de carga hasta alcanzar la carga pico.

Asimismo, en esta Figura 5 se observa que a medida que aumenta la carga hasta alcanzar la rotura, la forma de la distribución de tensiones verticales en el diámetro horizontal prácticamente no varía. Únicamente se observa un aumento proporcional de la magnitud de estas tensiones.

En la Figura 6 puede verse una representación adimensional de las tensiones para diferentes niveles de carga, definidos a través de un porcentaje de la carga última (P_u). En ella puede observarse que a medida que aumenta la carga, la distribución de tensiones prácticamente no se ve modificada, sin que se varíe la posición del centro de gravedad de la carga.

Sin embargo, este efecto no se observa en la descarga, tal como se observa en la Figura 7 en la que se muestran estas distribuciones para distintos pasos de la rama de descarga. En ella, a medida que disminuye la carga a partir de su valor pico, la distribución de tensiones verticales σ_{yy} varía sensiblemente, volviéndose más pronunciadas a medida que aumenta la descarga (la fisura se encuentra más evolucionada). También observamos pequeñas zonas de tracción en los extremos del diámetro. Se ha incluido la curva correspondiente a P_u para observar que efectivamente existe un cambio cualitativo entre las anteriores distribuciones y las actuales. P_u (descarga) corresponde a un determinado paso en que todavía se mantiene la carga de rotura, sin embargo la fisura continúa su evolución (comportamiento dúctil).

En la figura 8, de forma análoga a lo expuesto en la figura 6, se presentan estas distribuciones adimensionales con su carga pico en tanto por ciento, correspondiente a la rama de descarga. En ella se observa claramente el aumento de la pendiente en esta distribución a medida que la fisura evoluciona. Por otro lado, se observa un desplazamiento del centro de gravedad de cada parte respecto a la posición del origen.

En la Tabla 2 se presenta el cálculo del centro geométrico de la mitad de estas distribuciones para todos los pasos de carga utilizados. Se observa que la coordenada (tomada desde el

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

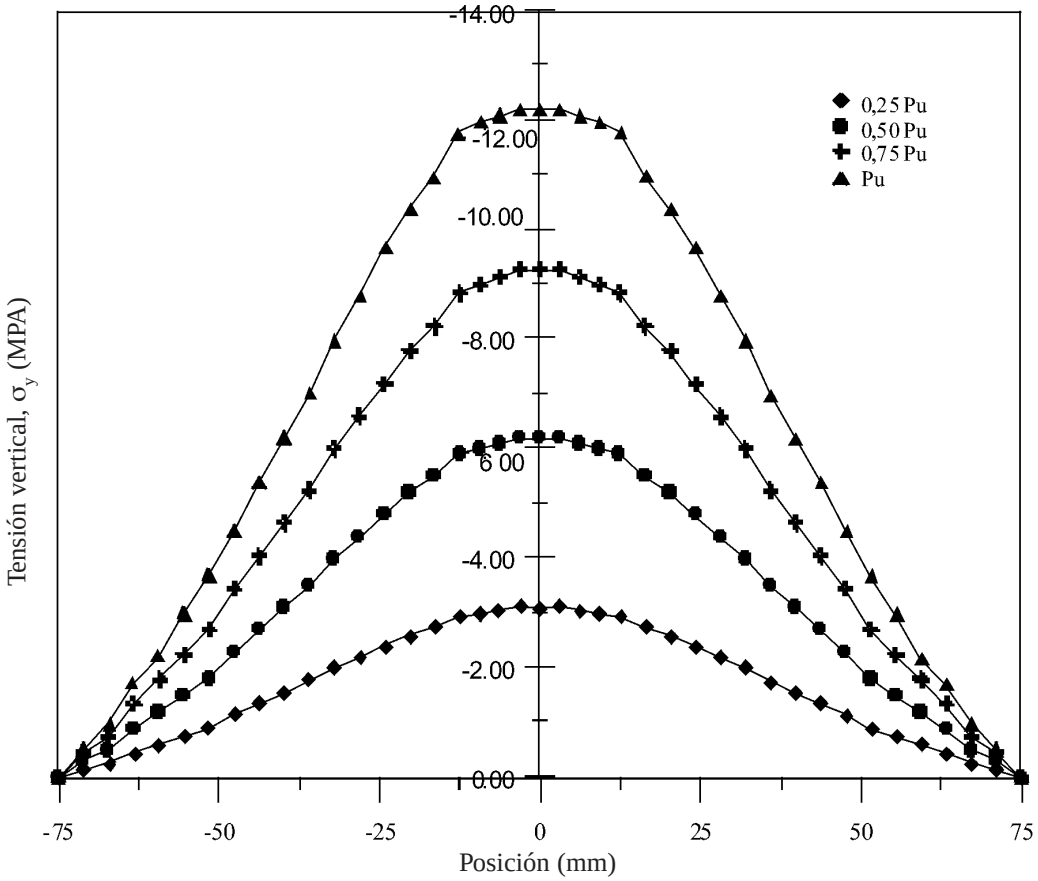


Figura 5. Distribución de tensiones verticales σ_y en el diámetro transversal.

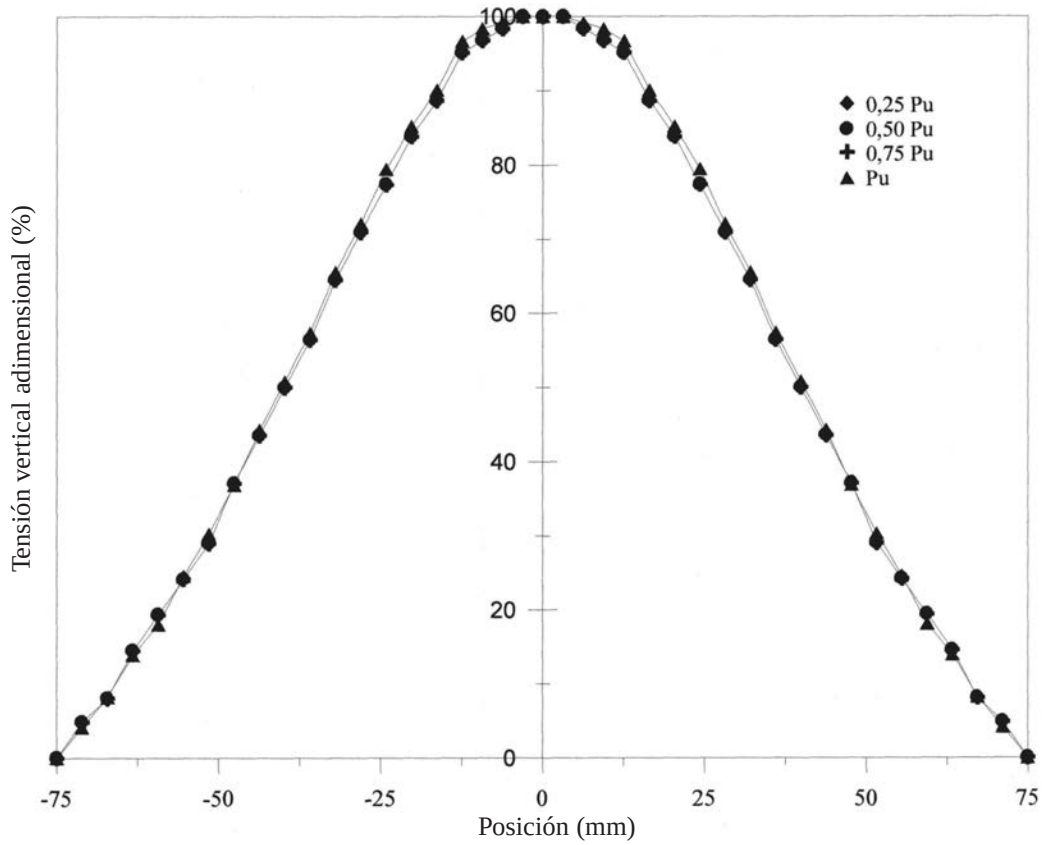


Figura 6. Tensiones verticales adimensionales σ_{yy} en el diámetro horizontal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

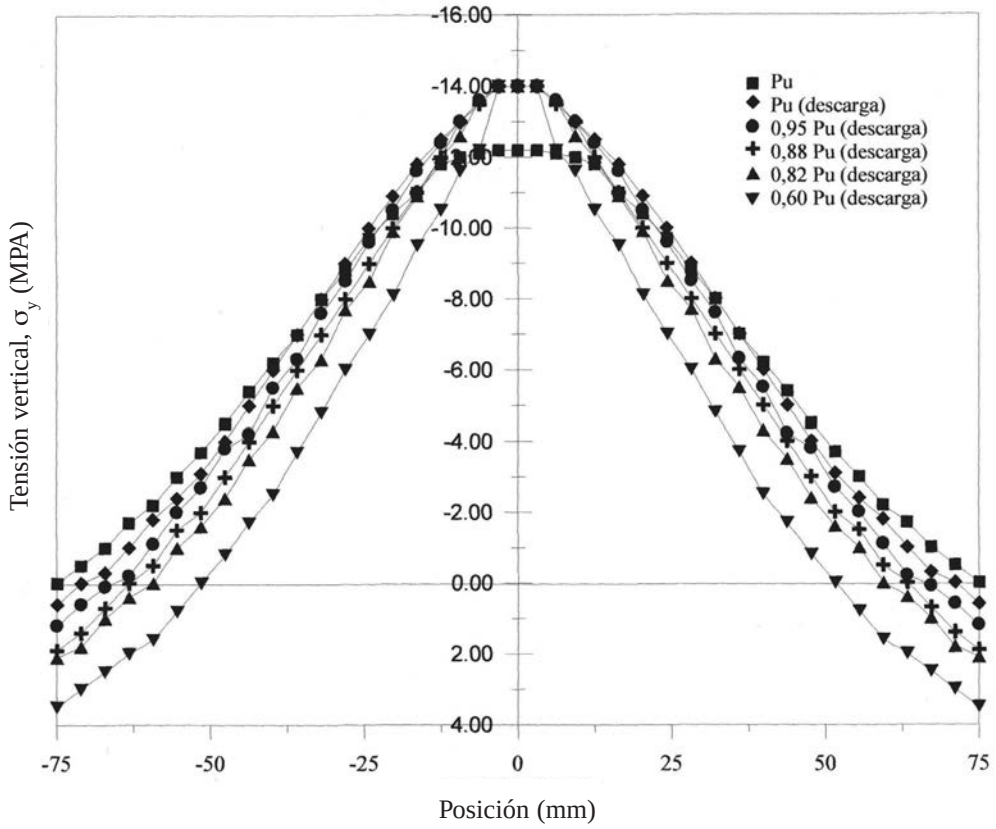


Figura 7. Distribución de tensiones verticales σ_y en el diámetro horizontal en situación de descarga.

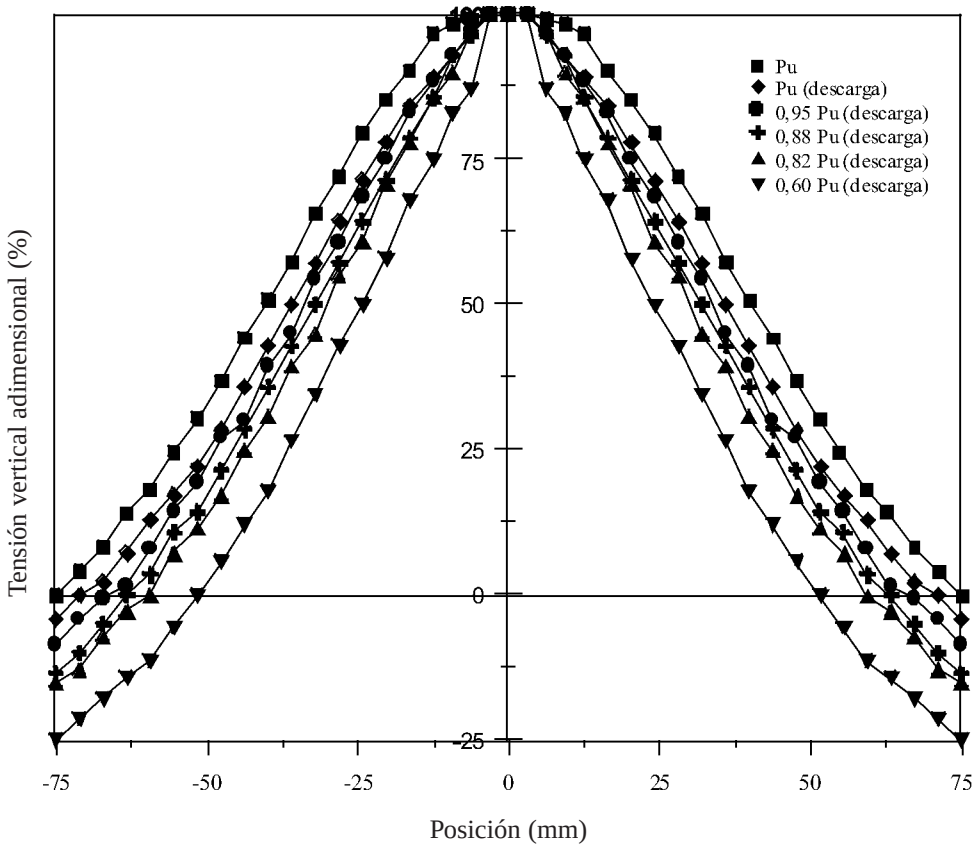


Figura 8. Tensiones verticales σ_y adimensionales en el diámetro horizontal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Tabla 2. Datos geométricos de una mitad de las distribuciones para diferentes pasos de carga

Carga kN	Coordenadas del centro de gravedad		Área (MPa-mm)
	$\bar{X}$ (mm)	$\bar{Y}$ (mm)	
0,25 × P_u	24,38	2,29	125,25
0,50 × P_u	24,38	4,58	250,51
0,75 × P_u	24,38	6,87	375,76
P_u	24,38	9,14	498,59
P_u (desc.)	22,29	10,09	505,20
0,95 × P_u (desc.)	20,71	10,17	474,77
0,88 × P_u (desc.)	18,91	10,24	440,47
0,82 × P_u (desc.)	17,25	10,40	413,71
0,60 × P_u (desc.)	8,95	11,23	303,67

centro de la probeta, posición 0) en los cuatro primeros pasos es prácticamente idéntica como era de prever por la similitud entre las distribuciones. En la rama de descarga se puede ver una aproximación paulatina de este centro geométrico hacia el centro de la probeta, como era de prever también a partir del aumento de pendiente de las distribuciones.

En base a los resultados anteriores, en lo que sigue se presenta el modelo de bielas y tirantes propuesto. El mismo se muestra en la figura 9 en la que se incluyen las magnitudes geométricas.

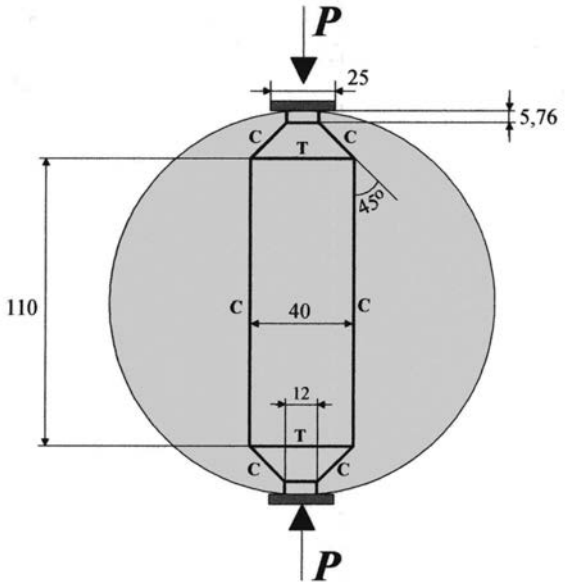


Figura 9. Modelo de bielas y tirantes propuesto.

En la Figura 9, a través de las ecuaciones de equilibrio se puede obtener la tracción del tirante de 40 mm de longitud, la cual resulta ser de:

(5) $$T = P/2\cos^2(\alpha)$$

donde: P es la carga última

α se ha tomado igual a 45 grados, tal como puede verse en la figura 9.

Ahora bien, dado que se dispone de un hormigón de 4 MPa y que la carga última obtenida numéricamente es de 59,7 kN, se puede obtener el área de dicho tirante mediante la expresión (6)

(6) $$T = P/2\cos^2(\alpha) = A_{ct}\, f_{ct} \Rightarrow A_{ct} = 37{,}31\ \text{cm}^2$$

Con esta área y la expresión (5) se puede, en principio, calcular la resistencia a tracción de un hormigón cualquiera. Si se utiliza, por ejemplo, los datos mediante los cuales se obtuvo los resultados presentados en la Figura 4 (ensayo que sirvió para contrastar resultados numéricos y experimentales), obtenemos que para la carga última P_u de 68 kN, la resistencia a tracción obtenida por este modelo es de 4,56 MPa, más próximo a los 4,5 MPa implantados numéricamente que los 4,81 MPa que se obtienen mediante la expresión de Timoshenko (1).

Otro método de conocer esta área A_{ct} para calcular la resistencia a tracción f_{ct} de cualquier hormigón, conocido P, sería mediante la distribución de tensiones de tracción horizontales en el diámetro vertical de la probeta. Suponiendo que el tirante de 40 mm absorbe todas estas tracciones sobre un área de canto 62 mm aproximadamente y espesor igual al espesor de la probeta ensayada (en este caso 60 mm). Entonces el área de estos tirantes sería de 60 × 62 = 3720 mm^2, valor que coincide apreciablemente con el obtenido con el primer método en el cual se obtenía la A_{ct} a partir de la f_{ct} del ensayo numérico. Entonces, se tienen dos maneras de calcular A_{ct} para determinar la resistencia a tracción f_{ct} de cualquier hormigón. Sin embargo, el segundo método es más consistente puesto que parte de un cálculo directo de A_{ct} para determinar posteriormente f_{ct}, y contiene más significado físico, puesto que el cálculo de A_{ct} se ha efectuado en base a la suposición de que el tirante absorbe todas las tracciones producidas en el diámetro vertical.

En la Tabla 3 se observan los valores de la resistencia a tracción para distintas cargas últimas desde 40 kN hasta 90 kN, obtenidos por el método propuesto método propuesto de bielas y tirantes (f_{ct1} y f_{ct2}) y por la expresión de Timoshenko (1). El primer valor de f_{ct} corresponde al primer método explicado para obtener la A_{ct} o área del tirante. El segundo valor de f_{ct},

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Tabla 3. Valores de f_{ct} obtenidos por el método de bielas y tirantes propuesto y las ecuaciones de la teoría de la elasticidad

Carga *P* (kN)	$\frac{P}{2}cos^2(45)$	f_{ct1} (MPa)	f_{ct2} (MPa)	σ_x (MPa)	σ_x *f(b/D)* (MPa)
40	10,00	2,68	2,69	2,83	2,71
45	11,25	3,02	3,02	3,18	3,05
50	12,50	3,35	3,36	3,54	3,39
55	13,75	3,69	3,70	3,89	3,73
60	15,00	4,02	4,03	4,24	4,07
65	16,25	4,36	4,37	4,60	4,41
70	17,50	4,69	4,70	4,95	4,75
75	18,75	5,03	5,04	5,31	5,09
80	20,00	5,36	5,38	5,66	5,42
85	21,25	5,70	5,71	6,01	5,76
90	22,50	6,03	6,05	6,37	6,10

corresponde al segundo método de cálculo de A_{ct} a partir de la distribución de tensiones horizontales de tracción en el diámetro vertical. También se obtiene la resistencia a tracción que predice Timoshenko. Se puede observar que ambos valores (f_{ct1} y f_{ct2}) son un 5% inferior al obtenido mediante la expresión (1). Estos valores parecen corresponderse con los ensayos numéricos realizados y con el hecho de que la resistencia a tracción obtenida de forma analítica a partir de la carga última en el ensayo brasileño es ligeramente (5% aproximadamente) superior a la real.

