HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com | ISSN: 0439-5689 | abril - junio 2009 | Volumen 60 - nº 252



Puente rotatorio | Valencia

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

UN GRAN EQUIPO DE PROFESIONALES A SU SERVICIO



Objetivos del IECA:

- **Investigación** científica y técnica del cemento y sus aplicaciones.
- **Formación** de técnicos especializados en la fabricación y empleo del cemento.
- **Promoción** técnica y difusión de las aplicaciones del cemento.
- **Asistencia** técnica a los usuarios del cemento.
- **Verificación y control** de la calidad del cemento a través de la Marca N de AENOR para cementos.

IECA
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES

DELEGACIONES IECA

SEDE CENTRAL
José Abascal 53, 2º
28003 Madrid
www.ieca.es

Delegación de Canarias
D. Joaquín Romero Postiguillo
Antonio María Manrique, 3 - 5º oficina 5
35011 Las Palmas de Gran Canaria
Tel.:928.46.28.00 - Fax:928.46.14.03
E-mail: iecacanarias@ieca.es

Delegación Noreste
D. Sergio Carrascón Ortiz
Caspe, 123 - entresuelo
08013 Barcelona
Tel.:93.539.09.01 - Fax:93.539.09.02
E-mail: scarrascon@ieca.es

Delegación Centro
D. José Quereda Laviña
José Abascal 57, 4º
28003 Madrid
Tel.:914.01.41.12 - Fax:914.01.05.86
E-mail: iecacentro@ieca.es

Delegación de Levante
D. Rafael Rueda Arriete
Plaza del Ayuntamiento 2, Pta. 17
46002 Valencia
Tel.:96.381.90.33 - Fax:96.381.90.34
E-mail: iecadelegacionlevante@ono.com

Delegación Noroeste
D. Jesús Díaz Minguela
Plaza de San Marcos, 6 - 3ºE
24001 León
Tel.:987.23.48.33 - Fax:987.23.65.79
E-mail: iecanoroeste@infonegocio.com

Delegación Norte
D. Iñaki Zabala Zuazo
Telletxe 36, 3º Centro (B)
48993 Algorta, Vizcaya
Tel.:944.91.53.61 - Fax:944.91.43.98
E-mail: iecanorte@sarenet.es

Delegación Sur
D. Manuel Vera Serrano
Virgen de Regla, 1 Esc. B, 1º 3
41011 Sevilla
Tel.:954.27.40.43 - Fax:954.27.26.43
E-mail: delegacionsur @ ieca.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2020



Foto de portada: Puente rotatorio. Valencia

HORMIGÓN y ACERO

abril - junio 2009 | Volumen 60 - nº 252
REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

HORMIGÓN Y ACERO

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

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

EDITAN:

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

CONSEJO EDITORIAL:

Director:
Luis Mª Ortega Basagoiti (Geocisa, Madrid)

Secretario:
Gonzalo Arias Hofman (Ines Ingenieros, Madrid)

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

VOCALES:

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

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO:

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

REDACCIÓN / CONTACTO:

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

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

7 | Transformación del puente basculante en puente rotatorio por cambio de uso en el Puerto de Valencia
Transformation of a bascule bridge into a swing bridge at Valencia Harbour
J. Martínez Calzón, P. Hué Ibargüen, C. Polimón Olabarrieta y F. Tarquis Alfonso

37 | Viaducto de Pujayo
Pujayo Viaduct
M.J. Pantaleón Prieto, Ó.R. Ramos Gutiérrez y G. Ortega Carreras

53 | Aplicación del postesado en estructuras de edificación singular
Post-tensioning systems in distinctive buildings
J. Jiménez Caña , A. Bernabeu Larena y R. Duque Corroto

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

73 | Aplicaciones de los campos de esfuerzos cortantes en el análsis y dimensionamiento de losas de hormigón armado
Applications of shear fields in reinforced concrete slab analysis and design
M. Fernández Ruiz y A. Mutton

89 | Modelado del comportamiento a pandeo de paneles y pilares esbeltos de hormigón armado
Modelling the buckling behaviour of slender reinforced-concrete panels and columns
J. Ruiz Carmona, G. Ruiz López y R. Porras Soriano

SUMMARIES

107 | *Transformation of a bascule bridge into a swing bridge at Valenia Harbour*
J. Martínez Calzón, P. Hué Ibargüen, C. Polimón Olabarrieta and F. Tarquis Alfonso

108 | *Pujayo Viaduct*
M.J. Pantaleón Prieto, Ó.R. Ramos Gutiérrez and G. Ortega Carreras

109 | *Post-tensioning systems in distinctive buildings*
J. Jiménez Caña , A. Bernabeu Larena and R. Duque Corroto

110 | *Applications of shear fields in reinforced concrete slab analysis and design*
M. Fernández Ruiz and A. Mutton

111 | *Modelling the buckling behaviour of slender reinforced-concrete panels and columns*
J. Ruiz Carmona, G. Ruiz López and R. Porras Soriano

RINCÓN DE ACHE

113 | Jornada Técnica Anual ACHE 2009
Puentes para el ferrocarril de alta velocidad

114 | Medalla al Mérito Profesional del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos a varios miembros de ACHE

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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

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

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

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

ANEFHOP
Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID

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

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

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

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

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

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

COLEGIO DE INGENEROS DE CAMINOS
C/ Almagro, 42
28010 MADRID

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID

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

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

BASF

The Chemical Company

Glenium® SKY

TOTAL PERFORMANCE CONTROL

Para Hormigón Preparado (Ready-Mix)