Si los valores de la resistencia a tracción obtenidos analíticamente se corrigen considerando el ancho de la zona de carga (b = 25 mm), ecuación (3), la diferencia con f_{ct1} se reduce a un 1,2% y con f_{ct2} son menores al 0,9%, tal como puede verse en la última columna de la tabla 3.

En la Figura 10 se presenta, de forma gráfica, los resultados mostrados en la tabla 3 en la que se refleja la buena correspondencia existente entre los diferentes resultados. Además podría servir de base (una vez se desarrollase en mayor deta-

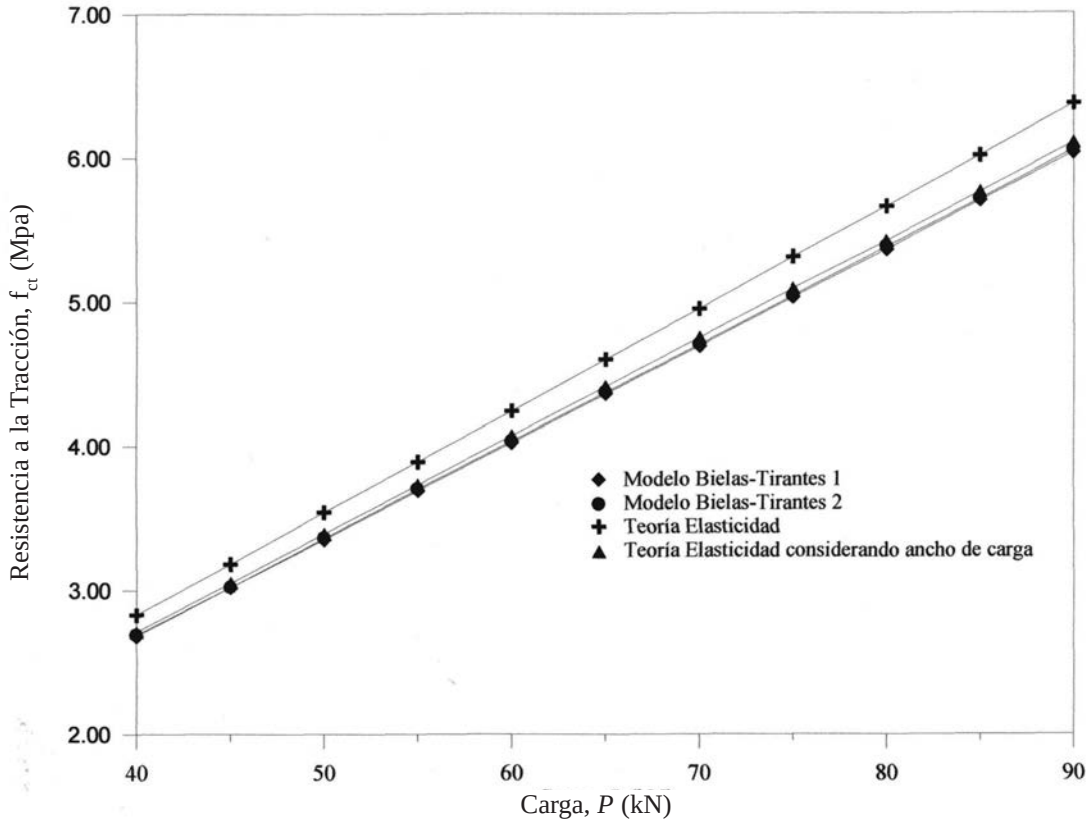


Figura 10. Comparación entre los valores de la resistencia a tracción obtenidos a través del método propuesto y por la teoría de la elasticidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

lle para diferentes tipos de hormigones) cara a la determinación de la resistencia a tracción.

6. CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos se puede concluir

– El modelo de fractura cohesivo ha resultado satisfactorio a la hora de reproducir la fisura principal que se produce en el ensayo brasileño. Mediante una curva de ablandamiento lineal, se ha podido reproducir el comportamiento observado en ensayos experimentales. En concreto se obtuvo un muy buen grado de aproximación la curva carga-COD de un hormigón de una resistencia a tracción de 4.5 MPa.

– El modelo de bielas y tirantes propuesto permite determinar la resistencia a tracción del hormigón, conocida la carga de rotura, de forma muy precisa. El área del tirante se calculó por medio de la resistencia a tracción determinada por medio del análisis con elementos finitos. Los valores obtenidos por medio de este modelo difieren aproximadamente en un 3% con los valores obtenidos con la expresión de Timishenko.

– Asimismo, el valor de la resistencia a tracción obtenido mediante la fórmula de Timoshenko es ligeramente superior al real. En el ensayo definitivo donde se reprodujo el comportamiento de un ensayo experimental, se introdujo un hormigón de 4,5 MPa cuando Timoshenko daba una resistencia de 4,81 MPa.

– Si los valores obtenidos con la ecuación de Timoshenko son modificados considerando el ancho real de la zona de carga, las diferencias entre los valores de la resistencia a la tracción obtenidos por medio del modelo de bielas y tirantes y los valores teóricos son menores que el 1,2%.

7. REFERENCIAS

Carmona S. (1997). *Caracterización de la fractura del hormigón y de vigas de hormigón armado.* Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), pp 65-84. Feb 1997.

Carmona, S., Gettu R. y Aguado, A. (1998). *Study of the post-peak behaviour of concrete in the splitting-tension test.* Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-3, AEDIFICATIO Publishers, Germany, pp 111-119.

García Álvarez, V.O. (1997). *Estudio de la fractura en modo mixto de los materiales cuasifrágiles: aplicación al hormigón convencional y al hormigón de alta resistencia*. Tesis Doctoral Departamento de Ingeniería del Terreno y Cartográfica, Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), pp 2-45. Ene.

López Garello, C.Mª (1999). *Análisis microestructural de la fractura del hormigón utilizando elementos finitos tipo junta. Aplicación a diferentes hormigones.* Tesis Doctoral Departamento de Ingeniería del Terreno y Cartográfica, Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), pp 1-85. Jun.

Lobo B. Carneiro, F.L. y Barcellos A. (1953). *Tensile strength of concretes*, RILEM BULLETIN, No. 13, Materials and Structures, Paris, pp 97-123. Mar.

Rocco, C., Guinea, G.V., Planas, J. y Elices, M.(1999). *Mechanisms of Rupture in Splitting Tests*, ACI Materials Journal, V. 96, No. 1, pp 52-60. January-February

Rocco, C., Guinea, G. V., Planas, J. y Elices, M. (1995). *Variación de la resistencia a la tracción en el ensayo brasileño*, Anales de Mecánica de la Fractura, Vol. 12, pp 227-237.

Rocco, C., Guinea, G. V., Planas J. y Elices, M. (1996) *Ensayo brasileño: Efecto, tamaño y mecanismos de rotura*, Anales de Mecánica de la Fractura, Vol. 13, pp 203-208.

Rots, J. G. y Blaauwendraad, J. (1989). Crack models for concrete: Discrete or Smeared? Fixed, Multidirectional or Rotating?. HERON, Stevin Laboratory and TNO Research, Delft, Holanda, vol. 30, pp. 1-49.

Timoshenko, T. (1934), Theory of elasticity.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Estudio del comportamiento de una sección de hormigón armado sometida a cargas repetidas de flexión

Study of the behaviour of a reinforced concrete section under repeated flexural loads

Carlos Zanuy Sánchez
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid

Jorge Andrés Pacheco Monteagudo
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid

Pablo de la Fuente Martín
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid

Luis Albajar Molera
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

En este artículo se presenta una metodología simplificada para estudiar el comportamiento de secciones transversales de hormigón armado sometidas a cargas de fatiga de flexión. Se trata de un método obtenido como evolución de los utilizados en el estudio de los grandes ciclos, cuyos resultados en tensiones y deformaciones son cualitativamente similares a un modelo de daño. Se ha estudiado cómo la degradación del hormigón más solicitado produce una redistribución de tensiones en la sección que rebajan el centro de gravedad del bloque de compresiones y produce deformaciones y curvaturas remanentes, lo que induce el aumento de la tracción en el acero y su fatiga. Asimismo, se ha llevado a cabo una comparación de los resultados obtenidos con datos experimentales, alcanzando conclusiones sobre la evolución de la degradación de los materiales y de la evolución del efecto tension – stiffening.

SUMMARY

This paper presents a simplified method for analyzing the behaviour of a reinforced concrete member subjected to fatigue flexural loads. This model is obtained as evolution of the used ones for studying the large amplitude loads, and it results on stresses and deformations qualitatively similar to a model of damage. The paper illustrates how degradation of concrete causes a process of redistribution of stresses of the concrete compression zone and the increase of plastic strains and curvatures, which may induce fatigue of the reinforcing steel. The developed methodology has been used for understanding results of experimental tests, obtaining as well conclusions of the material degradation and the evolution of the tension-stiffening effect.

1. INTRODUCCIÓN

Tradicionalmente se han estudiado de forma separada el comportamiento de elementos de hormigón armado bajo acciones cíclicas de carga-descarga y el tratamiento de elementos sometidos a fatiga. Parece razonable tratar de enlazar ambos aspectos por tratarse de fenómenos relativamente próximos. Se podría llevar a cabo una metodología que utilizara el mismo tratamiento que se usa al estudiar el comportamiento bajo cargas cíclicas, mediante una ecuación constitutiva que tuviera en cuenta la degradación del material, para explicar la modificación de los parámetros del hormigón (resistencia, módulo de elasticidad, etc.) a la que se recurre en los estudios de fatiga y que suele concluir en una colección de curvas S-N, simplificación excesiva para el cálculo estructural al no contener información sobre las deformaciones.

El objetivo de este artículo es presentar una metodología simplificada que permita obtener el estado de tensiones y de deformaciones de una sección de hormigón armado sometida a un momento exterior de forma repetida. La estrategia seguida para abordar el estudio es abstraerse de lo que es un ciclo real de carga aplicado, de manera que cada ciclo de cálculo se corresponde a varios miles de ciclos reales. La correspondencia de cada ciclo de cálculo con el número de ciclos reales de

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

carga debe ser comprobada con resultados experimentales existentes.

A pesar de ello, la metodología aplicada permite estudiar el comportamiento que va desarrollando la sección a medida que el efecto de la carga repetida provoca el debilitamiento del hormigón. Al haber sido la motivación inicial de este trabajo interpretar los resultados de una sección de hormigón armado sometida a flexión, su objetivo se ha centrado en simular el proceso más que obtener, como es habitual, información sobre la vida de la sección.

Se han realizado los cálculos en dos secciones diferentes, una rectangular y otra en forma de T, para comparar los resultados y estudiar de qué manera puede afectar la limitación de la anchura de la cabeza de compresiones de cara a la redistribución de tensiones que se produce. Igualmente, se ha efectuado una comparación del método con resultados experimentales interpretados con otros modelos más teóricos, con el fin de explicar los fenómenos que se ven recogidos en el cálculo.

2. MODELO DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

En este documento se estudia el comportamiento del hormigón armado. No obstante, el modelo de cálculo se centra en el hormigón, por lo que se ha tomado un comportamiento elasto-plástico bilineal para el acero.

2.1. Conocimientos previos

El estudio del hormigón sometido a cargas cíclicas ha sido llevado a cabo mediante la interpretación de los resultados experimentales obtenidos mediante ensayos. Sobre ellos se han desarrollado modelos del material que reproducen este comportamiento con ecuaciones constitutivas para definir la evolución de tensiones y deformaciones durante las fases de descarga y recarga.

Karsan y Jirsa [1] desarrollaron un modelo a partir de ensayos realizados sobre soportes cortos tanto bajo cargas axiles monótonas como variando cíclicamente. La curva tensión-deformación envolvente de rotura bajo cargas monótonas también resulta como la envolvente de rotura bajo cargas cíclicas, como se ve en la Figura 1.

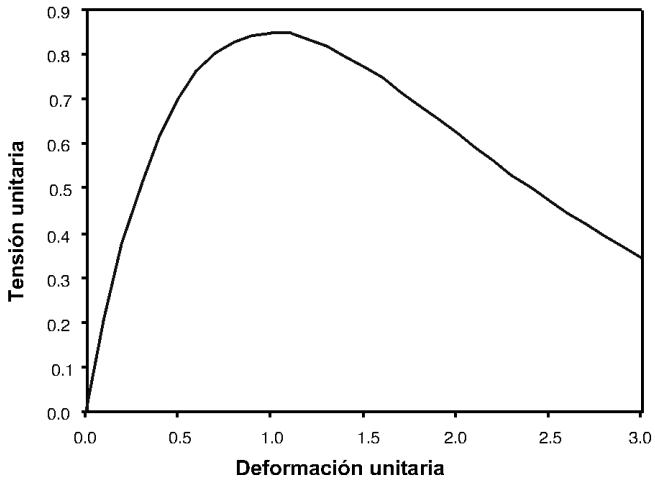
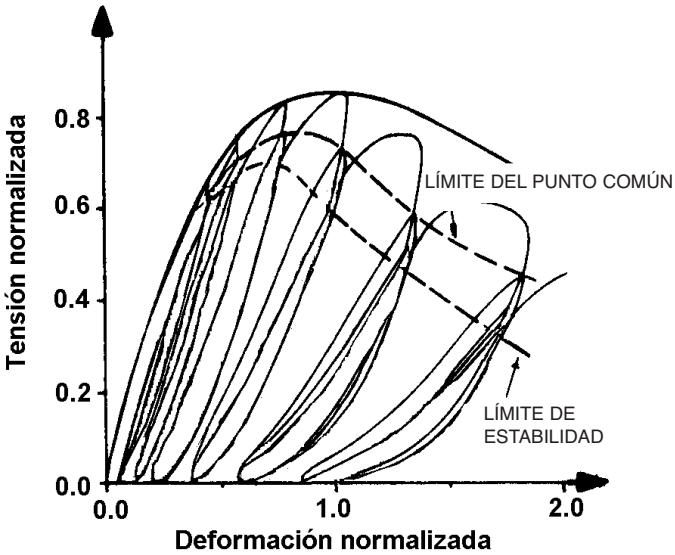
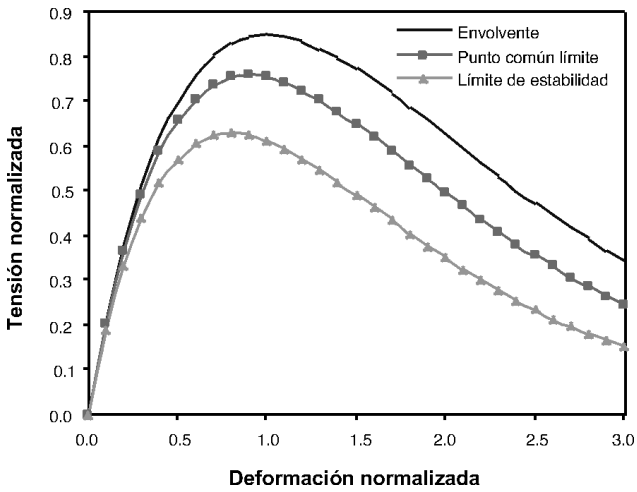


Figura 1. Envolvente de rotura de Karsan y Jirsa.

Asimismo, desarrollaron unas ecuaciones parabólicas que describen el camino seguido por las tensiones y deformaciones durante las fases de carga y descarga. Están basadas en la teoría del punto común (*common point*). El punto común representa el punto de intersección de las ecuaciones de descarga y recarga. Este punto tiene un valor umbral inferior llamado límite de estabilidad (*stability point*). En la Figura 2 se representan gráficamente las ecuaciones de Karsan y Jirsa.



(a)



(b)

Figura 2. Modelo de Karsan y Jirsa.

Darwin y Pecknold [2] introdujeron un modelo simplificado para describir el comportamiento uniaxial cíclico del hormigón, el que puede ser fácilmente extendido para cubrir el comportamiento biaxial del hormigón, lo cual ha sido realizado recientemente por Krätzig, Meskouris y Noh [3]. Este modelo emplea, como envolvente, y para la rama ascendente correspondiente a cargas monótonas la ecuación parabólica de

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Saenz, y para la rama descendente una simplificación lineal similar a lo utilizado en el Código Modelo [4].

Para describir el comportamiento frente a cargas cíclicas se emplean simplificaciones rectas. La descarga comienza de forma lineal con el módulo de deformación tangente inicial hasta el denominado punto de giro (*turning point*), desde donde la descarga viene determinada por la deformación plástica que debe quedar. La rama de recarga pasa por un punto común, con la misma filosofía que Karsan y Jirsa. En la Figura 3 se representa el modelo del material de Darwin y Pecknold.

2.2. Modelo desarrollado

Los modelos descritos en el apartado 2.1 son representativos del estudio del comportamiento del hormigón bajo cargas cíclicas. En ellos las descargas se realizan hasta que el hormigón está totalmente descargado, y en las recargas se llega hasta el punto en que la tensión en el hormigón es la máxima alcanzable en cada caso, hasta alcanzarse la envolvente de rotura, característicos de los estudios de hormigón sometido a poco número de ciclos con gran amplitud de tensiones.

Sin embargo, este trabajo tiene como finalidad servir de utilidad al cálculo de secciones pertenecientes a elementos estructurales en los que la acción repetida viene producida por una carga exterior repetida constante, es decir, el hormigón no se descarga completamente ni alcanza permanentemente la tensión máxima admisible. Se orienta al estudio de fatiga producida por cargas exteriores de amplitud constante y más moderada.

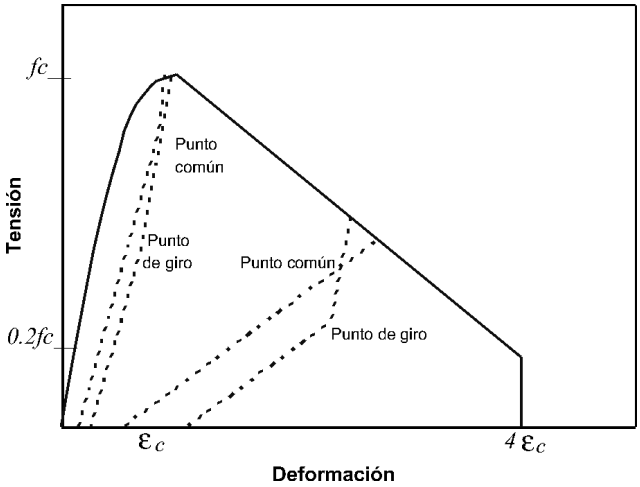


Figura 3. Modelo de Darwin y Pecknold

- *Envolvente de referencia*

Para describir el comportamiento del hormigón bajo carga monótona se utiliza la ecuación parabólica suministrada por el Código Modelo [4] (Figura 4):

$$\sigma = \frac{E_c \dfrac{\varepsilon}{f_c} - \left(\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^2}{1 + \left(E_c \dfrac{\varepsilon_c}{f_c} - 2\right)\left(\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)} f_c \qquad (1)$$

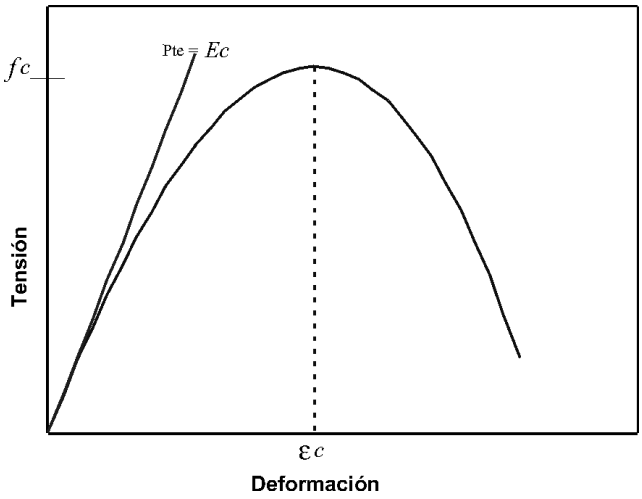


Figura 4. Ecuación tensión-deformación bajo carga monótona.

en la cual E_c es el módulo de deformación tangente en el origen, f_c es la resistencia media del hormigón y ε_c es la deformación de pico. Esta curva sirve también como rama de ablandamiento hasta un nivel tensional de $0{,}5f_c$, necesitándose el valor de la energía de rotura a compresión para definir completamente la curva de ablandamiento. No obstante, como este artículo no está dirigido a obtener la rotura del material, no es fundamental este dato.

Esta ecuación constitutiva ya ha sido usada por Pfanner [5,6] y otros como curva de referencia y envolvente para estudiar el comportamiento a fatiga del hormigón, haciendo una pequeña modificación para considerar una primera parte de la ecuación elástica y lineal.

- *Procedimiento en descarga y recarga*

El procedimiento utilizado para descargar el hormigón es suponer que sigue un comportamiento lineal con pendiente su módulo de deformación tangente inicial. En el modelo de Darwin y Pecknold [2] también se descarga de esta forma, así como en el modelo de Pfanner [6] sin tener en cuenta la variable de daño.

Para recargar se adopta la misma curva tensión-deformación que bajo carga monótona, empezando desde el nivel tensional alcanzado en la descarga (ver Figura 7). De esta manera se introduce en cada ciclo de cálculo la información correspondiente a la historia anterior y al nivel de tensiones alcanzado.

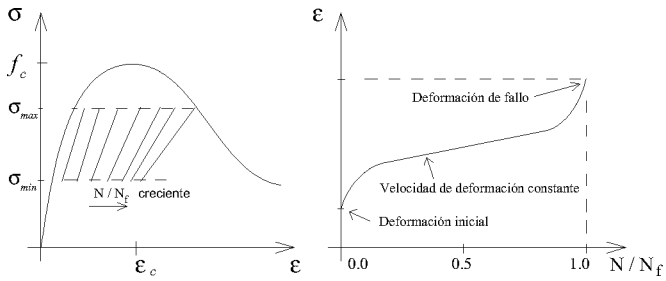


Figura 5. Curvas clásicas en la fatiga del hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Durante los procesos de fatiga en el hormigón, la degradación del material se manifiesta de dos maneras: mediante la disminución del módulo de deformación longitudinal y el aumento de la deformación plástica. Con la descripción del modelo se pone de manifiesto que aquí se ha tomado como más importante el efecto del aumento de la deformación plástica. En cambio, se utiliza siempre el módulo de deformación longitudinal tangente en el origen. Se ha procedido así por la poca importancia de este efecto frente al de la deformación remanente, en especial en la fase de fatiga en la que la velocidad de aumento de la deformación total es constante (2ª fase habitual en el estudio del aumento de deformaciones por fatiga). En la Figura 5 se muestra la forma típica de las curvas σ - ε y ε - N de la fatiga del hormigón.

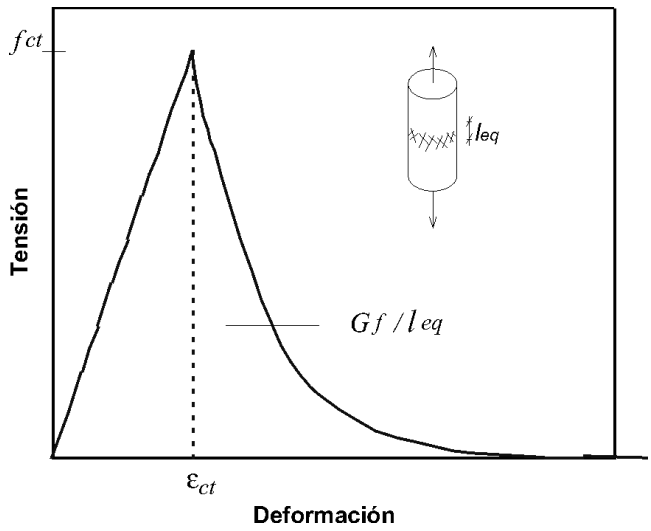


Figura 6. Curva tensión-deformación en tracción.

Mediante este procedimiento se produce crecimiento de las deformaciones permanentes del hormigón en todos los ciclos de carga. De ahí que cada uno de estos ciclos se llame partir de ahora ciclo de cálculo, equivaliendo cada una de ellas a varios miles de ciclos reales. El ajuste de la equivalencia entre ciclos de cálculo y ciclos de carga debe hacerse experimentalmente. Lo que se está imponiendo en cada ciclo es que el hormigón se descarga y se recarga por el mismo camino durante varios miles de ciclos reales hasta llegar un momento en que se degrada el material y se produce un avance en la deformación, en lo que se ha llamado un ciclo de cálculo. Este modelo es válido para aplicarse a ciclos con límites máximo y mínimo de tensiones variable, lo que ocurre en el caso de la sección de hormigón armado.

- *Aplicación del modelo al análisis de la sección*

Tanto en las fases de carga como de descarga se procede iterando en la profundidad de la fibra neutra y en la curvatura de la sección, buscando el equilibrio. Para abordar esta estrategia de cálculo no lineal se ha dividido la sección en capas de pequeño espesor, de manera que cada una sigue el comportamiento que le corresponde por su historia anterior aplicando la metodología antes descrita, y la solución del problema en cada ciclo de cálculo cumple con la hipótesis de deformación plana de la sección transversal. Este procedimiento es generalizable a casos de flexión compuesta, así como para secciones de hormigón pretensado sin más que incluir las capas de los nuevos materiales y las predeformaciones.

- *Consideración de las tracciones*

Aunque se ha supuesto que las tracciones del hormigón son completamente soportadas por la armadura pasiva, el proceso de redistribución de tensiones en el hormigón puede llegar a provocar que aparezcan tracciones en la cara superior de la sección cuando las descargas son importantes, como se verá más adelante. Estas tracciones sirven para mostrar el fuerte daño que sufren las fibras de hormigón de la cara superior de la sección.

El hecho de que aparezcan tensiones de tracción no indica que se rompa la sección, ya que no se supera la deformación de ablandamiento correspondiente a la apertura de la fisura, al utilizar una curva de ablandamiento en tracciones de acuerdo a la teoría de la fisura cohesiva de Hillerborg [7,8]. Se ha considerado una rama de ablandamiento exponencial como la utilizada por Pfanner [6] en la Figura 6:

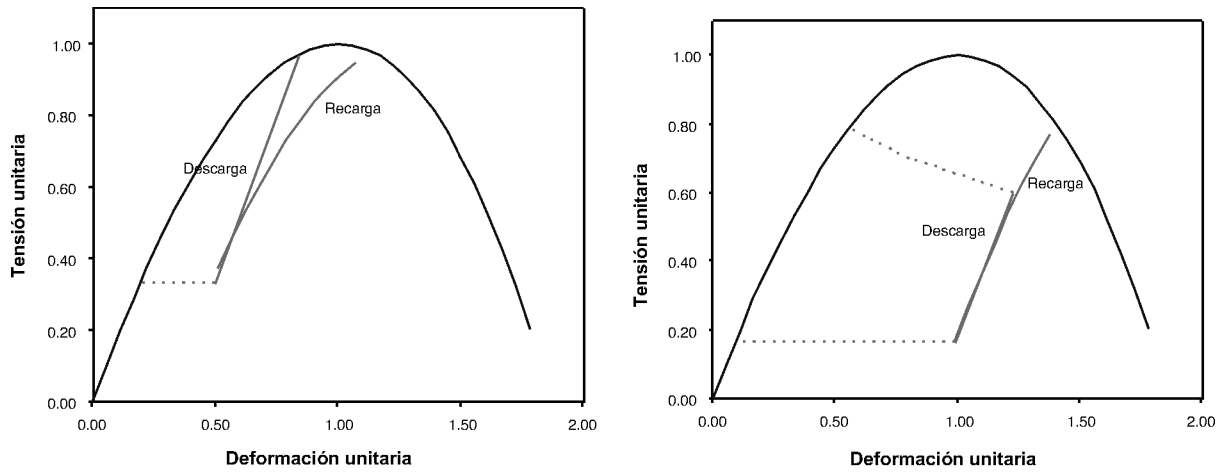


Figura 7. Metodología utilizada para descargar y recargar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

$$\sigma = f_{ct}.e^{\frac{1}{\gamma_t}(\varepsilon-\varepsilon_t)} \quad (2)$$

$$\gamma_t = \frac{G_f}{l_{eq}\left|f_{ct}\right|} - \frac{1}{2}\frac{\left|f_{ct}\right|}{E_c} \quad (3)$$

$$l_{eq} = \frac{E_c G_f}{f_{ct}^2} \quad (4)$$

En estas expresiones f_{ct} es la resistencia a tracción, ε_t la deformación correspondiente a esa tensión, G_f la energía de fractura y l_{eq} la longitud característica. Con ello γ_t es el parámetro que controla el área bajo la curva tensión – deformación mediante la energía por unidad de volumen.

3. CÁLCULOS REALIZADOS

3.1. Descripción de los cálculos

Se han realizado los cálculos correspondientes a la aplicación de una serie de ciclos de carga y descarga a una sección transversal con el objetivo de estudiar la evolución de tensiones y deformaciones en la misma, tanto en el hormigón como en el acero.

Dos tipos de secciones transversales han sido estudiadas, una rectangular y otra en forma de T, ambas con armadura en su cara inferior. Las dimensiones de las dos secciones se indican en la Figura 8. Las características de los materiales utilizados en los cálculos se indican en la Tabla 1.

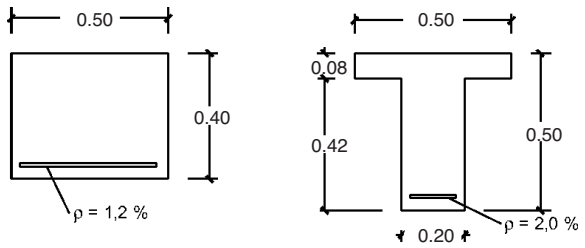


Figura 8. Secciones utilizadas en los cálculos.

La elección de los datos se ha hecho de forma que el momento exterior aplicado en la primera carga es tal que en las secciones se obtienen las mismas tensiones y deformaciones máximas, para servir de ayuda en la comparación de resultados. La tensión máxima alcanzada en el hormigón en esta primera carga es del 70 % de la resistencia a compresión. En la Figura 9 se representa el estado de tensiones y deformaciones en las secciones en la primera fase de carga. En la tabla 2 se representan las cargas aplicadas en los diferentes cálculos realizados en cada sección.

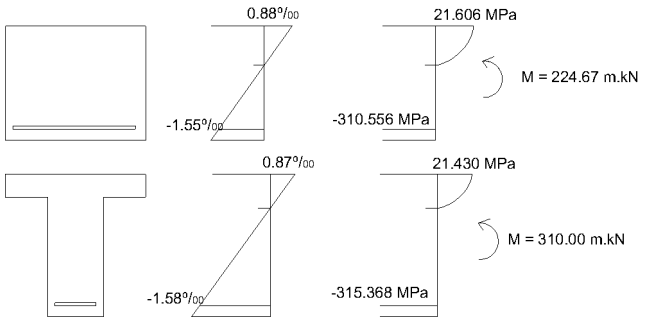


Figura 9. Estado de las secciones tras la primera carga.

3.2. Resultados obtenidos

En el proceso se aplica un momento exterior de forma repetida a una sección de hormigón armado. Se desarrolla un fenómeno de redistribución de tensiones dentro de la sección, pasando las tensiones que en un principio se sitúan en la cara superior del hormigón a fibras interiores. Se reproduce así el proceso de degradación de las fibras de la cara superior de la sección, que en los primeros ciclos de carga-descarga están más solicitadas, de una manera cualitativamente similar a los resultados de un modelo de daño.

La evolución seguida por las tensiones y deformaciones totales e incrementales en las diferentes fibras de la sección se esquematiza en la Figura 10. En ella se ha denominado como fibra tipo 1 a las que se encuentran en la cara superior de la sección. Estas sufren un daño debido a las fuertes tensiones iniciales que soportan, y su degradación hace que le pasen estas tensiones a las fibras que en un principio están más descargadas. Estas son las fibras tipo 2, que se sitúan en la parte interior del bloque de compresiones.

Tabla 1. Características de los materiales

HORMIGÓN			
Resistencia a compresión (MPa) =	30	Energía de fractura (kN / m) =	0.125
Módulo tangente inicial (MPa) =	31072		
Deformación en tensión máxima =	0.0018		
Resistencia a tracción (MPa) =	-2.90		
ACERO DE LA ARMADURA			
Límite elástico (MPa) =	500	Módulo elástico (MPa) =	200000

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

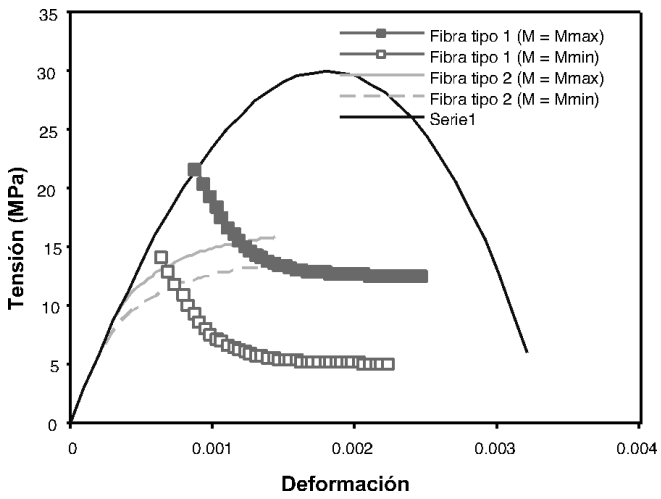


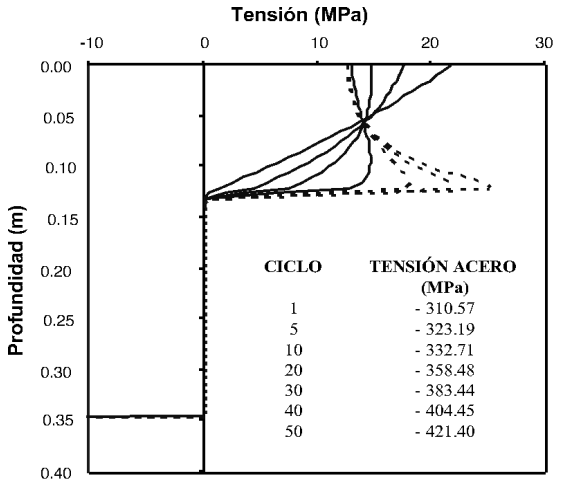
Figura 10. Evolución de las diferentes fibras de la sección.

Este proceso de redistribución de tensiones, que se ve acompañado por un aumento de las deformaciones permanentes, hace que se rebaje el centro de gravedad del bloque de compresiones, disminuyendo el brazo mecánico. Para mantener constante el momento exterior al que está sometida la sección se obliga a que aumenten las tracciones en el acero (y también la resultante del bloque comprimido al imponerse flexión simple) y la curvatura permanente de la sección.