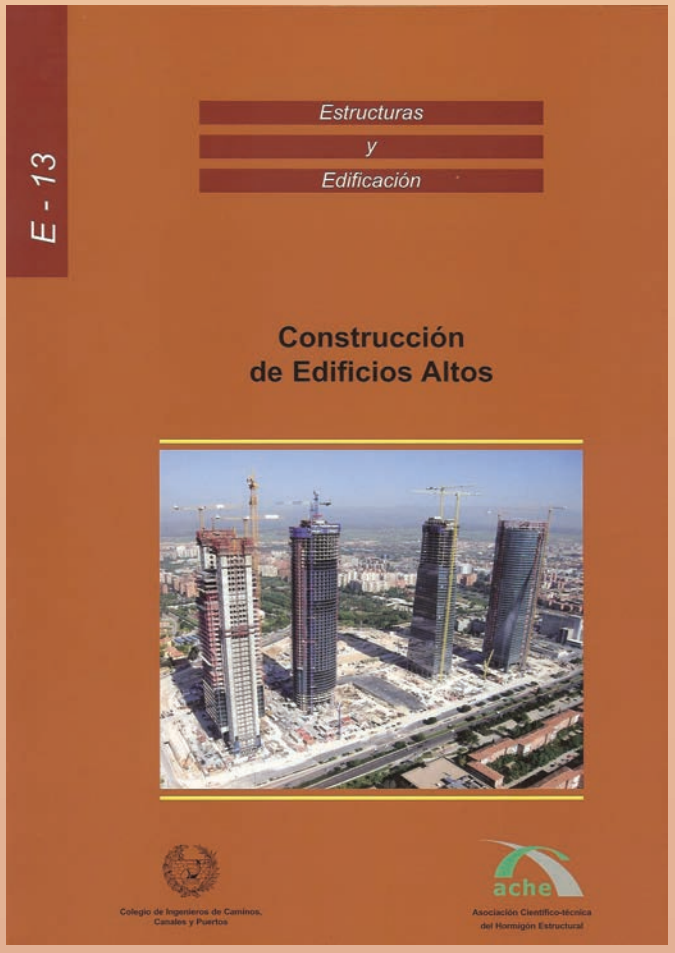
Innovador aditivo superplastificante basado en una segunda generación de polímeros de policarboxilatos de éter. Derivado directamente del concepto de Total Performance Control, está especialmente diseñado para facilitar simultáneamente una alta reducción de agua y un freno a la pérdida de consistencia en el Hormigón Preparado.

- Optimización de los costes de producción gracias a su elevada capacidad reductora de agua y su prolongado mantenimiento de consistencia.
- Elevadas resistencias iniciales para incrementar el rendimiento productivo de la obra.
- Incremento de la durabilidad.

BASF Construction Chemicals España, S.L.
Basters, 15
08184 Palau-solità i Plegamans
(Barcelona)
Tel.: 93 862 00 00
Fax: 93 862 00 20
aditivos@basf.com
www.basf-cc.es

Adding Value to Concrete

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS ALTOS

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

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

Precios:

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Transformación del puente basculante en puente rotatorio por cambio de uso en el Puerto de Valencia

Transformation of a bascule bridge into a swing bridge at Valencia Harbour

Julio Martínez Calzón[1], Pilar Hué Ibargüen[2], Carlos Polimón Olabarrieta[3] y Felipe Tarquis Alfonso[4]

Recibido | *Received:* 03-04-2009
Aceptado | *Accepted:* 07-05-2009

Resumen

Los cambios urbanísticos acaecidos en los últimos años en el Puerto de Valencia, ocasionados principalmente por la celebración de la 32 edición de la Copa América de Vela en el año 2007, supusieron el cierre de la bocana de acceso a la dársena interior y con ello el desuso del puente basculante en ella existente, y la construcción de un nuevo canal de navegación que permite el acceso directo de las embarcaciones deportivas sin tener que atravesar el puerto comercial e industrial.

Con el nuevo canal surgió la necesidad de construir una estructura que lo cruzase y que permitiera ser utilizada como salida de emergencia del puerto y que, además, formaría parte del nuevo circuito urbano para Grandes Premios de Formula 1 de la ciudad de Valencia.

El nuevo puente, de tipo rotatorio, reutiliza gran parte de la estructura metálica y mecanismos del puente basculante, consta de dos hojas móviles, cada una de ellas con una longitud total de 67,6 m, de los que 49,6 m corresponden al tramo en voladizo desde el eje de rótulas hasta la clave y 18 m al vano de compensación donde se ubican los contrapesos y los carretones que le dan movilidad.

La anchura total del puente es de 20,45 m, con un ancho útil de calzada de 18 m, correspondientes a dos carriles para tráfico rodado y sus vias de servicio, y una acera peatonal exterior de 1,25 m.

Palabras clave: Puente rotatorio, puente basculante, mecanismos, recintos, estructura metálica.

Abstract

The recent changes in urban layout at Valencia Harbour, made on the occasion of the 32nd edition of the America's Cup hosted by the city in 2007, called for closure of the neck providing access into the inner harbour and construction of a new navigation canal to enable recreational vessels to dock without having to sail through the commercial and industrial port. As a result, the bascule bridge sited over the former neck was no longer needed..

By the same token, a bridge was required for the new canal, which would serve as both an emergency exit for the port and as one of the legs of Valencia's new Formula1 street circuit.

* ***Page 107 of this issue contain an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.***

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC-2 Estudio de Ingeniería, S.L. (Madrid, España)
(2) Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS, S.A. (Madrid, España)
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Flota y Proyectos Singulares (FPS). (Madrid, España)
(4) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS, S.A. (Madrid, España)

Translation: Margaret Clark

Persona de contacto / *Corresponding author:* MHUEI@dragados.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

The new swing bridge, in which much of the steel and machinery from the bascule bridge have been re-used, consists in two movable leaves. Of their total 67,6-m length, 49,6 m cantilever out from the turntables to mid-span, while the remaining 18 m constitute the back spans, where the counterweights and traction wheel units that govern bridge mobility are housed.

Eighteen of its total 20,45-metre width accommodate a carriageway with two traffic and two emergency lanes, while 1,25 m are reserved for an outer pedestrian walkway.

Keywords: *Swing bridge, bascule bridge, bridge machinery, pits, steel structure.*

1. ANTECEDENTES

En el año 2001 fue concluido, en la bocana de la antigua dársena interior del Puerto de Valencia, entre los muelles de Levante y Poniente, un puente levadizo basculante para ferrocarril y carretera que permitía el acceso directo al Puerto Comercial e Industrial sin que el tráfico de ambos tipos tuviera que atravesar una parte de la ciudad, manteniendo el acceso a la terminal de ferrys de pasajeros y el uso de la dársena como puerto deportivo (Fig. 1). Dicho puente fue proyectado por MC2, y su luz central de 98 m entre ejes de rótulas de giro fue record mundial de este tipo de soluciones en puentes ferroviarios [1].

Con una longitud total de 125 m entre ejes de juntas, es decir 62,5 m de longitud para cada hoja basculante, y un ancho de plataforma útil de 8 m entre vigas principales, que se ampliaba exteriormente mediante sendas pasarelas peatonales en voladizo, permaneció en servicio hasta el año 2006, momento en el cual, debido a la apertura de una nueva bocana, que permitía el acceso directo a mar abierto de la citada dársena, sin tener que atravesar el gran puerto industrial, el puente dejó de

1. BACKGROUND

In 2001 a bascule drawbridge was completed over the former neck of Valencia inner harbour between Levante and Poniente Piers to provide direct rail and motor vehicle access to the commercial and industrial port, by-passing the city centre. The existing access to the ferry passenger terminal was maintained and the inner harbour was reserved for recreational vessels (Figure 1). The bridge, designed by MC2, had a central span of 98 m between hinges, a world record for this type of railway bridges [1].