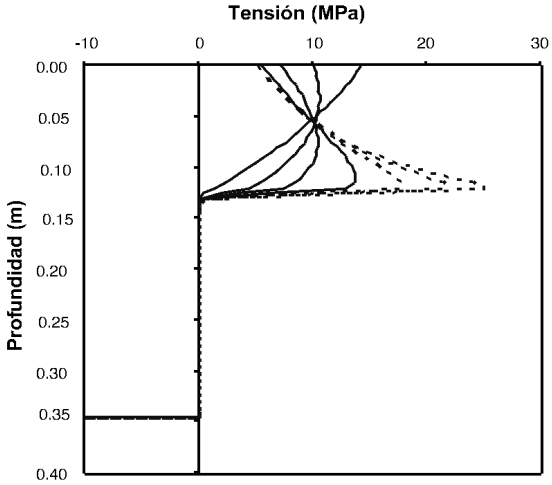
Tabla 2. Momentos aplicados en los cálculos

	Momento máximo	Momento mínimo
Sección Rectangular	M_{max} = 224.67 m.kN	M_{min} = 0.7 M_{max} M_{min} = 0.3 M_{max}
Sección T	M_{max} = 310.00 m.kN	M_{min} = 0.7 M_{max} M_{min} = 0.3 M_{max}

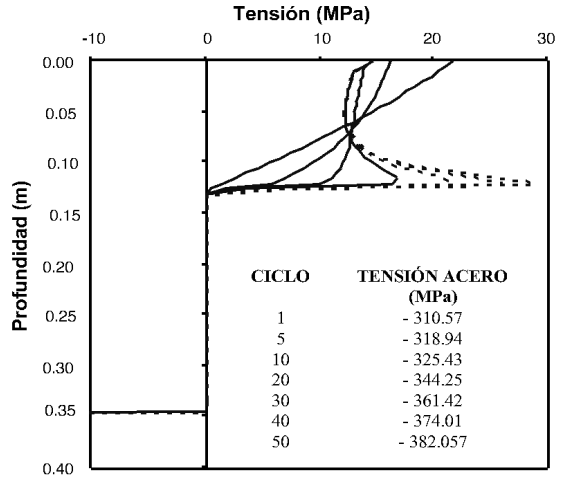
En las Figuras 11 y 12 se muestra la evolución de las tensiones en el bloque de compresiones de la sección para los diferentes cálculos realizados. Se ha representado el bloque de compresiones en la sección al aplicar 1, 2, 3, 4, 5, 10, 20, 30, 40 y 50 ciclos de cálculo. Se observa el proceso de redistribución de tensiones desde las fibras más dañadas a las menos solicitadas inicialmente. En los casos en los que el momento mínimo es bajo, el daño del hormigón es más fuerte, incluso



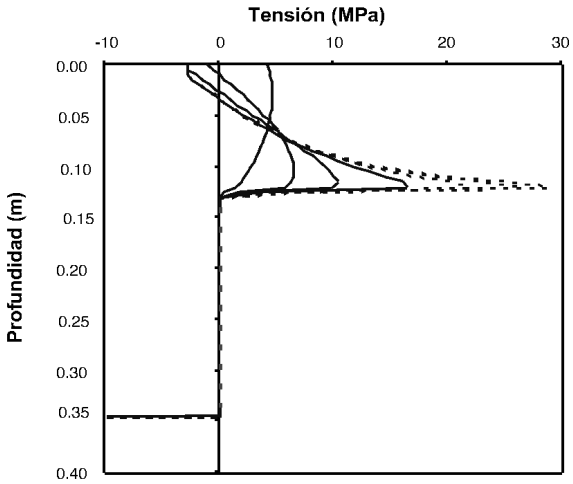
Caso Mmin = 0.7 Mmax. Sección bajo carga máxima



Caso Mmin = 0.7 Mmax. Sección bajo carga mínima



Caso Mmin = 0.3 Mmax. Sección bajo carga máxima



Caso Mmin = 0.3 Mmax. Sección bajo carga mínima

Figura 11. Evolución del estado tensional del hormigón. Sección rectangular.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

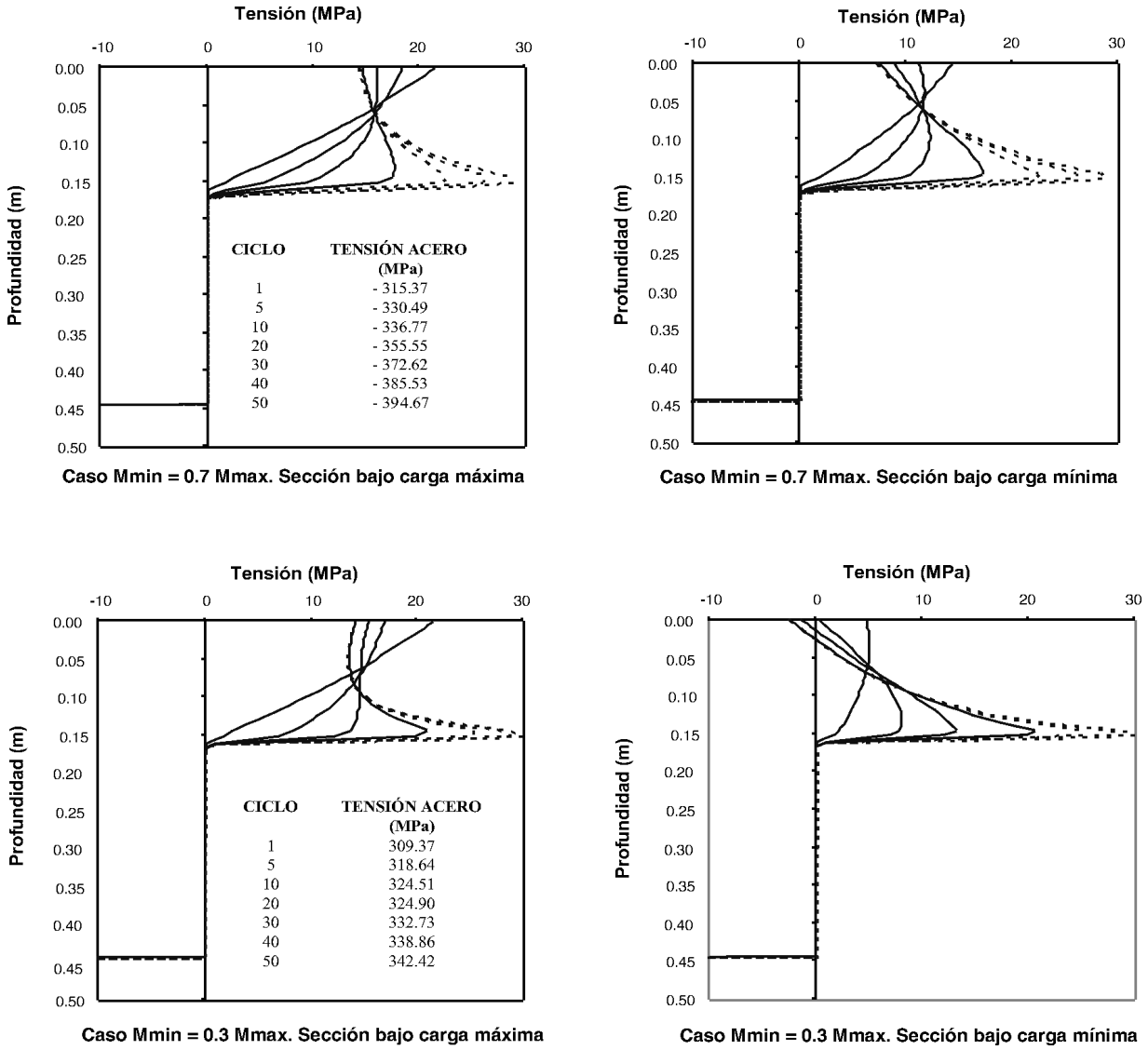


Figura 12. Evolución del estado tensional del hormigón Sección T.

llegan a aparecer tensiones de tracción en la sección descargada. Estas tensiones de tracción, como se ha indicado en la descripción del modelo, representan la aparición de microfisuras que revelan la degradación del material.

Es de interés señalar que la cara superior de la sección es en muchos casos la más sensible a la actuación de las sobrecargas de uso, así como a los agentes atmosféricos, lo que podría originar problemas de durabilidad.

Especialmente importante es el comportamiento de la sección en T. El bloque de compresiones se redistribuye hacia el alma de la sección, que al ser de menor espesor que la cabeza debe admitir mayores tensiones para absorber la misma resultante. Aunque este documento no tenga como finalidad el comportamiento en rotura, el aumento de compresiones en las fibras internas de la sección alcanza valores cercanos al colapso, lo que revela el interés de utilizar en procedimientos de cálculo simplificados, para casos de fatiga y de cargas mantenidas, coeficientes de limitación de las tensiones como el de 0.85 propuesto por Rüsch.

El proceso redistributivo ha causado el descenso de la posición del centro de gravedad del bloque comprimido. El consiguiente aumento de la tensión (y la deformación) del acero por la reducción del brazo mecánico se representan también en las Figuras 11 y 12 por medio de los valores bajo carga máxima. Como se ha asumido comportamiento elasto-plástico del acero y no se ha alcanzado el límite elástico, los puntos se encontrarían en la misma recta inicial de pendiente E_s.

En la Figura 13 se hace una explicación más detallada de los resultados obtenidos. Para hacer esta explicación se han tomado los resultados obtenidos en el caso de sección rectangular con valor del momento mínimo $M_{min} = 0.3M_{max}$. Como se ha representado en las Figuras 11 y 12, existe una zona interior del bloque comprimido en la que aumentan las tensiones de forma importante (incluso llegando a valores cercanos a f_c), lo que tiene que ser obligado por un incremento de las deformaciones que alcancen ε_c. Esta evolución es representada en la Figura 13 por el punto (B).

Lógicamente, el aumento fuerte de las deformaciones de los puntos interiores (B) obliga a que la deformación de la cara superior de la sección sea mucho más grande. Es la representada en la Figura 13 por el punto (A). Se ha cuidado de que en los casos desarrollados, este punto (A) no sobrepase la envolvente tensión-deformación en carga monótona.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

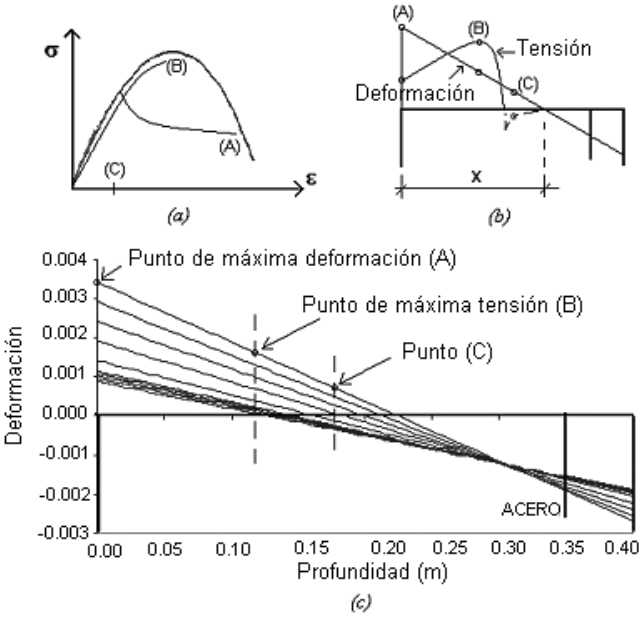


Figura 13. Camino seguido por diferentes fibras de la sección.

La Figura 13.c muestra cómo el proceso hace que aumente la fibra neutra en deformaciones más que la fibra neutra de tensiones de compresión. Debido a que el método hace el cálculo en la sección fisurada, en las Figuras 11 y 12 aparece un cambio brusco en la zona de máxima compresión (puntos (B)) y no se representan las tensiones de tracción que aparecerían en una sección intermedia por la colaboración del hormigón en tracción entre fisuras. Estos puntos llamados (C) en la Figura 13 tienen tensión nula y deformación positiva, representando la deformación plástica que van adquiriendo a medida que aumenta el proceso.

El aumento de las tracciones en el acero es más importante en los casos en los que el bloque de compresiones permite una mayor redistribución (casos en los que las descargas son menores, en los que la deformación total final alcanzada es mayor que en los casos de amplitud de tensiones alta), lo que hace que su centro de gravedad pueda rebajarse más.

Mediante la comprobación de la evolución de las tensiones se llega a que el proceso de degradación producido por las cargas repetidas en el hormigón ha inducido el fenómeno de la fatiga en el acero, ya que aunque el salto tensional es el mismo, la tensión máxima es mayor, hecho que acelera la fatiga en el acero, como se observa en los diagramas de Goodman. Este hecho es más importante en elementos de cuantía de acero bajo.

El procedimiento explicado se ha comparado con los resultados obtenidos por Pfanner [6] en el estudio teórico realizado para interpretar el comportamiento desarrollado por vigas de hormigón armado en los ensayos de fatiga desarrollados por Schläfli [9,10] dirigidos a losas tableros de puentes. En el caso aplicado las tensiones iniciales son elevadas, por lo que el fallo por fatiga sobreviene rápidamente. En la Figura 14 se muestran los datos empleados en el cálculo y la comparación del estado tensional de la sección obtenido por Pfanner [6] y el calculado aquí. La principal diferencia está en las tensiones del acero, siendo mayores las calculadas que las obtenidas por Pfanner debido a que en el modelo aquí desarrollado el cálculo se hace en la sección fisurada, por lo que todo el bloque traccionado de la sección es soportado por el acero.

Igualmente en la Figura 15 se comparan las flechas medidas en dichos ensayos con las resultantes a partir de la curvatura calculada en la sección fisurada mediante la metodología desarro-

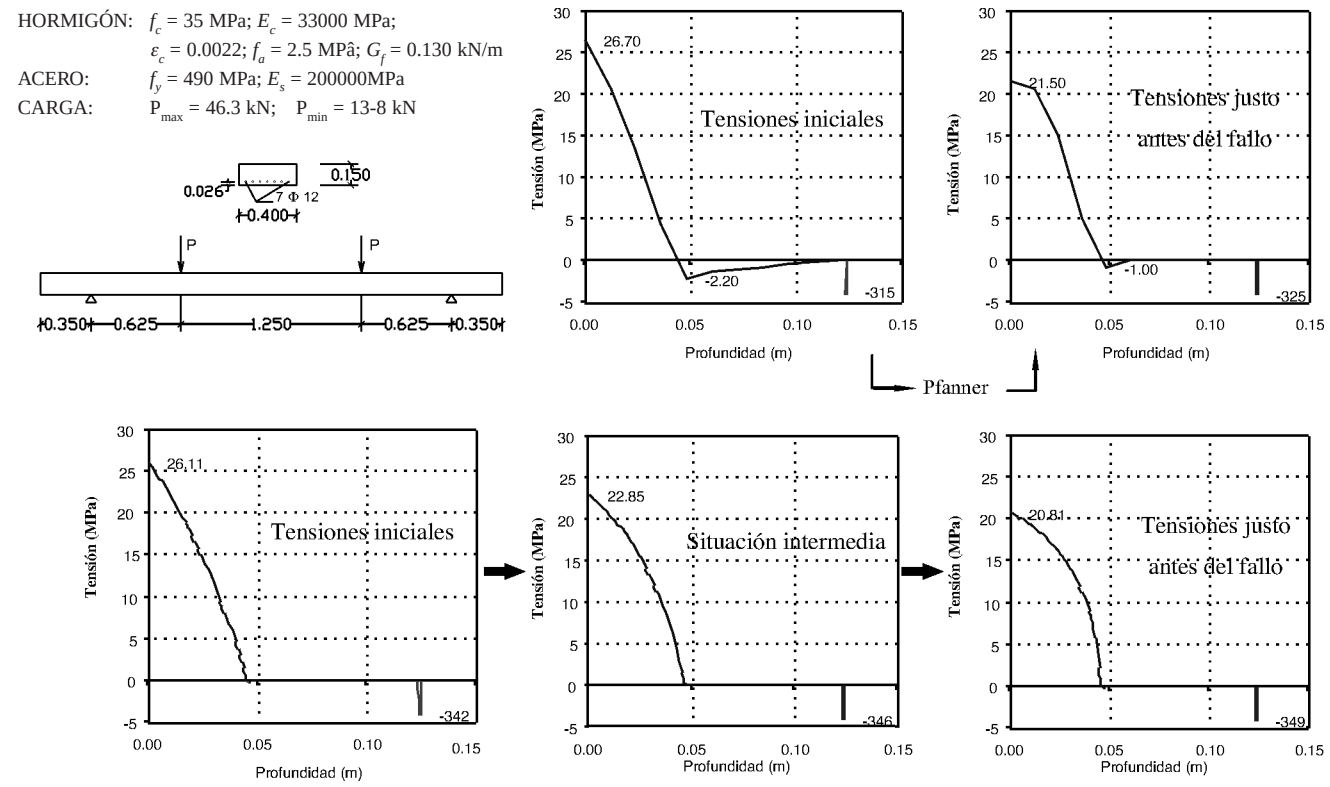


Figura 14. Comparación de los resultado de Pfanner [6].

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

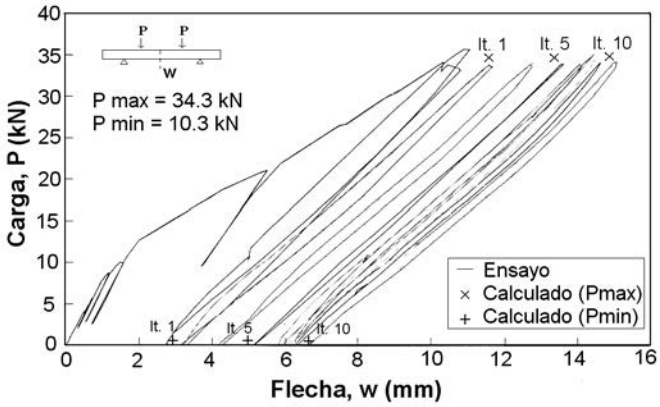


Figura 15. Comparación con Schläfli [9].

llada. Se puede observar en estas dos últimas figuras una buena aproximación de los resultados obtenidos con los deducidos por estos autores, teniendo en cuenta la relativa simplicidad utilizada.

4. INTERPRETACIÓN EXPERIMENTAL

Con el objetivo de servir de comparación entre los resultados obtenidos con la metodología expuesta y el comportamiento experimental se han utilizado los resultados de los ensayos realizados sobre losas en el Laboratorio de Estructuras de la Escuela T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (Universidad Politécnica de Madrid).

Estos ensayos se han realizado para conocer el comportamiento frente a la fatiga de las losas de transición situadas en los estribos de los puentes, y forman parte de un trabajo completo sobre el comportamiento de estos elementos estructurales y su interacción con el terreno [11].

Las características de los materiales y la geometría de la sección transversal de la losa se encuentran en la Tabla 3 y en la Figura 16, así como las características de la solicitación.

Como queda esquematizado se trata de un elemento con una cuantía de armadura longitudinal baja (0.53 %), así como de

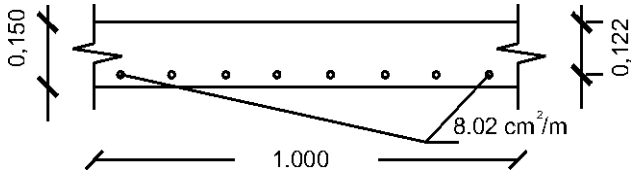


Figura 16. Sección transversal.

pequeño canto, por lo que la cabeza de compresiones tiene un espesor pequeño.

Los resultados calculados no tienen en cuenta el número de ciclos reales del ensayo. Por tanto, para enlazar el estado tensional obtenido en cada ciclo de cálculo con ellos se debe tomar una variable de referencia que ligue bien las mediciones del ensayo con los resultados del cálculo. Se ha elegido la deformación del hormigón en la cara superior de la sección, que estará menos influenciada por valores medios entre secciones fisuradas y sin fisurar que las medidas tomadas mediante LVDT en la cara inferior de la sección.

En la Figura 17 se representa la deformación en el hormigón en la cara superior de la sección bajo carga máxima, así

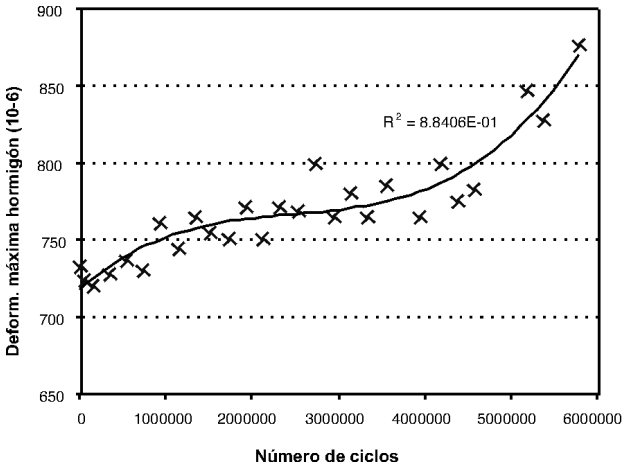


Figura 17. Deformación máxima medida en el hormigón.

Tabla 3. Características de los materiales y de a carga

HORMIGÓN			
Resistencia a compresión (MPa) =	30	Energía de fractura (kN / m) =	0.125
Módulo tangente inicial (MPa) =	31072		
Deformación en tensión máxima =	0.0018		
Resistencia a tracción (MPa) =	-2.90		
ACERO DE LA ARMADURA			
Límite elástico (MPa) =	500	Módulo elástico (MPa) =	200000
CARGA			
Momento máximo (m.kN))=	34.04	Momento mínimo (m.kN) =	19.30

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

como una curva de regresión polinómica ajustada mediante el método de los mínimos cuadrados.

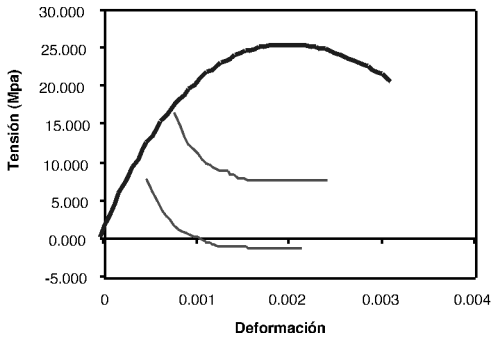
En esta Figura se comprueba cómo la rotura, que se ha producido en el acero, ha sobrevenido sin que el hormigón haya alcanzado deformaciones importantes. Realizados los cálculos y representado en la tabla 4 el camino teórico seguido por la cara superior de la sección, queda patente que durante el proceso de redistribución de tensiones no se ha alcanzado la fase en la que éstas se estabilizan en la cara superior de la sección.

En la tabla 4 también se muestra el procedimiento que se ha seguido en la asignación de ciclos reales de carga a los ciclos de cálculo, estando representadas éstas por las variables deformación-tensión del hormigón en la cara superior en la situación de carga máxima. Como se ve, la variable de referencia ha sido el incremento de deformaciones en la cara superior de la sección.

Una vez que se ha realizado la asignación de ciclos se procede a estudiar qué efectos recoge el modelo desarrollado y cuáles no, lo cuál se ha efectuado mediante un estudio comparativo de las curvaturas calculadas y las medidas. Ya se ha indicado que con el cálculo se tiene la curvatura correspondiente a la sección fisurada en cada ciclo de carga y que la curvatura medida se corresponde a una curvatura media. Con la finalidad de obtener una idea de la importancia del efecto tension – stiffening se va calcular el parámetro de interpolación de curvaturas de acuerdo a la siguiente formulación [12]:

Tabla 4. Asignación de ciclos de carga a ciclos de cálculo

Valores medidos (Ensayo)				Valores calculados (bajo carga máxima)			
Ciclos	**Def. Máxima**	**Deformación ajustada (10^{-6})**	**Incremento Deformación**	**Deformación (10^{-6})**	**Incremento Deformación**	**Tensión máxima**	**Asignación de ciclos**
0	0.0009592	**718.3**	1.00000	750	1.00000	16.596	**Supuesto primer ciclo**
1000	0.0007329	718.4	1.00007	770	1.02667	15.978	**N = 441000**
51000	0.0007249	720.8	1.00346	790	1.05333	15.414	**N = 1231000**
151000	0.0007209	725.4	1.00988	800	1.06667	15.261	**N = 2314600**
351000	0.0007276	**733.6**	1.02130	810	1.08000	14.898	**N = 3536600**
531000	0.0007369	**739.9**	1.03009	830	1.10667	14.426	**N = 4471300**
731000	0.0007302	745.9	1.03835	850	1.13333	13.994	**N = 4871600**
931000	0.0007610	750.8	1.04519	860	1.14667	13.486	**N = 5171600**
1131000	0.0007449	**754.8**	1.05076	890	1.18667	13.233	**N = 5500000**
1331000	0.0007650	**758.0**	1.05524	910	1.21333	12.898	**N = 5771600**
1514600	0.0007556	760.3	1.05852	930	1.24000	12.591	
1714600	0.0007516	762.4	1.06135				
1914600	0.0007716	764.0	1.06355				
2114600	0.0007516	765.2	1.06530				
2314600	0.0007716	**766.3**	1.06675				
2514600	0.0007690	767.2	1.06807				
2714600	0.0007997	768.2	1.06943				
2936600	0.0007650	769.4	1.07118				
3136600	0.0007810	770.9	1.07314				
3336600	0.0007650	772.7	1.07566				
3536600	0.0007863	**775.0**	1.07887				
3936600	0.0007650	781.6	1.08809				
4171600	0.0007997	**787.0**	1.09565				
4371000	0.0007756	792.7	1.10356				
4571600	0.0007836	**799.5**	1.11308				
5171600	0.0008477	**827.9**	1.15253				
5371600	0.0008277	**840.3**	1.16989				
5771600	0.0008771	**870.5**	1.21187				



Evolución teórica de la cara superior de la sección

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

$$\Psi_{med} = (1-\xi)\Psi_{hom} + \xi.\Psi_{fis} \quad (5)$$

$$\Psi_{med} = \Psi_{hom} - \xi.\Psi_{hom} + \xi.\Psi_{fis} \Rightarrow \xi = \frac{\Psi_{med} - \Psi_{hom}}{\Psi_{fis} - \Psi_{hom}} \quad (6)$$

En estas expresiones ψ representan curvaturas y ξ son los parámetros de interpolación que reflejan la importancia del efecto de tension-stiffening, de tal manera que ξ es creciente a medida que disminuye el efecto hasta valer ξ = 1.0 cuando ya no existe colaboración del hormigón en tracción, es decir, la curvatura media es igual a la curvatura en la sección fisurada.

En la Figura 18 se muestra la curvatura media medida en el ensayo. En el ensayo se han obtenido fuertes deformaciones remanentes iniciales en la fibra del acero (medidas a través de LVDT), que además son crecientes a medida que aumenta el número de ciclos de carga. El origen de estas fuertes deformaciones en el acero se debe encontrar en la pérdida de adherencia entre las barras y el hormigón [13]. El diferente comportamiento experimentado en las fases de carga y de descarga hace que se vaya diluyendo la tensión de adherencia entre las barras de acero y el hormigón, no pudiendo alcanzarse en las descargas la posición anterior de las barras. A este hecho hay que sumar la deformación remanente que queda en la sección tras la primera carga a causa de la primera fisuración. Debido a que en la metodología de cálculo no se tiene en cuenta la pérdida de adherencia y a que los cálculos se realizan en la sección fisurada, en la Figura 18 también se muestra la curvatura medida corregida en dos fases de cara a diferenciar los fenómenos que aparecen en la sección:

- Modificación 1. En ella se ha restado a la curvatura medida la parte causada por la deformación permanente a nivel del acero al dejar la sección completamente descargada tras el primer ciclo. Esta curvatura sirve de utilidad a la interpretación del efecto tension–stiffening.
- Modificación 2. En ella se ha restado a la curvatura medida la curvatura causada por la deformación permanente a nivel del acero descargada la sección completamente en todos los ciclos. Con esto se pretende dejar aislado en la medida el efecto producido por degradación del hormigón, sirviendo de utilidad al estudio de la evolución de este fenómeno.

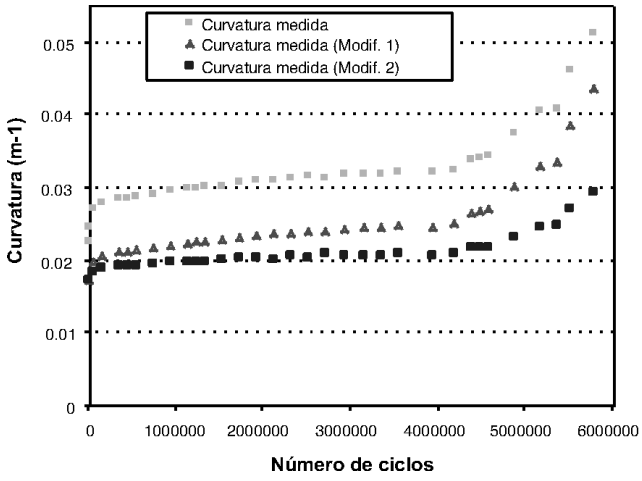
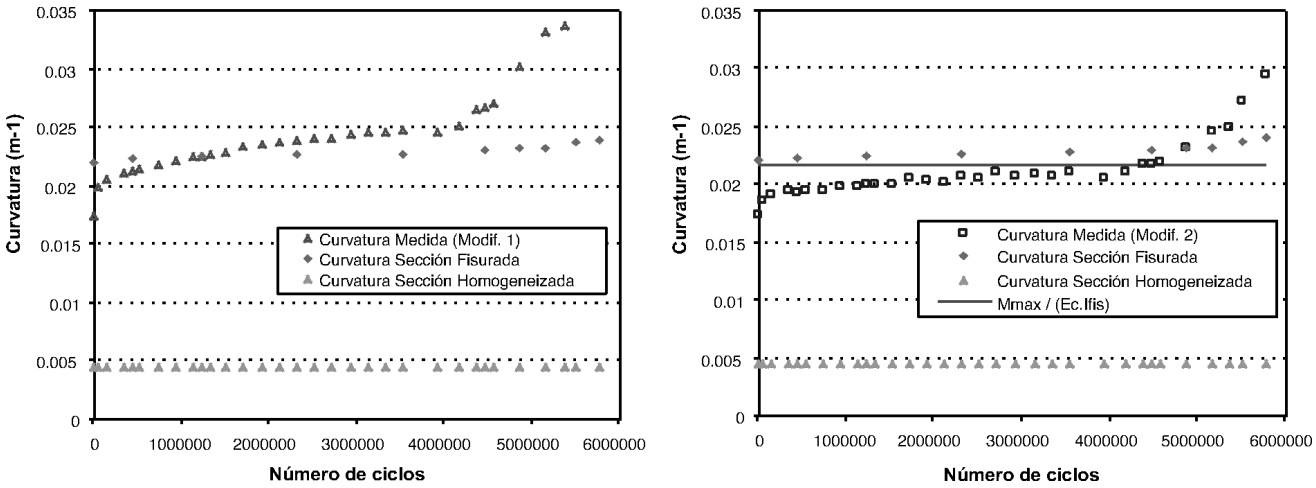


Figura 18. Curvatura medida en el ensayo.

Se subraya que el efecto de la pérdida de adherencia entre hormigón y acero en la zona traccionada de la sección es más pronunciado en elementos con cuantía de armadura pequeña, como es el caso de la losa que nos ocupa, debido a la gran diferencia existente entre la inercia bruta y la inercia fisurada. El hecho de no tener en cuenta este efecto en los cálculos, por otra parte de difícil cuantificación a priori, conduce a llevar a cabo la comparación de la curvatura calculada con las curvaturas medidas modificadas que se han señalado. Indirectamente se ha considerado después este fenómeno, como se señala más adelante.

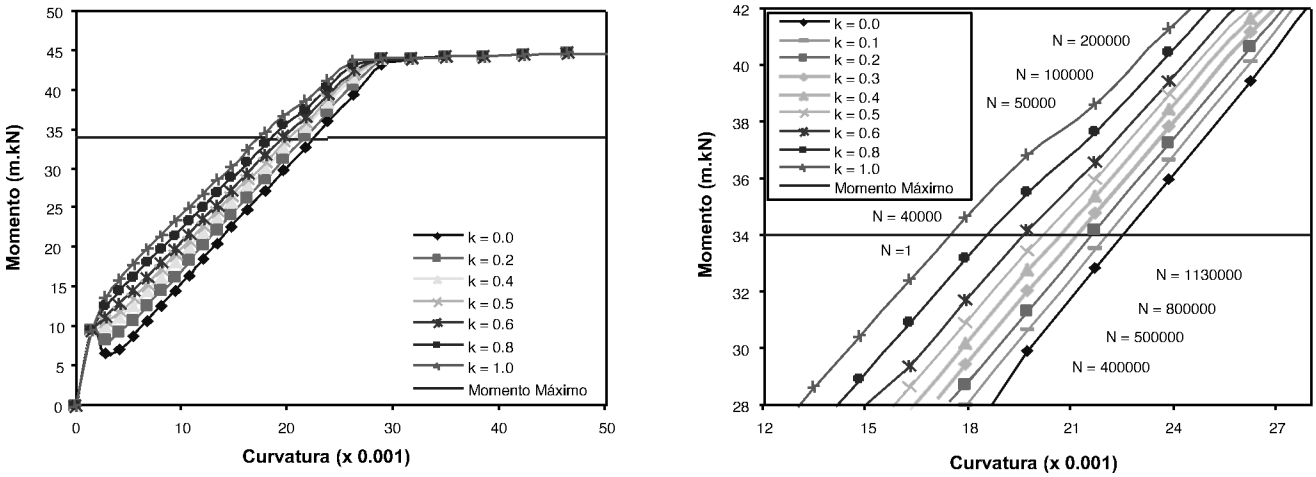
La curvatura calculada en la sección fisurada mediante la metodología explicada se representa en la Figura 19 en comparación a la curvatura medida modificada. Asimismo se indican en este gráfico la curvatura calculada en la sección homo-



(a) *(b)*

Figura 19. Comparación de curvaturas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025



(a) *(b)*

Figura 20. diagrama momento-curvatura para diferentes valores de tensión-stiffening.

geneizada, sin fisurar, y la curvatura en la sección fisurada tal y como es calculada habitualmente sin considerar la degradación del material por cargas repetidas, según la expresión:

$$\Psi_{fis} = \frac{M_{\max}}{E_{c,\sec} I_{fis}} \qquad (7)$$

De esta manera se puede realizar un estudio comparativo por fases, viendo la parte de la curvatura que se corresponde con cada fenómeno analizado. En la Figura 19b se ha aislado el efecto que produce en la curvatura la disminución del brazo mecánico por la degradación del hormigón. El cálculo en la sección fisurada con la metodología explicada en este artículo proporciona una buena envolvente para la curvatura medida corregida para tener en cuenta sólo este efecto, hasta la última fase en la que se produce un fuerte crecimiento de las curvaturas al sobrevenir el fallo, en que se produce incluso incremento de momentos por el fallo de secciones paralelas.

La evolución de la curvatura en la sección fisurada por este motivo no ha sido muy fuerte, sabiendo también que la tensión máxima alcanzada en el hormigón es el 66% de su resistencia media.

El cálculo proporciona los estados de deformaciones y tensiones de la sección fisurada correspondiente a cada ciclo. Con ello se observa la progresiva degradación de las fibras de hormigón más solicitadas inicialmente, que son las situadas en la cara superior. Este daño hace que las tensiones se redistribuyan dentro de la sección.

La redistribución de tensiones produce el descenso en el centro de gravedad del bloque de compresiones de la sección, es decir, la disminución del brazo mecánico. Para mantener la resultante de las tensiones constante (el momento exterior es constante) se debe producir un aumento de la tensión (y deformación) en el acero. Esto conlleva el aumento de la curvatura debido a la disminución del brazo mecánico que ha sido comentado. En la Figura 21 se representan la evolución del bloque de compresiones en la sección fisurada bajo carga máxima y el camino seguido por el acero también bajo carga máxima, inducido por la disminución del brazo mecánico en la sección. Como se observa, la redistribución de tensiones no ha sido muy fuerte, como en los ejemplos desarrollados anteriormente en la explicación del modelo.

En la representación de la curvatura calculada en la sección fisurada de las gráficas de la Figura 19 también se comprueba cómo el incremento de la curvatura debido a la degradación del hormigón es destacado, pero no muy fuerte en la sección fisurada, comprobándose con la redistribución de tensiones en la sección en la Figura 21. Este cálculo constituye una buena envolvente de lo que ocurren la sección fisurada.

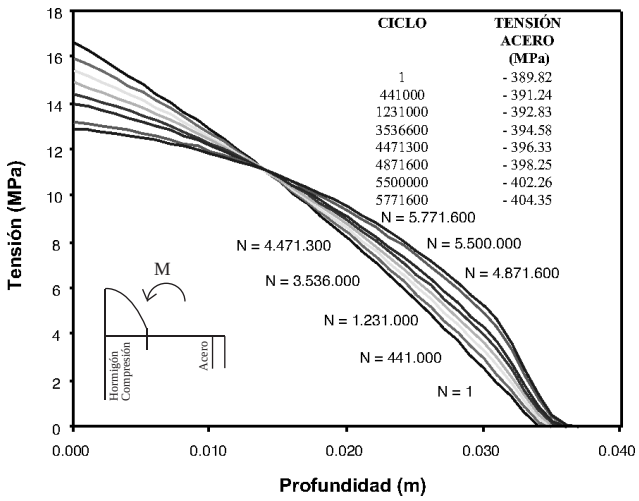


Figura 21. Evolución de tensiones y deformaciones calculado en la sección fisurada.

Mediante la Figura 19a se puede analizar la evolución de la colaboración del hormigón en tracción debido a tension-stiffening, realizando la comparación de curvaturas calculadas con la curvatura medida modificada 1. En ella se comprueba cómo la curvatura media alcanza a la curvatura de la sección fisurada tras un número de ciclos corto en relación a la vida del elemento (alrededor de 1300000 ciclos), lo cual indica una

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

degradación rápida del efecto tension-stiffening en los procesos de cargas repetidas.

Lo anterior debe indicar valores crecientes del parámetro ξ utilizado para medir la importancia del efecto tension-stiffening hasta el valor de 1.0 en el momento en que desaparece ese efecto, que se ha señalado alrededor de 1300000 ciclos.

Con la finalidad de servir de comprobación del estudio realizado, se ha llevado a cabo un procedimiento de cálculo simplificado que permite estimar la evolución de la colaboración del hormigón mediante tension-stiffening. Para ello se ha utilizado la metodología desarrollada por Collins y Mitchell [14], implementada mediante el programa informático RESPONSE [15], modelo que no recoge la degradación por fatiga del bloque comprimido de hormigón. La comparación tiene sentido por la relativamente poca importancia de este fenómeno en este caso confirmada con el modelo desarrollado.

Esta metodología asigna una capacidad de soportar tensiones de tracción al hormigón situado dentro de un área eficaz que rodea a la armadura. La tracción que es capaz de recoger el hormigón viene dada por la ecuación:

$$\sigma = \frac{k f_{ct}}{1+\sqrt{500\varepsilon}} \qquad (8)$$

En ella se emplea el parámetro *k*, que recoge la importancia del efecto tension-stiffening, variando entre 0.0 y 1.0, de manera que su valor es 0.0 cuando se ha degradado completamente la colaboración del hormigón en tracción.

El procedimiento empleado ha consistido en obtener los diagramas momento – curvatura de la sección para diferentes valores de *k*, como se representa en la Figura 20a. De la Figura 19a se ha tomado el valor de la curvatura medida modificada 1 (que ha sido la empleada para estudiar la evolución del efecto tension – stiffening) para cada ciclo. Teniendo en cuenta que el momento bajo carga máxima es constante, se entra en el diagrama momento – curvatura (detalle en la Figura 20b) con estos datos para cada ciclo de carga, obteniéndose la evolución del parámetro *k*.