With a total length of 125 m from end to end, i.e., 62,5 m for each leaf, and a useful deck width of 8 m between the main girders, subsequently broadened to add two cantilevered pedestrian walkways, the bridge remained in service until 2006. After that date, with the opening of a new neck providing direct access to the inner harbour from the open sea, circumventing the large industrial port, the structure was no longer needed as a drawbridge. It was, however, left in place as a fixed crossing for traffic [2]. At the same time, a large non-lift footbridge was built parallel to it to encourage pedestrian use, in keeping with the major transformation underway in the inner harbour.



Figura 1. Vista general del puerto en el año 2002.
Figure 1. Overview of the port in 2002.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 2. Vista general del puerto en el año 2008.
Figure 2. Overview of the port in 2008.

utilizarse como obra móvil, manteniéndose en su posición cerrada como paso fijo de tráfico [2]. Incluso en paralelo al mismo, fue construida una gran pasarela peatonal fija, para incrementar este tipo de uso, en correspondencia con las nuevas e importantes transformaciones llevadas a cabo en la dársena.

Debe señalarse que la obra de la nueva bocana fue llevada a cabo como parte de la gran operación que supuso para Valencia la concesión de la mundialmente conocida regata de la Copa América en junio de 2007, en su 32ª edición.

Con fecha febrero 2007, la Autoridad Portuaria solicitó a MC2 el estudio de un posible trazado para reubicación y reutilización del puente móvil situándolo sobre el canal de la nueva bocana, con el fin de conseguir una doble utilidad (Fig. 2):

- Por una parte, como salida de emergencia del tráfico rodado no ferroviario del puerto, en el caso de un hipotético accidente en el nuevo túnel que actualmente conecta el puerto con sus viales de acceso.

- Por otra, como cierre del circuito semiurbano realizado para albergar las pruebas de Fórmula 1 que la ciudad de Valencia ha conseguido incorporar en los próximos años en el calendario del campeonato del mundo de este deporte.

Además, con la importante ventaja desde el punto de vista económico de evitar la devolución de los fondos de ayuda europeos obtenidos para la ejecución del puente basculante original que, en caso de desguace o retirada de servicio, hubiera tenido que realizar el puerto.

Construction of a new neck formed part of the vast renovation project undertaken in Valencia to prepare for the 32nd edition of the world famous America's Cup hosted by the city in June 2007.

In February 2007, the Port Authority asked MC2 to study the possibility of repositioning the drawbridge over the new neck, which would serve a dual purpose (Figure 2):

- *On the one hand, as an emergency exit for non-railway vehicle traffic in the event of a hypothetical accident in the new tunnel that now connects the port to its access roads.*

- *And on the other, as a semi-urban circuit for the official Formula 1 race to be hosted by the city of Valencia soon thereafter.*

Another important advantage to this approach was financial, for reusing the bridge meant not having to return the European funding awarded for its construction, a provision that would have had to be honoured had it been withdrawn from service altogether.

The conditioning factors that had to be addressed to transform the bridge included:

1. *The useful width between the outer main girders had to be broadened to the maximum possible to ensure optimal adaptation to Formula 1 requirements.*

2. *Since the bridge would be nearly always open (i.e., closed to road traffic), a swing rather than a bascule bridge was required. Otherwise, the vertical position of its leaves would obstruct the view of the Vela Building, the emble-*

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

La transformación del puente tuvo que resolver diversos condicionantes de importancia:

1. El puente debía aumentar notablemente su anchura útil entre vigas principales exteriores (cuchillos), hasta el máximo valor posible con el fin de adaptarse de la mejor manera a los requisitos de la Fórmula 1.

2. La movilidad del puente debía pasar a ser de tipo rotatorio y no basculante, ya que de otra manera, al tener que estar casi permanentemente abierto –es decir, cerrado al tráfico viario–, la disposición vertical de sus hojas entraría en competencia con el perfil del Edificio Vela, centro y emblema de la competición y actividades de la regata Copa América, minorando fuertemente la imagen iconográfica deseada para dicho edificio.

3. La obra debería ser realizada en ocho meses, para su ensayo a prueba en la carrera de Fórmula 3000, a celebrar algo menos de un mes antes de la prueba de Fórmula 1 que tendría una difusión televisiva universal.

4. Máxima reutilización de la maquinaria y estructura del puente basculante en la ejecución de la nueva versión rotatoria.

Debe resaltarse que la condición 2 había sido previamente establecida por MC2 en el estudio realizado a instancias de la Autoridad Portuaria, ya que la colocación de recintos profundos para la maquinaria en los bordes de la nueva bocana no era compatible con los muros de defensa de la misma; y la previa retirada de los elementos que conforman tales muros hacían inviable la realización en un plazo prudente.

Asimismo, dicho estudio limitaba a 18 m la anchura ampliable del tablero entre cuchillos, para no tener que reforzar profundamente tales piezas, manteniendo las condiciones de funcionalidad normativas. Por esta causa, aunque posteriormente a los organizadores de la carrera de Fórmula 1 les hubiese gustado disponer de una anchura de hasta 19 m, se mantuvo el valor previo antedicho, utilizando la acera exterior como camino del paso peatonal que había de rodear integralmente el circuito.

Al haberse eliminado el tráfico ferroviario, el incremento de carga ideal del tablero carretero, incluida la acción del doble vehículo [3], la sobrecarga uniforme y el aumento de peso propio, repercute en el sistema principal en forma semejante a aquél y sólo se requieren ligeros refuerzos puntuales en los cuchillos del puente existente.

2. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE AMBOS PUENTES Y DE LOS CRITERIOS DE SU TRANSFORMACIÓN

2.1. Puente basculante

El puente original basculante (Fig. 3) estaba formado por dos tramos de 62,5 m de longitud: 49 m en el vano



Figura 3. Puente basculante original.
Figure 3. Original bascule bridge

matic centre of the America's Cup regatta and activities, detracting from the iconographic image the building was designed to embody.