En la Figura 22 se representa la evolución obtenida del parámetro *k*, comparada con la seguida por el parámetro ξ deducido por interpolación de las curvaturas de la Figura 19a. Se comprueba cómo la evolución de la degradación del efecto tension – stiffening es igual bajo ambas metodologías. Igualmente, la obtención del momento de la desaparición de la colaboración del hormigón en tracción se produce en la misma fase, debido a que en esa fase la evolución de la curvatura por efecto de la degradación del hormigón no ha tenido un desarrollo grande. La ventaja de utilizar el coeficiente ξ viene determinada por la obtención de información posterior a este instante, resultando valores de ξ > 1.0 por incremento de momentos, así como la pérdida de rigidez por la rotura del acero en secciones paralelas. Incluso existe una fase amplia de la vida a fatiga en que el coeficiente ξ supera sólo ligeramente el valor de 1.0.

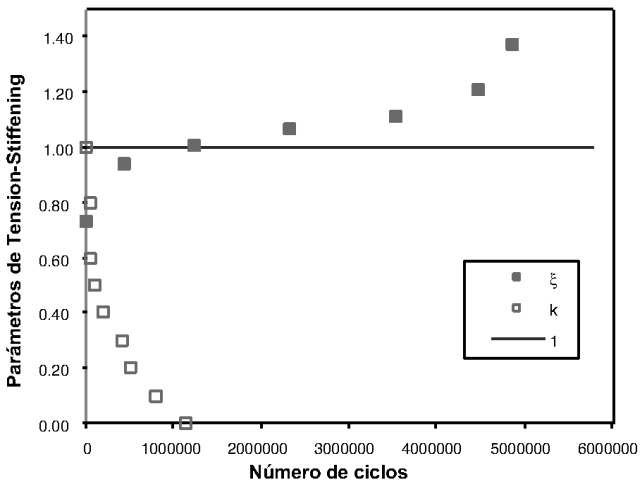


Figura22. Parámetros de tension-stiffening.

5. CONCLUSIONES

Se ha desarrollado una metodología para el estudio de secciones transversales sometidas a cargas de fatiga. En ella se trata de reproducir la evolución del estado tensional a medida que se degrada el hormigón al avanzar el número de ciclos de carga. Se ha descrito el proceso de redistribución de tensiones desde las fibras más solicitadas inicialmente de la sección hacia las zonas menos dañadas.

Este proceso de redistribución hace que disminuya el brazo mecánico a medida que va descendiendo el centro de gravedad del bloque comprimido, lo que hace que aumenten las tracciones en el acero para mantener el equilibrio de momentos en la sección. Es decir, el proceso de fatiga en el hormigón puede inducir un proceso de fatiga en el acero debido a que su tensión máxima aumenta, permaneciendo igual el salto tensional. Esto es de gran importancia para niveles de la tensión superiores a $0.7f_y$, a los que se suma el efecto adicional del gradiente de tracciones en el acero.

Asimismo, en secciones tipo T, la redistribución ha de recargar el nervio de la sección con tensiones más elevadas. La degradación del hormigón en la cabeza superior de estas tipologías, que por otra parte es la zona habitualmente más sensible a acciones de tipo atmosférico, puede ser fuente de problemas de durabilidad.

Se ha realizado una comparación de los resultados obtenidos en los cálculos con datos de ensayos. Para ello se ha necesitado una variable de referencia que ligue el estado tensional calculado con el estado real. Aunque aquí se ha elegido la deformación máxima del hormigón en la cara superior de la sección, se constata la dificultad de utilizar esta técnica debido a la fuerte importancia de la localización de la zona más dañada de este material en las piezas reales. Para ello se está avanzando en dotar al modelo de un *reloj* que proporcione directamente el efecto temporal y que dote al modelo de un carácter predictivo más allá de la capacidad de interpretación de ensayos actualmente disponible.

Se ha estudiado cómo además del efecto de la degradación del hormigón por el proceso de cargas repetidas, adquiere

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

importancia el causado por la degradación de la colaboración del hormigón en tracción, tension – stiffening, que tiene lugar en un período corto inicial de la vida del elemento. El uso del modelo ha permitido la separación de ambos fenómenos, lo cual se ha demostrado importante para las aplicaciones prácticas.

Queda avanzar en el incremento de curvaturas debido al aumento de la deformación permanente que aparece en el acero, debiendo hacerse estudios sobre el diferente comportamiento de la adherencia entre hormigón y acero en las fases de carga y descarga hasta conseguir una descripción más cuantitativa de este tema.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo técnico prestado por el Laboratorio de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Universidad Politécnica de Madrid).

7. REFERENCIAS

[1] Karsan I.D., Jirsa J.O.: Behaviour of concrete under compressive loadings. ASCE Journal Structural Division 1969; 95(12):2543-63.

[2] Darwin D., Pecknold, D.A.W.: Inelastic model for cyclic biaxial loading of reinforced concrete. SRS 409, University of Illinois, Urbana-Champaign; 1974

[3] Noh S.Y., Krätzig W.B., Meskouris K.: Numerical simulation of serviceability, damage evolution and failure of reinforced concrete shells. Computers and Structures 2003; 81: 843-57.

[4] CEB-FIP: CEB-FIP Model Code 1990 (Design Code). 1991.

[5] Pfister T., Pfanner D., Stangenberg F., Petryna Y.S.: Modeling of concrete response under fatigue. Computational modelling of concrete structures, Biçanic et al. (eds). 2003. Swets & Z itlinger, Lisse. ISBN 90 5809 539 3:295-303.

[6] Pfanner D.: Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung. Tesis Doctoral, Ruhr - Universität Bochum. 2002.

[7] Hillerborg A., Markeset G.: Softening of concrete in compression. Localization and size effects. Cement and Concrete Research 1995; 25(4): 702 – 8.

[8] Bazant Z.P., Planas J.: Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials. New Directions in Civil Engineering, Boca Raton, Boston, London, New York: CRC Press.1998.

[9] Schläfli M.: Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton. Tesis Doctoral, École Polytechnique Fédérale de Lausanne. 1999.

[10] Schläfli M., Brühweiler E.: Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs. Engineering Structures 1998; 20(11): 991-8.

[11] Pacheco J.A., Albajar L., Sagaseta C., Torrico J.: Structural problems associated with bridge approach slabs. Proceedings of the 15th World Meeting of the International Road Federation. Jun. 2005.

[12] Ghali A., Favre R.: Concrete structures: stresses and deformations. Second Edition. E & FN SPON Editions. 1994.

[13] FIB: Structural Concrete. Textbook on behaviour, design and performance. Updated knowledge of the CEB-FIP Model Code 1990. Volume 1. 1999.

[14] Collins M.P., Mitchell D.: Prestressed concrete structures. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 1991

[15] Bentz E.C.: Sectional analysis of reinforced concrete members. Tesis Doctoral, University of Toronto. 2000.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Puente sobre el río Daró en el vial de circunvalación de la Bisbal d´Empordà

Bridge over the Daró river, in the bypass of La Bisbal d´Empordà

Josep M.ª Roig Vilaseca
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Director Técnico de Ingeniería de Puentes y Autopistas, S.A. (INPASA)

RESUMEN

Se expone la construcción de un puente mixto sobre el río Daró en La Bisbal d'Empordà de 46,7 m de luz y 12,4 m de anchura. La tipología estructural adoptada conjuga los condicionantes técnicos existentes (gálibo, condiciones de apoyo de los estribos y capacidad de desagüe) con una adecuada integración de la estructura en el entorno urbano y una buena calidad estética.

SUMMARY

A composite deck over the Daró River in La Bisbal dEm pordà (46,7 m span and 12,4 m width) is exposed. The adopted structural typology combines the existing technical determinants (clearance, the bridge abutement support conditions and the drainage capacity) with an appropiate integration of the structure in the urban environment and a good aesthetic quality.

1. INTRODUCCIÓN

La población de La Bisbal d'Empordà, capital de la comarca del Baix Empordà en la provincia de Girona, está dividida por el curso del río Daró, de carácter eminentemente Mediterráneo, que tiene su nacimiento en el macizo de Les Gavarres. Hasta la fecha eran tres los puentes que conectaban el barrio de L'Aigüeta en la margen izquierda con el núcleo principal de La Bisbal que se ha desarrollado fundamentalmente en la margen derecha; el más antiguo de ellos data del S.XVII (1606) y su uso es peatonal.

La elevada intensidad de tráfico que soporta la población por el paso de la carretera C-66 que constituye el acceso a la Costa Brava desde Girona, requiere la construcción de una variante que permita eliminar del centro de la población el importante tráfico de paso. Como avance a esta futura variante se ha construido un vial de circunvalación de la población de eminente carácter urbano, que enlaza y estructura los distintos tejidos urbanos, favorece los nuevos crecimientos urbanos e industriales de la población, y a su vez favorece las dinámicas de descongestión del núcleo histórico y aumenta la fluidez del tráfico de paso de la carretera C-66. El cruce del nuevo vial con el río Daró se ha resuelto con un puente de tablero mixto, objeto del presente artículo.

El proyecto fue realizado por Ingeniería de Puentes y Autopistas, S.A. (INPASA) en septiembre de 1.997 por encargo de Gestió d'Infraestructuras, S.A. (GISA). Las obras fueron realizadas por la empresa Servià-Cantó finalizándose en Julio del 2.004. La Dirección de obra fue a cargo de la oficina de ingeniería Cetres.

2. CONDICIONANTES DE DISEÑO

La zona en la que se ubica el puente está caracterizada por presentar una margen derecha totalmente urbanizada y delimitada por muros de contención de mampostería que limitan

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

con el cauce sobre los cuales descansan las edificaciones. De hecho, el nuevo vial ha conllevado la expropiación de tres parcelas y la demolición de las edificaciones existentes en ellas para abrir la nueva calle que ha permitido dar continuidad a la calle de Vinyoles. Por el contrario, la margen izquierda es un paraje rural con pequeñas zonas boscosas y sin edificación alguna.

La proximidad de las edificaciones desaconsejaron por tanto soluciones de tablero inferior que hubiesen perturbado la visibilidad desde ellas.

Otro condicionante fue la capacidad de desagüe de la estructura para la avenida de 450 m^3/s asociada a un periodo de retorno de 500 años. La limitación de cota de la rasante para conectar con los viales existentes obligaron a limitar al máximo el canto de la estructura.

Finalmente, el entorno urbano en el que se ubica la estructura obligaba a dotarla de un adecuado tratamiento estético, huyendo de soluciones clásicas prefabricadas.

3. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

La estructura consiste en un puente mixto de un solo vano de 45,7 m de luz y una anchura de 12,40 m constituido por un cajón metálico y una losa de compresión de hormigón.

3.1. Tablero

La sección transversal se organiza mediante una calzada central de dos carriles de 3,50 m, una rigola de 20 cm que limita la calzada y aceras a ambos lados de 2,50 m de anchura.

El canto total de la estructura es de 1,65 m, lo cual supone una esbeltez de 1/27,7, que para una estructura isostática se sitúa en la franja de estructuras muy esbeltas.

En planta la estructura presenta un ligero esviaje de 24,6^g.

El cajón metálico, en acero S355, presenta una sección trapecial abierta superiormente de 1,45 m de canto, 4,0 m de base inferior y 5,5 m de anchura superior, resultando voladizos de 3,45 m. Los espesores de la chapa inferior varían entre 15 y 37 mm, mientras que el alma tiene un espesor constante de 15 mm. El espesor de las platabandas superiores es de 25 mm. El cajón se rigidiza mediante diafragmas intermedios cada 2 m formados por un marco perimetral de media IPE500 y dos diagonales en K invertida de perfiles HEB200. En los voladizos se contemplan costillas metálicas de canto variable entre 20 y 51 cm, coincidiendo con los diafragmas y constituyendo una prolongación del rigidizador superior del diafragma, asegurando una buena transmisión de los esfuerzos del voladizo al cajón, a la vez que permiten el apoyo de las placas prefabricadas para el hormigonado de la losa.

Longitudinalmente se ha rigidizado con 5 perfiles en T la chapa inferior (constituidos por media IPE200) y con dos perfiles también en T las almas inclinadas (dos medias IPE270).

Lateralmente el voladizo se remata con una chapa perimetral que actúa como encofrado de la losa superior, no siendo necesario por tanto ningún encofrado adicional para el hormigonado de la misma. La losa superior de hormigón (HA-30) tiene un espesor de 20 cm que se hormigona sobre placas pre-

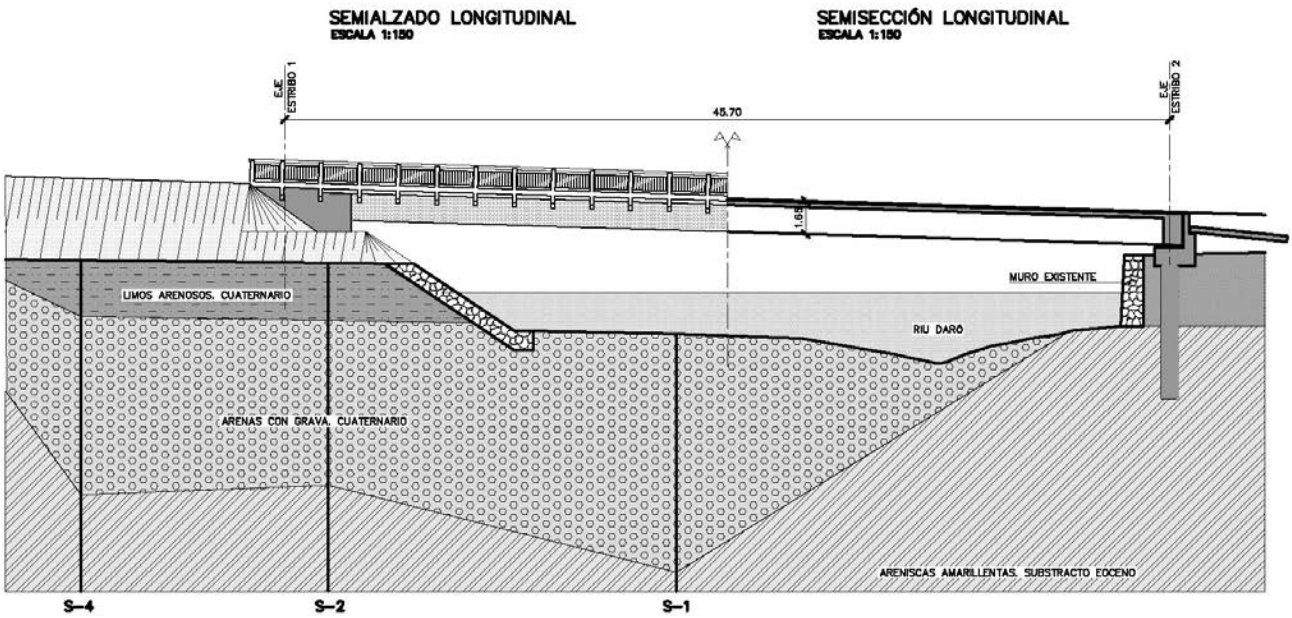


Figura 1. Semi-alzado y semi-sección.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 2. Detalle estructura metálica.

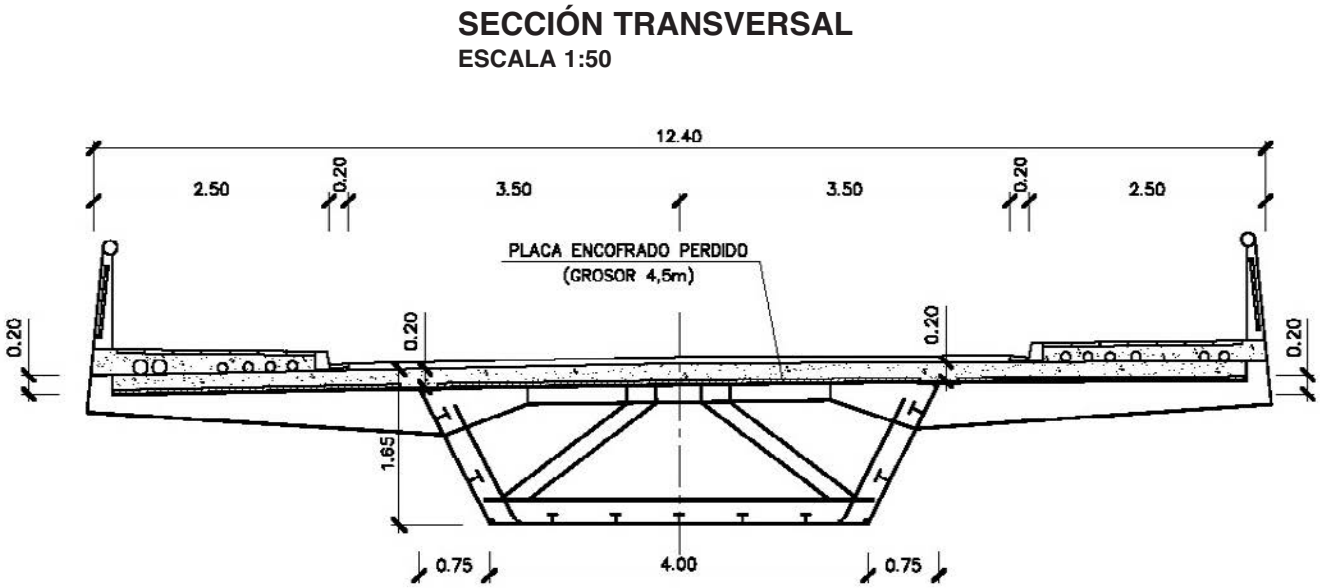


Figura 3. Sección transversal.

fabricadas de 4,5 cm de espesor, que a su vez se apoyan en los diafragmas intermedios y en las costillas de los voladizos.

La conexión acero-hormigón se garantiza mediante pernos conectadores ϕ3/4” de 125 mm de altura.

Los montantes de la barandilla se conciben como prolongaciones de las propias costillas metálicas de los voladizos, armonizando los elementos de la superestructura con elementos resistentes de la misma.