3. *The works had to be ready in eight months to conduct a trial on the occasion of the Formula 3000 race scheduled for a little less than a month before the Formula 1 event, which was to be televised world-wide.*

4. *Maximum reuse was to be made of both the machinery and structure of the existing bascule bridge to build the swing version.*

The second condition had in fact already been established by MC2. The study conducted at the request of the Port Authority found that the installation of deep pits to house the machinery on the sides of the new neck would have entailed prior removal of the existing breakwater, rendering construction within the established deadline impossible.

That study also limited the width of the deck between outer girders to 18 m, for otherwise these members would have had to be highly reinforced to ensure conformity with functionality requirements. For this reason, although the Formula 1 organizers later expressed a preference for a circuit up to 19 m wide, the aforementioned width was maintained, using the outer walkway that circles the entire circuit as a pedestrian crossing.

The increase in the design load for the road deck, including two-way traffic loads [3], uniform service loads and greater self weight, was similar to the loads envisaged for railway traffic, which was eliminated. As a result, the girders on the existing bridge had to be reinforced only slightly.

2. BASIC CHARACTERISTICS OF THE TWO BRIDGES AND CRITERIA FOR THEIR TRANSFORMATION

2.1. Bascule bridge

The original bascule bridge (Figure 3) consisted in two sections 62,5 m long: 49 m spanned the canal and the remaining 13,5 m constituted the back span. All the hydraulic, electrical

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

del canal y 13,5 m de culata en el vano de compensación. El conjunto de la maquinaria y equipos tanto hidráulicos, como eléctricos y mecánicos, se situaban, para cada hoja, en sendos recintos de gran profundidad y dimensiones en planta apropiadas, no sólo para albergar los equipos antedichos, sino para acoger en la fase abierta el vano dorsal de compensación, en el que se integraba el contrapeso de equilibrio.

Dichos recintos estaban constituidos por módulos de pantallas de hormigón armado de gran profundidad, realizadas en forma convencional tratando, con la elección de su luz entre ejes de giro de ambas hojas, de reducir al mínimo la interacción de dichas pantallas con la escollera y los bloques de protección que formaban los frentes de los espigones de ambos muelles.

Los tableros de las dos hojas del puente fueron diseñados con una solución ortótropa, con nervios dispuestos en dirección transversal al puente. El sistema resistente global estaba constituido por dos vigas laterales situadas a ambos lados del tablero, y recibían por el exterior de las mismas los voladizos de las aceras, creándose una sección transversal que separaba netamente la calzada del tránsito ferroviario-carretero del tránsito peatonal [4][5].

Las vigas principales, reutilizadas íntegramente en el nuevo puente rotatorio, se componen de cuatro grandes piezas (Fig. 4):

- Pieza inferior: formada por un dintel longitudinal que se extiende a lo largo de toda la longitud de cada hoja, dividida a su vez en dos tramos: uno, principal,

and mechanical machinery and equipment for each leaf were housed in two very deep pits with transverse section dimensions sufficient not only for such equipment, but also to accommodate the back span and attached counterweight when the bridge was open.

These pits were lined with conventionally built concrete walled modules. The span between the hinges of the two leaves was designed to reduce to a minimum the interaction between these walls and the breakwaters and blocks that protected the pier jetties.

The two half decks were orthotropic and had transverse ribs. The general bearing system consisted in two side girders. Each received a cantilevered walkway on its outer side, which was clearly separated from the carriageways for railway and motor vehicle traffic [4] [5].

These main girders, wholly reused in the new swing bridge, comprise four large members (Figure 4):

- *Bottom member: a longitudinal lintel stretching across the entire length of each leaf, in turn divided into two sections: one, the main section, at the front end or central part of the bridge, between the hinge and mid-span, and a secondary or back span member. These rectangular box section lintels were 0,60 m wide throughout, while their depth tapered gradually from 3,60 at the hinges to 1,60 m at mid-span.*

- *Front ties: these consisted in diagonal bars attached to each lintel at an intermediate point, chosen to optimize bending action on the lintel and reduce system deflection and rotation to suitable functional values. These ties had a rectangular box section with a constant width of 0,6 m, the same*

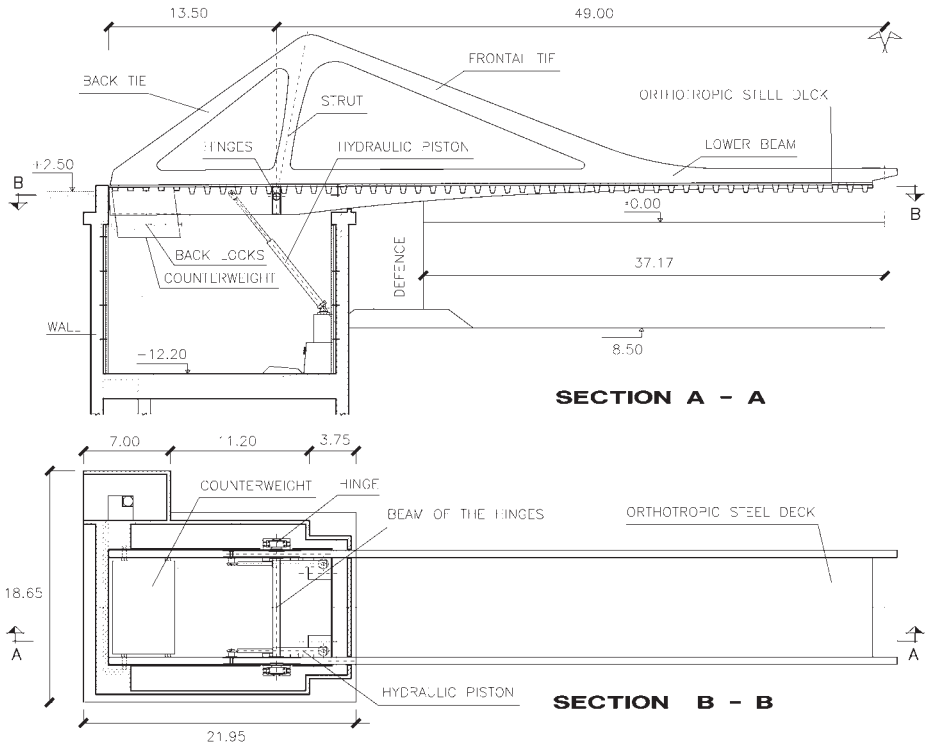


Figura 4. Puente basculante original.
Figure 4. Original bascule bridge.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

correspondiente a la zona central o frontal del puente, y que se sitúa entre la rótula de giro y la clave del puente, y otro, secundario, correspondiente a la zona dorsal o de culata. Estos dinteles, de sección en cajón rectangular, presentan un ancho de 0,60 m constante en toda su longitud y un canto suavemente variable desde la clave hacia las rótulas. El canto en clave es de 1,60 m, y aumenta progresivamente hasta 3,60 m en la zona de culata.

- Tirantes frontales: formados por barras diagonales inclinadas que parten desde un punto intermedio de cada dintel, elegido para optimizar las acciones de flexión en el mismo, y reducir las flechas y giros del sistema a valores funcionales apropiados. La forma de la sección de esta pieza es de viga cajón rectangular con un ancho constante de 0,6 m, igual al del dintel, y un canto ligeramente variable a lo largo de su longitud.

- Tirantes dorsales: formados por barras también diagonales de constitución análoga a la del tirante frontal.

- Montante o fuste: el sistema se completa y cierra con esta cuarta pieza que une el punto superior con el eje de la rótula, dirigiendo en acción directa de compresión hacia la misma, la resultante de las dos componentes de los tirantes frontal y dorsal actuantes en el nudo superior.

Otros dos sistemas importantes auxiliares se integraban también en la superestructura:

- La viga que conecta internamente las rótulas del eje de giro.

- La estructura de sustentación del contrapeso en la culata.

Los elementos de accionamiento del puente eran los siguientes:

- Émbolos de movilidad: situados en la zona dorsal, lo más adelante posible respecto a la rótula de giro y compatibles con las dimensiones del recinto para poder albergar adecuadamente el contrapeso en la posición abierta. Esta posición resultaba la más favorable porque así los émbolos se encontraban recogidos en la situación abierta al tráfico marítimo (cerrado al tráfico viario), que resultaba dominante en esta estructura; y extendidos en la posición cerrada, que era más coyuntural. Otro aspecto favorable de dicha disposición era que la longitud de dichos émbolos resultaba mínima respecto a cualquier otra disposición posible y se conseguía el máximo brazo en relación a la posición del eje de giro reduciéndose al mínimo las fuerzas a aplicar frente a cualquier solicitación en las fases de apertura.

- Enclavamientos dorsales y de fondo: los enclavamientos fijos estaban destinados a conseguir que el puente en sus posiciones fundamentales: cerrado o abierto, no presentase ningún tipo de inestabilidad e hiciera frente

as in the lintel, and a depth that varied slightly along their length.

- *Back ties: likewise diagonal bars, compositionally analogous to the front ties.*

- *Upright or shaft: this fourth member closed the system by joining the upper node to the hinge and directly transferring to the latter the compression forces conveyed by the front and back ties to such upper node.*

Two other important ancillary systems were also built into the superstructure:

- *The girder that connected the hinges internally.*

- *The support structure for the counterweight in the back span.*

- *The elements that drove bridge movement were as follows:*

- *Hydraulic cylinders: located at the rear, as forward-most with respect to the axis of rotation as allowed by pit dimensions to leave room for the counterweight when the bridge was open. This proved to be the most favourable arrangement, for the cylinders were drawn in when the bridge was open to maritime traffic (closed to road vehicle traffic), the predominant position for this bridge, and extended when it was closed, which occurred more sporadically. Another advantage to such arrangement was the length of the cylinders, which was much shorter than in any other, providing for maximum leverage with respect to the position of the axis of rotation. This reduced to a minimum the forces that had to be applied to react to stresses arising during the opening procedure.*

- *Rear locking gear: the fixed interlockings were designed to ensure that when in its two basic positions, open or closed, the bridge was subject to no instability and able to optimally accommodate the different types of stress generated by the service loads.*

- *Mid-span interlocking gear: the original structure of the bridge per se consisted in two large cantilevered decks compensated by short back spans. The high flexibility of such systems generated perceptible movement at the end of the cantilevers that was incompatible with system functionality, particularly in the railway. This effect was eliminated by including an interlocking gear system at mid-span to totally cancel out the relative transverse movements in the vertical plane and reduce relative rotation, i.e., the rotation between the outer-most sections of the two leaves, as far as possible.*

2.2. *Change of bridge position and use*

The approach adopted to change bridge use and location consisted essentially in splitting the existing bridge along its longitudinal axis and inserting a new 10-m wide structural strip, an orthotropic lattice, in between the two halves to meet the new dimensional requirements [6].

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

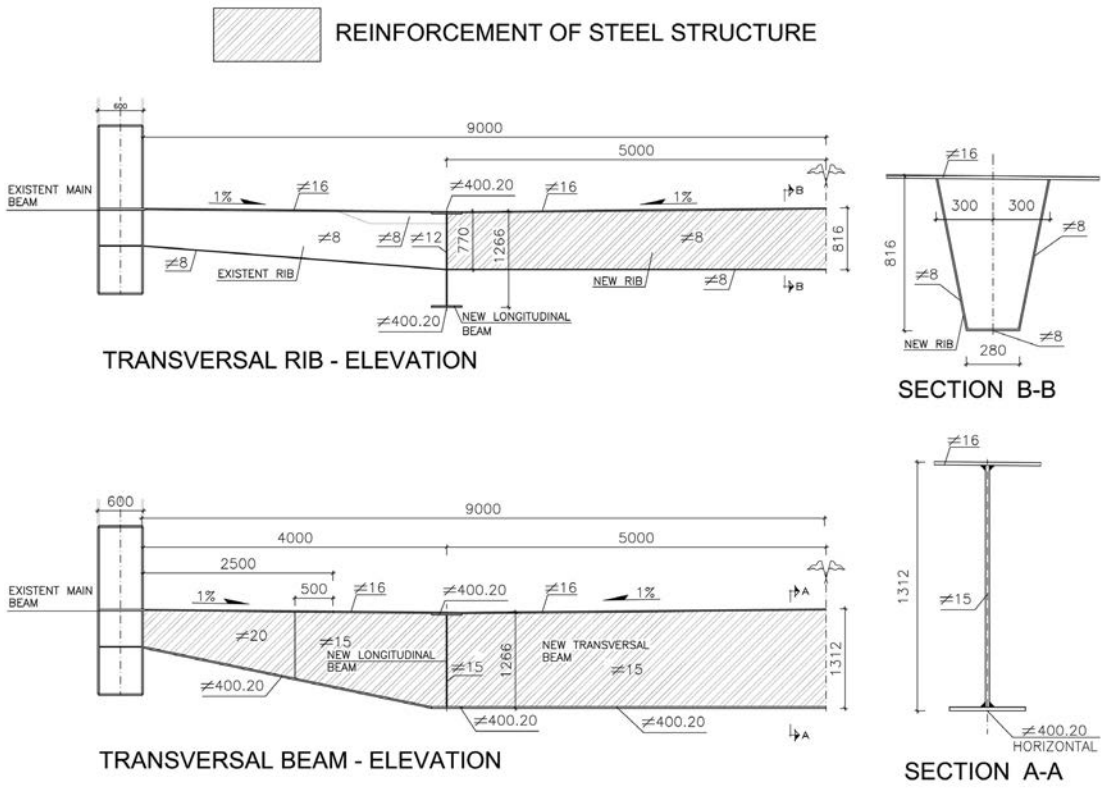


Figura 5. Vigas y nervios transversales.
Figure 5. *Girders and transverse joists.*

en la mejor forma posible a los diferentes tipos de solicitaciones producidas por las sobrecargas.