La viga traviesa en estribos se materializa mediante una viga de hormigón armado a todo lo ancho del tablero que permite descansar la estructura sobre tres apoyos de neopreno zunchado de 450 x 350 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

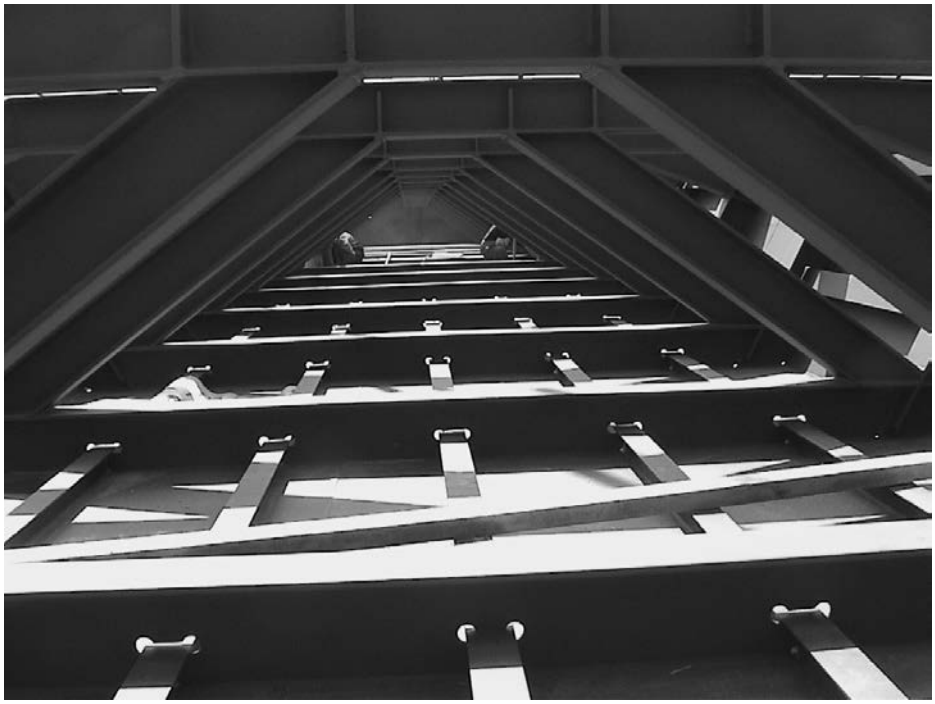


Figura 4 .Vista interior del cajón metálico.

Fig.ura 5. Vista de las costillas del voladizo y remate lateral

Figura 6. Vista inferior del tablero.

3.2. Estribos

El perfil geológico se caracteriza por un sustrato rocoso constituido por areniscas amarillentas eocénicas que afloran en la margen derecha del río y sobre las que descansa el muro existente en dicha margen, pero que en la margen izquierda se encuentran a unos 12 m de profundidad. Sobre dicho sustrato se encuentra el aluvial del río Daró constituido por arenas con grava del Cuaternario que afloran en el cauce. Sobre estas gravas, y en la margen izquierda, encontramos un nivel de limos arenosos de unos 3 metros de potencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Figura 7. Montaje del tablero.

La existencia de un muro de mampostería que limita el cauce por la margen derecha cuya geometría y estado se desconocen, aconsejó plantear un sistema de apoyo de la estructura que se independizara de dicha estructura de contención, de forma que las cargas transmitidas por el tablero se transfiriesen directamente al sustrato rocoso, no introduciendo sobre el muro ningún empuje adicional.

La solución adoptada para los estribos consiste pues, en un cargadero de hormigón armado que descansa sobre tres pilotes de hormigón armado ejecutados in situ, alineados según el eje del estribo. Los pilotes son del tipo CPI-4 de 1,0 m de diámetro situados bajo los apoyos del tablero. En la margen izquierda se ha adoptado la misma solución, ya que además de homogeneizar la tipología de cimentación, permite asegurar un apoyo adecuado en el sustrato resistente, evitar problemas de socavación e independizarse de futuros encauzamientos del río cuya alineación se desconoce, disponiendo por delante del cargadero un manto de escollera de protección.

Figura 8. Montaje de la superestructura.

La longitud de los pilotes del estribo de la margen izquierda es de 16,7 m, mientras que los de la margen derecha son de 6,7 m.

3.3. Proceso constructivo

Se ha planteado una construcción apeada en tres torretas equidistantes entre sí. Con ello se optimiza la sección de acero al no tener que trabajar el cajón metálico sin la contribución de la losa de hormigón.

3.4. Superestructura

El espesor de pavimento bituminoso dispuesto en la calzada es de 7 cm. La acera se ha configurado con hormigón de base para las losetas hidráulicas. Junto al bordillo se ha dispuesto un tubo metálico para evitar la subida de vehículos a la acera. La barandilla está constituida por montantes de 20 cm de anchura cada 2 m dando continuidad a las costillas metálicas del tablero. El pasamanos lo constituye un tubo de 150 mm de diámetro.

3.5. Otros datos técnicos de interés

A continuación se relacionan las cuantías de acero estructural y acero pasivo tanto en tablero como en estribos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Acero estructural	
	Cuantía
Acero S355	195 kg/m^2

La cuantía de acero B500S en el tablero por metro cúbico de hormigón es de 263 kg/m^3.

La construcción de la estructura se realizó en un plazo efectivo de seis meses.

Armadura pasiva (acero B500S)	
	Cuantía
Pilotes	178 kg /m^3
Cargaderos	80 kg/m^3
Tablero	53 kg/m^2 (*)

(*) Incluye la armadura de las losetas prefabricadas.

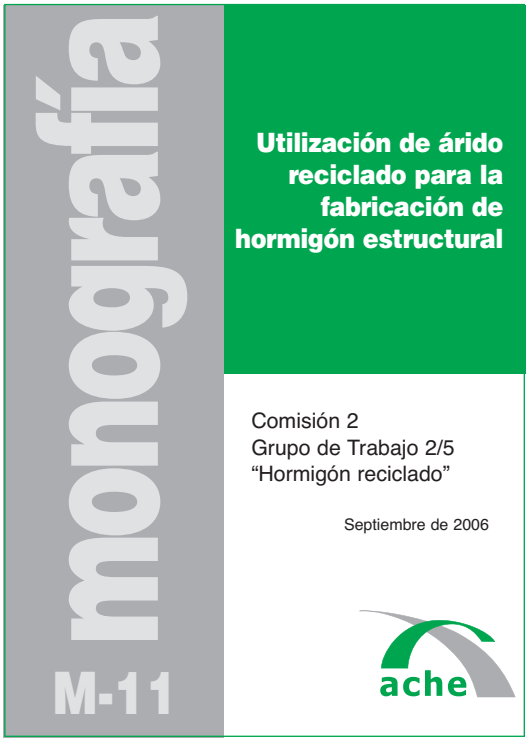
Figura 9. Vista del puente terminado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Utilización de Árido Reciclado para la fabricación de Hormigón Estructural

Monografía M-11 de ACHE

Por: **Pilar Alaejos Gutiérrez**
Coordinadora del Grupo de Trabajo



En el campo de la construcción, como en tantos otros de la actividad económica, es cada día mayor la presión social impulsada por la concienciación ciudadana para potenciar el reciclaje de los materiales que han cumplido ya su vida útil. La ventaja más destacada de este reciclaje es la solución, a un mismo tiempo, de la problemática originada por la eliminación de unos subproductos de desecho, así como la obtención de una nueva materia prima, con lo que se reduce la cantidad de recursos naturales primarios a extraer.

En el reciclaje de los materiales de construcción, los áridos reciclados tienen un papel protagonista, derivado de los ingentes volúmenes de residuos de construcción y demolición que su utilización podría eliminar. Así, en España se estima una generación anual de una tonelada por habitante, un 85% de la cual se almacena en vertedero. Es deseable que esta situación cambie en un futuro próximo y las cifras nos acerquen, cuanto menos, a los valores medios europeos con tasas de reciclaje del 40%. Para ello, desde la Administración se están tomando medidas de diversa índole que fomenten la utilización de áridos reciclados.

El destino de los áridos reciclados dependerá de la naturaleza o composición mayoritaria de los residuos. Así, mientras que para obras de tierra o terraplenes se pueden utilizar mezclas de residuos cerámicos, asfalto y hormigón, para otras aplicaciones más restrictivas, como la fabricación de hormigón estructural, los áridos reciclados deben proceder en general de residuos de hormigón y limitar su uso a la fracción gruesa del árido. En cualquier caso, cada una de estas aplicaciones obliga a fijar distintos niveles de exigencia en las propiedades del árido reciclado que deben ser controladas, para garantizar un uso seguro del mismo, siendo la más estricta la que recoge este trabajo de aplicación en hormigón estructural.

En Noviembre de 2002 se constituyó, dentro de la Comisión 2 "Materiales" de ACHE, el Grupo de Trabajo 2/5 "Hormigón Reciclado" a instancias de la Comisión Permanente del Hormigón, con el propósito de elaborar unas recomendaciones de utilización de áridos reciclados en el campo del hormigón estructural. Los documentos resultantes están recogidos en la presente Monografía de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE).

La Monografía está estructurada en diez capítulos y un Anejo, que contienen información sobre los siguientes aspectos de los hormigones reciclados:

– Existe un capítulo dedicado al procesamiento en las plantas de machaqueo de los escombros para la **obtención de áridos reciclados**. En él se describen los diferentes tipos de plantas, y se señalan aspectos de la calidad del producto que pueden verse alterados durante la producción. Asimismo se dan diversas recomendaciones en planta para mejorar la calidad de los áridos reciclados obtenidos.

– En otro capítulo, se desarrollan de manera muy detallada las **propiedades de los áridos reciclados**, que en algunos casos los diferencian de los áridos naturales habitualmente empleados en hormigón estructural. En todas las propiedades se da una revisión de cómo han sido recogidos los requisitos correspondientes en diferentes normativas internacionales específicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

– La utilización de árido reciclado debe ser tenida en cuenta en el proceso de **fabricación**, ya que algunas de las propiedades de éste, como su elevada absorción, pueden influir en las características del hormigón fresco: su consistencia o su exudación. Estos aspectos se detallan en un apartado de la monografía.

– Aunque la **ejecución** de una obra con hormigón reciclado no difiere sustancialmente del caso de un hormigón convencional, se incluyen también algunas consideraciones referentes al proceso de amasado y transporte del mismo.

– El capítulo referente a las **propiedades mecánicas** del hormigón reciclado es especialmente extenso, por su trascendencia en las aplicaciones estructurales. Se proporciona una detallada información sobre la influencia de la utilización del árido reciclado en la resistencia a compresión y tracción, módulo de elasticidad, retracción, fluencia, etc. En todos los casos también se revisa la normativa internacional específica, para conocer los requisitos adoptados en diferentes países.

– Los aspectos de **durabilidad** del hormigón reciclado son, quizá, junto con su comportamiento estructural, en los que se localiza menos información. En cualquier caso, en el capítulo correspondiente se recogen los resultados de las investigaciones internacionales más significativas en las diferentes vertientes de la durabilidad: permeabilidad, resistencia a la helada, a la penetración de cloruros, al ataque por sulfatos, problemas de reactividad álcali-sílice y protección de las armaduras frente a la corrosión. También se proporcionan datos acerca de las especificaciones al respecto recogidas en la normativa específica internacional.

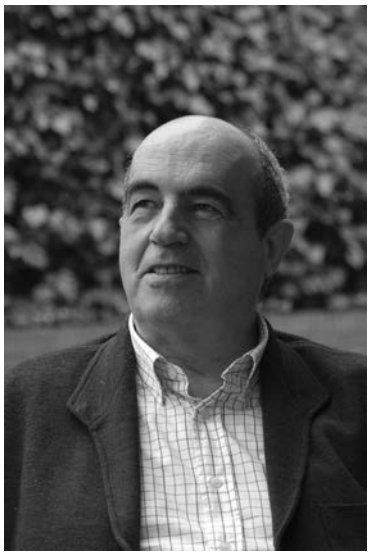
– Los aspectos referentes al **comportamiento estructural** del hormigón reciclado, están todavía poco estudiados, especialmente en el caso de la sustitución total de grava natural por grava reciclada. En el capítulo correspondiente se recogen resultados de determinadas investigaciones acerca del comportamiento en flexión y cortante.

– Finalmente, se ha desarrollado un capítulo específico de **realizaciones internacionales** con hormigón reciclado estructural. Las aplicaciones cubren diversos tipos de estructuras: obras portuarias, edificación y puentes. En cada aplicación se proporciona información específica sobre el hormigón reciclado utilizado, así como los aspectos relevantes durante la ejecución y control del mismo.

La Monografía se cierra con la **propuesta de Borrador de Anejo** elaborada por el Grupo de Trabajo para la utilización de hormigones reciclados, incluida en la revisión que actualmente se está llevando a cabo en la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE). Se espera que las recomendaciones recogidas en este borrador de Anejo favorezcan en un futuro próximo la creciente utilización de los áridos reciclados en realizaciones españolas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

JAVIER MANTEROLA RECIBE EL PREMIO INTERNACIONAL 2006 DE IABSE POR SUS MÉRITOS EN LA INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS



El Profesor Javier Manterola ha recibido el Premio Internacional al Mérito en Ingeniería estructural que anualmente concede IABSE (Asociación Internacional de Puentes e Ingeniería Estructural) correspondiente al año 2006, "como reconocimiento a sus grandes aportaciones en la Ingeniería de Estructuras, en particular en el campo del cálculo, proyecto y la enseñanza de la Ingeniería de Puentes en España". Se trata del primer ingeniero español que recibe esta distinción. El Presidente de IABSE, Manfred Hirt entregó el Premio a Javier Manterola en la Sesión de Apertura del Congreso de la IABSE "Respondiendo a los retos del futuro en la Ingeniería de Estructuras", el pasado 13 de Septiembre en Budapest.

Javier Manterola obtuvo el título de ingeniero de Caminos, Canales y Puertos en 1962. Los dos primeros años profesionales los dedicó a diseñar y calcular estructuras de edificación y naves industriales en la oficina técnica de la empresa constructora Huarte y Cia.

En 1964 obtiene el título de doctor ingeniero y pasó a trabajar en investigación en el Instituto Eduardo Torroja donde desarrolló trabajos experimentales, acompañados de su correspondiente teorización sobre punzonamiento de losas, rotura de vigas por flexión y torsión y mecanismos de redistribución de esfuerzos en la rotura de tableros de puentes de vigas prefabricadas, todos ellos presentados a sus correspondientes congresos internacionales.

En 1966 pasó a formar parte de la recién creada oficina de proyectos de Carlos Fernández Casado, como ingeniero y asociado, donde permanece hasta ahora ocupando el cargo de Presidente y/o Consejero Delegado.

El trabajo principal desarrollado a lo largo de cuarenta años es el diseño, cálculo y asistencia a la construcción de puentes y edificios singulares. En 1976 gana la Cátedra de Puentes de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, en la Universidad Politécnica de Madrid. Durante treinta años ha sido el máximo responsable de la enseñanza en puentes de todos los ingenieros que salen de la Universidad Politécnica de Madrid.

Javier Manterola ha participado en más de 230 Proyectos en España, Europa y Sudamérica que incluyen grandes Edificios, Instalaciones Deportivas, Edificios Industriales, Estaciones de Ferrocarril. La actividad que ha desarrollado con maestría y por la que es conocido internacionalmente, es el proyecto de más de 200 puentes y viaductos, muchos de los cuales se incluyen dentro de las mejores realizaciones españolas de los últimos 25 años.

Javier Manterola ha recibido numerosos premios tanto a nivel nacional como internacional. Ha publicado numerosos artículos en revistas y Actas de Congresos nacionales e internacionales. Ha recogido su experiencia y conocimiento sobre los puentes en el libro, "Puentes. Apuntes para su Diseño, Cálculo y Construcción".

NOMBRAMIENTO

D. Ángel Aparicio Bengoechea ha sido nombrado Presidente de la Comisión 5 de ACHE "Estructuras y Elementos Estructurales" en la reunión del Consejo de ACHE celebrada el pasado 28 de septiembre de 2006. El Sr. Aparicio Bengoechea es Catedrático de Puentes de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Cataluña.

Sustituye en el cargo a D. José María Arrieta Torrealba, que había desempeñado este cargo durante los últimos 7 años, impulsando y coordinando los grupos de Trabajo y la publicación de numerosas Monografías.

Conchita Lucas Serrano
Secretaria General de ACHE

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

PETICIÓN DE PUBLICACIONES

Dirección de la Secretaría de ACHE:
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Laboratorio de Estructuras
Avda. Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid - Tlf: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 NIF: G28813442
info@e-ache.net

Complete los datos requeridos a continuación. Luego rellene el número de unidades de las publicaciones que desee solicitar Recuerde que NO SE REALIZARÁ LA COMPRA Y EL ENVÍO hasta no haberse procedido al pago de la forma elegida en el formulario.

Datos de Envío

Nombre completo ..... Empresa .....

Dirección ..... Población ..... C.P. .....

Provincia ..... Email ..... Fax ..... Teléfono .....

Datos de Facturación

Nombre completo ..... Empresa ..... CIF/NIF .....

Dirección ..... Población ..... C.P. .....

Provincia ..... Email ..... Fax ..... Teléfono .....

¿ Es miembro de ACHE ? ☐

Forma de pago:

- ○ Cheque nominal a nombre de ACHE
- ○ Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

LISTA DE PRECIOS

LIBROS

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
B-1	Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga	4,81	3,61	.....
B-2	Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas	6,01	4,51	.....
B-4	Morteros de reparación	6,01	4,51	.....
B-5	Modelos de análisis de estructuras de hormigón	13,22	9,22	.....
B-7	Recomendaciones CEB para empalmes mecánicos de armaduras	12,02	9,02	.....
B-8	Tecnología del hormigón Código MC-90 e instrucciones EH-91	12,02	9,02	.....
B-9	Recomendaciones CEB para separadores, calzos y atado de armaduras	6,01	4,51	.....
B-10	Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón	9,02	6,77	.....
B-11	Recomendaciones CEB para uniones soldadas en barras de armado	6,01	4,51	.....
B-12	Durabilidad de estructuras de hormigón. Guía de diseño CEB	24,04	18,03	.....
B-13	Consideraciones de seguridad para variables hidraúlicas	7,81	5,86	.....
B-14	Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIB de buena práctica	12,02	9,02	.....
B-15	Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones	12,02	9,02	.....
B-16	Estado límite de fisuración en el hormigón estructural	9,62	7,21	.....
B-17	Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación	9,62	7,21	.....
B-18	El fenómeno de *tensión-stiffening* en las estructuras mixtas	6,01	4,51	.....
B-19	Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mixtas. Parte 1.1	3,01	2,25	.....
B-20	Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra	12,02	9,02	.....
B-21	Demolición y reutilización de estructuras de hormigón	12,02	9,02	.....
B-22	Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural	12,02	9,02	.....
B-23	Análisis de estructuras mixtas en ordenador	9,02	6,76	.....
E-1	Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92	12,02	9,02	.....
E-4	Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural	60,10	45,08	.....
E-5	Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes HP-9-96	25,24	18,93	.....
E-6	Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior HP 10-96	24,04	18,03	.....
E-8	Problemas de vibraciones en estructuras	30,05	24,04	.....
E-9	Hormigones de ejecución especial (seis tipos)	24,00	20,00	.....
E-10	Recomendaciones para el Proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados	55,00	44,00	.....
	Comunicaciones al 1er Congreso ACHE 1999 (Vol. 1,2,3)	62,51	56,25	.....
	Comunicaciones II Congreso ACHE 2002. Puentes y Estructuras de Edificación (4 volúmenes + CD)	112,00	75,00	.....