- Enclavamientos de la clave del puente: la estructura del puente original propiamente dicho consistía, en dos grandes vanos en ménsula compensados por vanos dorsales cortos de equilibrio, lo cual determina, debido a la fuerte flexibilidad de estos sistemas, movimientos apreciables en el extremo de las ménsulas, incompatibles con la funcionalidad del sistema, especialmente del ferrocarril. Para evitar este efecto se hace necesaria la inclusión de un sistema de enclavamientos en la clave del puente que anulen totalmente los movimientos relativos transversales en el plano vertical y reduzcan en lo posible los giros relativos; es decir, la rotación entre las secciones de clave de ambas hojas.

2.2. Cambio de posición y uso del puente

A efectos del cambio de uso y localización, la idea fundamental de la transformación se centraba en llevar a cabo un corte del puente existente a lo largo de su eje de simetría longitudinal, separando 10 m entre sí las dos partes cortadas, para introducir entre las mismas una franja de estructura nueva de esta misma anchura, constituida por un emparrillado de tipo ortótropo que completaba la nueva anchura total requerida [6].

Los únicos aspectos adicionales secundarios a considerar en las partes antiguas fueron:

The only additional or secondary aspects that needed to be considered with regard to the existing parts were:

- *Regeneration of the top of the two longitudinal bands in the area formerly occupied by the railway, ensuring the continuity of the top steel plate on that deck and welding its underside to the transverse ribs in those areas.*

- *Adjustment of the mid-span or end sections of the girders to adapt them as needed to swing bridge requirements and each girder's new length, removing or adding any necessary intermediate sections. To accommodate the change from lifting to swinging movement, the straight mid-span edge of the deck had to be re-shaped to a 15º oblique angle to prevent the leaves from colliding during movement. This in turn determined a change in girder length.*

- *Re-shaping of the edge of each leaf in the back span areas to conform to the new circular pit.*

- *Removal of one of the walkways that was not going to be used.*

Three types of components were used to build the new 10-m strip in the deck (Figure 5):

– *Two main girders, I-sections 1,226 m deep, positioned along the edges of the new strip parallel to the existing bridge girders, with their upper flanges on the same plane as the top steel plate in the existing orthotropic deck.*

– *Ten transverse, likewise I-section beams of the same depth as the main longitudinal girders, to which they are*

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

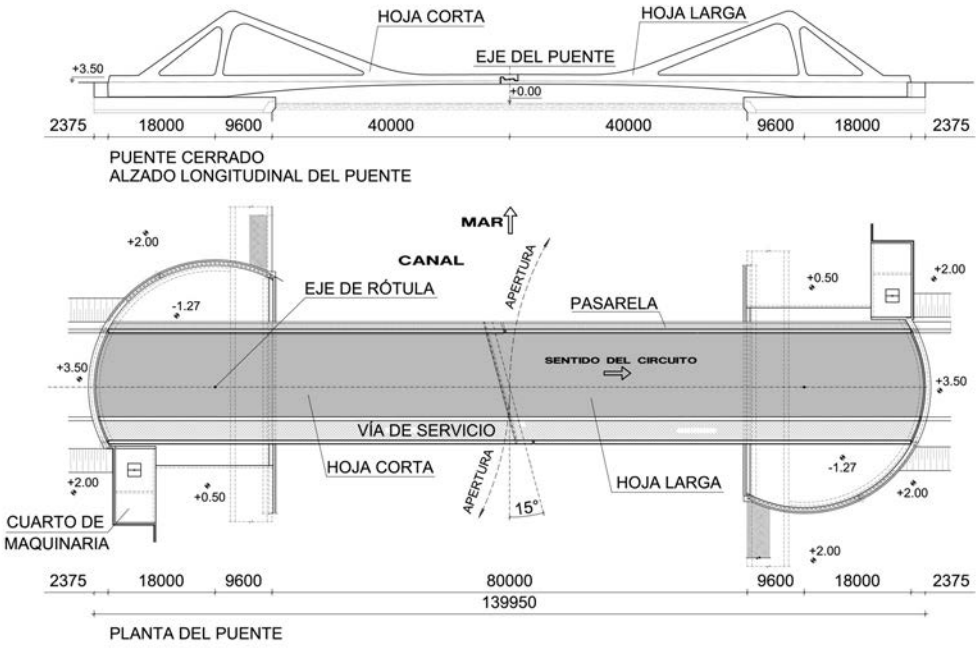


Figura 6. Nuevo puente rotatorio.
Figure 6. New swing bridge.

- Regenerar la parte superior de las dos bandas longitudinales de la zona anteriormente ocupada por la vía férrea, dando continuidad a la chapa superior del tablero y soldándola inferiormente a los nervios en cajón transversales de tales zonas.

- Ajustar las piezas de clave de los cuchillos para adaptarlas a las necesidades de los movimientos rotatorios y a las nuevas longitudes de cada cuchillo, quitando o añadiendo las partes intermedias necesarias. El cambio de movimiento de basculante a rotatorio exigió modificar la geometría del tablero y la longitud de los cuchillos en la zona de junta en clave de forma que, en lugar de ser recta, ésta fuera esviada con un ángulo de 15º para evitar que las hojas rocen entre sí durante su movimiento.

- Ajustar en las zonas dorsales de cada hoja los remates rectos a las nuevas condiciones curvas circulares de la junta de rotación.

- Retirar en uno de los cuchillos la acera, puesto que no había de ser utilizada.

La nueva franja de tablero, de 10 m de anchura, se constituía mediante tres tipos de piezas (Fig. 5):

– Dos vigas principales en doble T de 1,226 m de canto, dispuestas en los bordes de la nueva franja, paralelamente a los cuchillos del antiguo puente, con sus alas superiores en coincidencia con el plano de la chapa superior del tablero ortótropo antiguo.

– Diez vigas transversales, también de sección en doble T e igual canto que las principales longitudinales, a las cuales se embrochaban, separadas entre sí 9,6 m y dispuestas regularmente en los centros de los huecos existentes entre nervios (una cada 8 nervios).

attached at 9,6-m intervals, positioned regularly at the centre of inter-rib gaps (one every eight ribs).

– *Trapezial joists 816 mm deep, in the same relative position as the ribs on the existing bridge and of the same dimensions, covered by the 16-mm thick steel plate that forms the deck surface.*

The new swinging structure comprises this system, inserted between and bound to the two split halves, to which ten variable depth pieces, continuous with the ten new transverse beams, are added; such pieces have a variable depth, the same as the new beams in contact with the longitudinal I-section girders and the same as the existing trapezial ribs that connect to the outer girders to take advantage of the existing internal longitudinal diaphragms.

2.3. The new bridge

Finally, the swing bridge described above (Figure 6) also contains the following elements:

- *Two new axes of rotation positioned as in the existing bridge and, as in the case of the trapezial joists, fitted at the centre with strong box-shaped members (Figure 7) that are continuous with the existing girders. The centres of these large members rests on the turntables on which the leaves pivot.*

- *Transverse girders at the ends of each leaf: curved at the back and oblique at mid-span.*

- *One of the cantilevered walkways, the one needed to complete the outer edge of the aforementioned F-1 circuit.*

- *A new counterweight, characterized by:*

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

– Nervios trapeciales de 816 mm de canto, coincidentes con los nervios del antiguo puente en el plano central de corte, y de iguales dimensiones que estos, que se cierran superiormente con la chapa de 16 mm de espesor que forma la superficie del tablero.

Este sistema –al unirse con las dos mitades cortadas a las cuales se les incorporan, en continuidad con las diez vigas transversales nuevas, sendas piezas de canto variable: igual al de las nuevas piezas en el contacto con las doble T longitudinales; y del mismo canto de los nervios trapeciales antiguos, en su conexión con los cuchillos exteriores, para aprovechar los diafragmas internos longitudinales existentes –forma el tablero de la nueva estructura rotatoria fundamental.

2.3. El nuevo puente

El puente rotatorio, previamente descrito (Fig. 6), se completa con los siguientes elementos:

- Dos nuevos ejes de rótulas, situados en correspondencia con los existentes en el puente antiguo y, al igual que en el caso de los nervios, completados en su zona central por unas potentes piezas en cajón (Fig. 7), en continuidad con las antiguas. Cada una de estas dos grandes piezas se apoya en su centro, en una de las dos nuevas rótulas esféricas de eje vertical, que permitirán la rotación de cada hoja.
- Vigas transversales en los extremos de cada hoja: curvilíneas las de las juntas extremas y diagonales esviadas las de la junta central.
- Una de las aceras exteriores en voladizo, precisamente la necesaria para completar el camino de ronda exterior del circuito F-1 antes referido.
- Un nuevo contrapeso que incorpora diversas cualidades:
  - Plena utilización de los sistemas de enclavamiento mecánico dorsales del puente antiguo, empleándolos tanto en el sentido de la gravedad para equilibrar el sistema; como en dirección contraria, hacia arriba, para reducir parcialmente el volumen del citado contrapeso.
  - Disponer sus dimensiones de forma que se emplee como material de relleno el hormigón normal, sin tener que recurrir al auxilio de áridos o bloques metálicos, de forma de minimizar el plazo de ejecución.
- Ajuste de los cuchillos del antiguo puente en las zonas de clave para adaptación de los enclavamientos centrales existentes (Fig. 8).

El nuevo puente rotatorio tiene una luz de 99,2 m entre ejes de rótulas, con una longitud total de 135,2 m. La anchura total del puente es de 20,45 m, repartidos en una calzada de 18 m, las dos vigas cuchillo de 0,6 m y una acera exterior de 1,25 m [7].



Figura 7. Gran viga de rótula a la espera de recibir a las vigas principales.
Figure 7. Large pivot girder prior to receiving the main longitudinal girders.

– *Full use of the back span interlocking systems in the existing bridge, both downward to balance the system with the force of gravity and upward to partially reduce the volume of the counterweight.*
– *Dimensioning to be able to use plain concrete as a filler, with no need to resort to aggregate or steel blocks, thereby minimizing construction time.*

- *Adjustment of the outermost lateral girders on the existing bridge at the mid-span edge to adapt to the existing central interlockings (Figure 8).*

The new swing bridge has a 99,2-m span between turntables, centres, and a total length of 135,2 m. Its full 20,45-m width comprises an 18-m carriageway, the two 0,6-m wide outer girders and a 1,25-m outer walkway [7].

The total weight of the steel structure in each leaf comes to approximately 820 t, 425 t of which correspond to the new structure. As in most of the bascule bridge, S355 J2 G3 structural steel was used in the new members.

The counterweights positioned in the back span weigh approximately 1 600 t each. Both their housing and connec-



Figura 8. Enclavamiento central.
Figure 8. Central interlocking.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 9. Recintos. Obra Civil.
Figure 9. Pits. Civil works.

El peso total de estructura metálica de cada una de las hojas es de aproximadamente 820 t de las que 425 t corresponden a la nueva estructura. La calidad del acero estructural utilizado en los elementos de nueva construcción es S355 J2 G3, la misma que se utilizó mayoritariamente para la fabricación del puente basculante.

Los contrapesos situados en la zona dorsal del puente son de aproximadamente 1600t cada uno. Su estructura de cierre exterior y vinculación con las vigas principales es metálica, y el relleno de su interior se realiza mediante hormigón en masa.

3. OBRA CIVIL

Los recintos, para albergar cada una de las hojas en su nuevo emplazamiento, están formados por los siguientes elementos principales (Fig. 9):

- Muro pantalla dorsal con forma circular de 48 m de desarrollo, 0,6 m de espesor y 14 m de profundidad, coronado por una viga riostra, sobre el que apoya la vía de rodadura absorbiendo la reacción trasera de los carretones y la carga vertical de los enclavamientos dorsales.

- Núcleo de parejas de pantallas portantes hasta la cota -38, rematados por una viga cargadero, de 2 m de canto y 5 x 5,2 m en planta, que constituye el apoyo de la rótula de giro.