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
G-1 3ª Edición	Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno	16,25	13,00	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 1	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 2	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 3	12,02	9,02	.....
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 4	24,04	18,03	.....
	Estructuras pretensadas en España 1994 -1997	36,06	30,05	.....
	Estructuras de edificación prefabricadas	39,67	29,75	.....
	Comunicaciones presentadas a las Jornadas sobre El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón	24,04	18,03	.....
	Primeras Jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural	30,05	2,54	.....
	Patología y control de calidad del hormigón	28,25	16,23	.....
	Comunicaciones Primer Congreso Nacional de Prefabricación (Libro+CD)	60,00	45,00	.....
	Comunicaciones "Jornada Comportamiento de Estructuras de Hormigón en zonas Sísmicas Madrid 5/6 Mayo 2004"	50,00	37,50	.....
	Comunicaciones "Seminario Proyecto de Estructuras de Hormigón de Alta Resistencia Madrid 30 Noviembre 2004"	50,00	37,50	.....
	Comunicaciones III Congreso ACHE 2005. Puentes y Estructuras de Edificación (5 volúmenes + CD)	120,00	90,00	.....
M-1	Armaduras pasivas en la EHE	19,83	15,03	.....
M-2	Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero	19,83	15,03	.....
M-3	Principios generales para el proyecto de detalles de armado	19,83	15,03	.....
M-4	Manual de ejemplos de aplicación a la EHE a la edificación	27,05	21,64	.....
M-5	Conceptos de aseguramiento de la calidad aplicados al control de recepción del hormigón estructural adaptado a la EHE	19,83	15,03	.....
M-6	Método de Bielas y Tirantes	25,00	20,00	.....
M-7	Control estadístico del hormigón estructural	35,00	30,00	.....
M-8	Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia	25,00	20,00	.....
M-9	Pruebas de Carga de Estructuras	25,00	20,00	.....
M-10	Comprobación de un tablero mixto	25,63	20,50	.....
M-11	Utilización de árido reciclado para fabricación de hormigón estructural	25,63	20,50	.....
M-12	Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española	25,63	20,50	.....

TESIS DOCTORALES

Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio - Manuel Octavio Valcuende Payá	18,03	9,02	.....
Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental - Alejandro Pérez Caldentey	24,04	12,02	.....
El efecto del tamaño y mecanismos de rotura en el ensayo de comprensión diametral - Claudio Rocco	30,05	15,03	.....
Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López	30,05	15,03	.....
Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez	30,05	15,03	.....
Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso	30,05	15,03	.....
Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado- Bahaa Sharaf Tork	19,83	15,03	.....
Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga - Gustavo Ariel Pérez	19,83	15,03	.....
Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado(+ separata) - Manuel Burón Maestro	19,83	15,03	.....
Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos - Juan Rodado López	19,83	15,03	.....
Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR - Jesús M. de la Fuente González	19,83	15,03	.....
Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación - José A. Martín Caro Álamo	19,83	15,03	.....
Comportamiento estructural y criteros de diseño de los puentes con pretensado extradosado - Gustavo Chio Cho	19,83	15,03	.....
Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales - Cristina Vázquez Herrero	19,83	15,03	.....
Estudio experimental de la adherencia de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales - José Rocío Martí Vargas	19,83	15,03	.....
Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental - Mirian Valentina Sánchez Pérez	19,83	15,03	.....
Shear Strength of Reinforced High-Strengh Concrete Beams - Antoni Cladera Bohigas	19,83	15,03	.....
Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento postfisuración- Alberto Domingo Cabo	19,83	15,03	.....
Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero - Miguel Fernández Ruiz	19,83	15,03	.....
Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: Dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante - Belén González Fonteboa	19,83	15,03	.....
Estudio del comportamiento a flexión y cortante de puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca - José Turmo Coderque	27,33	20,50	.....

REVISTA HORMIGÓN Y ACERO

Revista Nº	24,00	20,00	.....

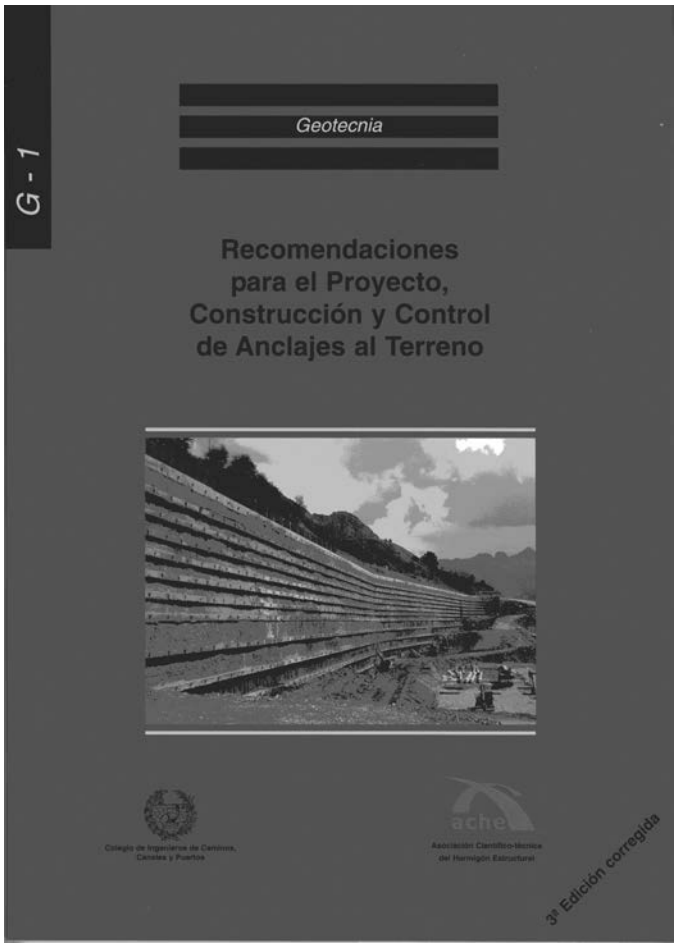
Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE

NOVIEMBRE 2006

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto Presidente: Juan Carlos Arroyo Portero Secretario: Ángel Vidal Vacas	**GT1/1** Análisis de estados límite en losas alveolares	Manuel Burón Maestro
	GT1/2 Representación gráfica de estructuras de hormigón de edificación	Roberto Brufau Niubó
	GT1/3 Proyectos de estructuras de hormigón en zona sísmica	José Romo Martín
	GT1/4 Adherencia en elementos prefabricados con armadura pretesa	Fernando Martínez Abella
	GT1/5 Proyecto de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
C2 Materiales Presidente: David Fernández Ordóñez Hernández	**GT2/1** Armaduras activas	José Quereda Laviña
	GT2/2 Hormigón autocompacto	Luis Pablo González Torijano
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural	Joana Roncero
	GT2/4 Estadística aplicada. Modelos lineales	Juan Carlos López Agüí
C3 Ejecución Presidente: Manuel Burón Maestro Secretario: José A. del Rosario	**GT3/2** Hormigonado no convencional	Fernando Hué García
	GT3/4 Seguridad y Salud	Manuel Burón Maestro
	GT3/5 Andamios y Apeos	José Antonio del Rosario
	GT3/6 Construcción y control de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
	GT3/7 Muros-Pantalla	José García de Miguel
	GT3/8 Movimiento de grandes pesos	Javier Ripoll
C4 Uso y mantenimiento Presidente: Javier León González Secretario: Ariel Dante Espeche	**GT4/1** Sistemas de protección para garantizar la durabilidad	Marta García Guillot
	GT4/2 Demoliciones	Agustín Prudencio Díaz
C5 Estructuras y elementos estructurales Presidente: Ángel Aparicio Bengoechea Secretario: Concepción Velando Cabañas	**GT5/1** Puentes de ferrocarril	Ignacio Granell Vicent
	GT5/2 Resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/4 Estudio normativo sobre el proyecto de pilas esbeltas	Juan Luis Bellod Thomas
	GT5/5 Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/6 Forjados mixtos con chapa nervada (9)	Guillermo Corres Peiretti
GGT Tirantes Coordinador: Florencio del Pozo Vindel Secretario: José E. Herrero Benéitez		

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025



RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE ANCLAJES AL TERRENO

CAPÍTULO 1. Introducción

CAPÍTULO 2. Definición de los anclajes al terreno

CAPÍTULO 3. Bases de cálculo y criterios de predimensionamiento

CAPÍTULO 4. Materiales de los componentes de los anclajes

CAPÍTULO 5. Construcción de los anclajes

CAPÍTULO 6. Ensayos y Pruebas de los anclajes

CAPÍTULO 7. Plan de Mantenimiento, Inspección y control

CAPÍTULO 8. Medición y Abono

CAPÍTULO 9. Bibliografía

ANEJOS

ANEJO 1. Fichas técnicas

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 130 Págs.

Precios:

– Para miembros o Colegiados 13,00 €

– Precio venta al público 16,25 €

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

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, conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad, podrán clasificarse como artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse, entre otros, a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras y sus materiales. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras y sus materiales, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos o ambientales de las mismas.

Además de los artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser, entre otras, comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etcétera.

La revista se imprime en blanco y negro, salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción 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

Sólo podrá solicitarse la publicación de artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4 PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la revista *Hormigón y Acero* deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

– Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

– 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, Freehand (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:

info@e-ache.net

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. EXTENSIÓN

Los artículos no deberán tener una extensión superior a las 15.000 palabras ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. FORMATO DEL TEXTO

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

El texto no debe duplicar información o resultados incluidos en las tablas de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. GRÁFICOS, FIGURAS Y FOTOS

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deberán 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 ó 18 cm. de anchura. Esta circunstancia deberá ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

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 deberán ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deberán contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la formula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (*1*); la O y el cero (0): la K y la k, etc.).

5.7. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.8. Estructura general de las contribuciones

En la página web de la revista hay, a disposición de los autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

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 requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores, filiación de los autores y el texto.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todas las contribuciones recibidas que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisadas por al menos dos miembros del Comité de Redacción, ya sean Vocales o Asesores. En ocasiones, el Comité de Redacción podrá requerir para esta labor de revisión, la intervención de algún experto ajeno a él, que sea especial conocedor del tema tratado en el artículo.

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 ésta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7. CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de Publicación", que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de *Hormigón y Acero*.

8. MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión, ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la revista.

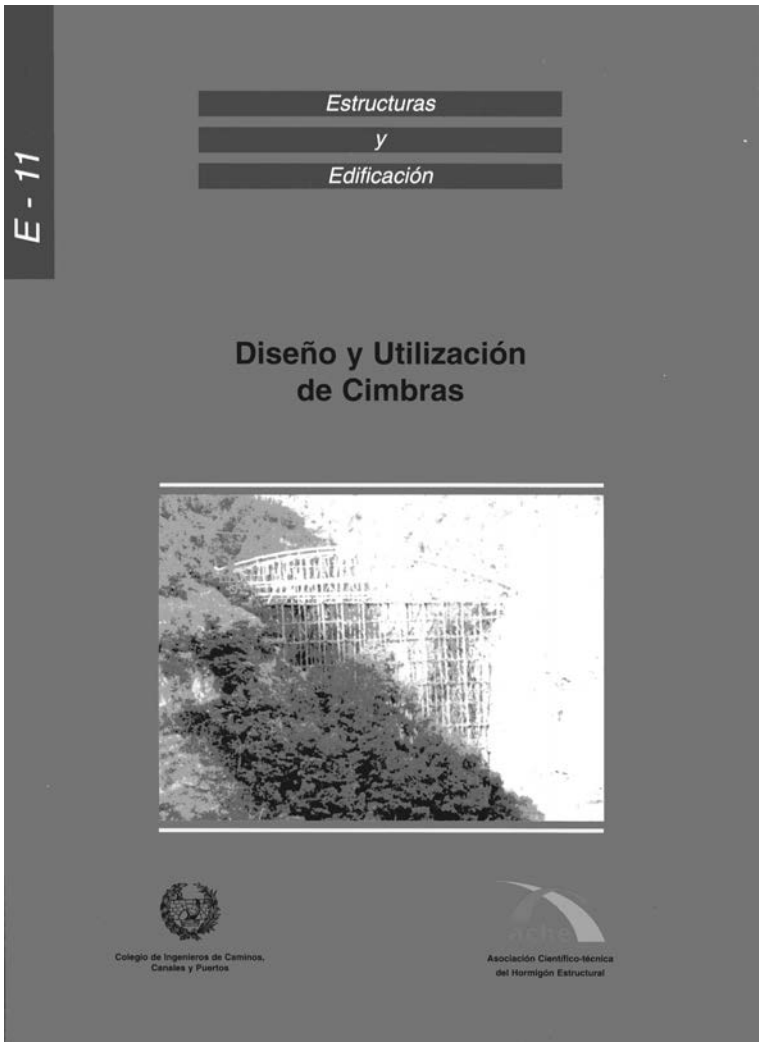
9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del Articulo 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 27/11/2025



DISEÑO Y UTILIZACIÓN DE CIMBRAS

CAPÍTULO 1. Objeto y ámbito de aplicación.

CAPÍTULO 2. Criterios básicos de este documento.

CAPÍTULO 3. el proyecto de la cimbra.

CAPÍTULO 4. Criterios de cálculo.

CAPÍTULO 5. Prevención de accidentes.

CAPÍTULO 6. Control.

CAPÍTULO 7. Recomendaciones para cimbras específicas.

CAPÍTULO 8. Componentes de las cimbras.

ANEJOS

ANEJO 1. Cálculos de la presión del hormigón

ANEJO 2. Cálculo de la edad mínima de descimbrado.

ANEJO 3. Coeficientes de rozamiento entre diferentes materiales.

ANEJO 4. Validación de torres de carga mediante ensayos.

ANEJO 5. Protocolo de revisión de cimbra.

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 196 Págs.

Precios:

– Para miembros o Colegiados 21,00 €
– Precio venta al público 26,25 €

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

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. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

2. **Miembro Protector**. Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro peatonal ecepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso. 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

3. **Miembro colectivo**. Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

4. **Miembro personal**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.

5. **Miembro Menor de 30 años**- Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones aperiódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.

6. **Miembro Estudiante**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas de edad igual o menor que 30 años, admitiéndose también en esta categoría a los doctorandos en disfrute de una beca que hubiesen rebasado dicho límite de edad. Tiene los mismos derechos que el miembro persona, incluido el de voto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

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 relaciones seguidamente:

Nombre.....

NIF ..... Calle .....

Ciudad ..... Código Postal ..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono ..... Fax ..... E-mail .....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de ☐ solicita más información sobre la modalidad de Miembro

☐ Estudiante (1º y 2º ciclo y menores de 30 años) ..... (20 €)

☐ Menor de 30 ..... (40 €)

☐ Personal ..... (80 €)

☐ Colectivo ..... (187 €)

☐ Protector ..... (337 €)

☐ Patrocinador ..... (675 €)

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de .....

Agencia.....

Calle .....

Ciudad ..... Código Postal .....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma .....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular .....

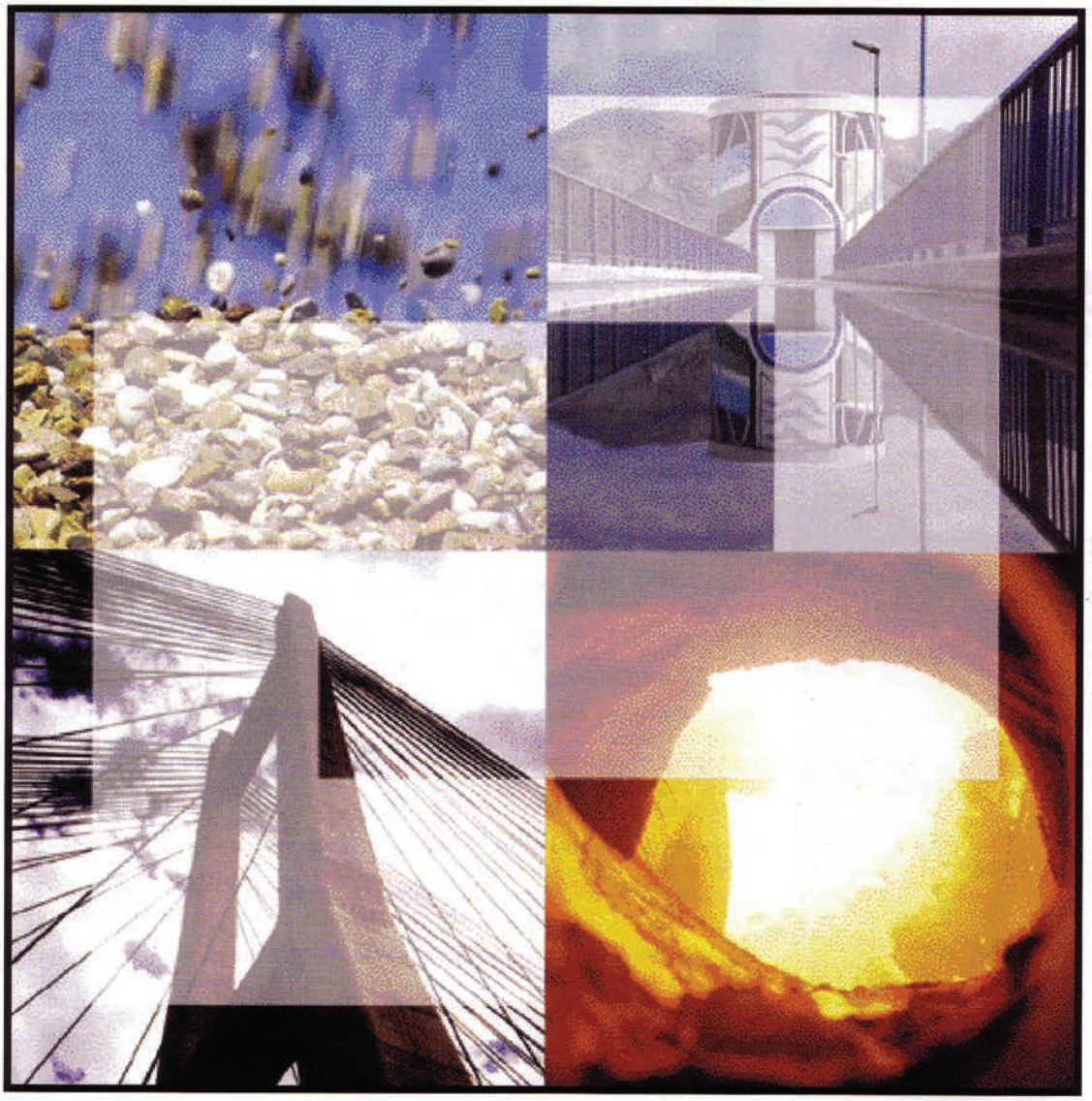
NIF .....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control .....

Número cuenta .....

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Cimentando soluciones



- ✔ *Asistencia técnica a la Administración y usuarios del cemento y el hormigón.*
- ✔ *Investigación.*
- ✔ *Normalización y Certificación.*
- ✔ *Publicaciones técnicas.*

IECA
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO
Y SUS APLICACIONES

José Abascal, 53, 2º. 28003 MADRID.
Teléf.: 91 442 93 11. Fax: 91 442 72 94.
http://www.ieca.es

Delegaciones en:
Madrid, Barcelona, Valencia,
Sevilla, Bilbao, León y Canarias.

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025

Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural

Secretaría: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria - 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02 ♦ **N.I.F.:** G-28813442

Documento descargado de www.e-ache.com el 27/11/2025