- Losa de hormigón de solera en dos niveles; uno, a la cota -1,27 y de 0,35 m de espesor, en la zona dorsal dónde están situados las rótula y carriles de rodadura y otro de 0,30 m de espesor a la cota +0,50 (cuando el alzado del puente lo permite).

- Muros de contención en todo el perímetro de los recintos, donde destaca un nuevo pretil de hormigón in situ, de 80 m de longitud, en el lado correspondiente al cantil del muelle.

tion to the main girders are made of steel, while their interiors are filled with plain concrete.

3. CIVIL WORKS

The pits that house each of the leaves in the new site comprise the following main elements (Figure 9):

- *Rear circular diaphragm wall 48 m long, 0,6 m thick and 14 m deep, crowned with a tie beam on which the roller track rests, to absorb the reaction generated by the traction wheel units at the rear of the leaf and the vertical load generated by the rear interlockings.*

- *Core made of twin bearing diaphragms to depth -38, crowned with a 2-m deep girder measuring 5 x 5,2 m that constitutes the support for the turntable gear.*

- *Concrete slabs at two elevations: one 0,35 m thick at -1,27, in the back span area where the turntable and roller tracks are located, and another, 0,30 m thick at an elevation of +0,50 (where the bridge bottom allows).*

- *Retaining walls along the entire perimeter of the pits, featuring a prominent 80-m long cast-in-place concrete guard rail on the seaward side of the pier.*

The civil works also included machine rooms for each pit and a control tower for bridge operation on one side of the canal.

4. NEW SWING BRIDGE MOBILITY

4.1. Machinery

As noted in the foregoing, one of the main aims sought in the swing bridge was to keep the civil works involved at shallow depths. The importance of this objective was intensified by the need to avoid the interference with the America's Cup navigation canal that any other solution would have entailed.

Normally, the mechanism on swing bridges consists in a very deep vertical axis of rotation with two axial hinges and a turntable. Such an arrangement ensures that the axis of rotation can absorb bending moments and consequently that the weight of the structure can be centred there. In the present case, a very deep axis of rotation would have meant building foundations deeper than the structure of the existing navigation canal.

This led to the decision to use the turntable as a simple bearing member. The reaction appearing as a result called for the use of system of rollers at the rear of the member. The resultant generated by the self weight was thus divided between the bearing turntable and the reaction in the back span, which together would also absorb the transverse forces present during opening and closing operations, due primarily to wind action.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

La obra civil, además, incluye sendos cuartos de maquinaria en cada recinto y una torre de control, en una de las márgenes, para las maniobras del puente.

4. MOVILIDAD DEL NUEVO PUENTE ROTATORIO

4.1. Planteamiento General de los Mecanismos

Como ya se ha destacado anteriormente, uno de los planteamientos principales del puente rotatorio era realizar una obra civil de escasa profundidad, aspecto reforzado por la interferencia con el canal de navegación de la Copa América.

El mecanismo de giro habitual en los puentes rotatorios es de un eje de giro vertical de gran canto con dos rótulas axiales y una esférica. Esta disposición asegura que el eje de giro puede absorber momentos flectores y, por lo tanto, el peso de la estructura puede estar centrado en él. En este caso, un eje de giro de gran canto hubiera obligado a cimentar por debajo de la cota de la estructura existente de dicho canal de navegación.

De esta forma se decidió la utilización de una rótula esférica que actuara como apoyo simple, favoreciendo la aparición de una reacción trasera y, en consecuencia, la necesidad de materializar una rodadura. Así la resultante de peso propio se dividía entre la rótula de giro y la reacción dorsal, que a su vez absorberían los esfuerzos transversales durante los movimientos de apertura y cierre debidos, fundamentalmente, al viento.

El plazo de la obra también fue determinante en el diseño y fabricación de los mecanismos del puente, equipos altamente tecnificados con plazos de entrega muy ajustados. Los equipos fueron diseñados y fabricados en España.

Los mecanismos, que se diseñaron bajo los condicionantes expuestos, debían ser capaces de dar solución a los distintos comportamientos estructurales del tablero. Se analizaron, por lo tanto, las distintas características que debían cumplir tanto para el movimiento de cada hoja como para el servicio de la estructura cerrada. (Fig. 10 y 11).

Estructura en movimiento:

- Dos tableros isostáticos con apoyo central en la rótula de giro y una línea de apoyo dorsal.
- Acciones fundamentales sobre la estructura: Cargas permanentes y el viento.

Estructura en servicio:

- Puente hiperestático con 4 líneas de apoyos: los dos apoyos dorsales y las dos rótulas de giro.
- Empotramiento elástico en clave materializado mediante los enclavamientos frontales de cada hoja.

The construction time allotted was another determinant in the design and manufacture of the bridge machinery, all of which consisted in high technology equipment with long lead times. This equipment was designed and manufactured in Spain.

The mechanisms, which were designed to the limitations described, had to be able to provide a solution for deck structural behaviour in a number of scenarios. As a result, an analysis was conducted of the requirements imposed both by leaf movement and the service loads when the bridge was closed (Figures 10 and 11).

Structure in motion:

- *Two statically determinate decks resting centrally on a turntable, with a rear line of support.*
- *Main actions to which the structure is subject: permanent loads and wind.*

Structure in service:

- *Statically indeterminate bridge with four lines of support: the two rear supports and the two turntables.*
- *Elastic restraint at mid-span provided by the front interlockings on each leaf.*
- *Bridge exposed to the actions described in the Spanish "Code on actions to be considered in road bridge structural design" (IAP-98)[3].*



Figura 10. Movimiento de la hoja. Tableros isostáticos.
Figure 10. Leaf movement. Statically determinate leaves.



Figura 11. Puente cerrado. Hiperestatismo en servicio.
Figure 11. Bridge closed. Static indeterminacy (bridge in service).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026





Figuras 12 y 13. Carretones de apoyo dorsal.
Figures 12 and 13. Bearing traction wheels at rear of bridge.

- Puente sometido a las acciones de la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteraÓ(IAP-98) [3].

Las fases de movimiento fueron resueltas mediante el diseño de una serie de carretones eléctricos que materializando el apoyo (rodadura) trasero fueran capaces a su vez de producir la tracción necesaria para mover la estructura. La elevada distancia del apoyo dorsal a la rótula de giro (19,70 m) hizo que la fuerza necesaria para mover la estructura fuera reducida. Se fabricaron 8 carretones por hoja de 1.200 kN de capacidad unitaria máxima. (Fig. 12 y 13).

Por otra parte, los carretones debían ser capaces de compensar las acciones transversales producidas por el viento durante el movimiento, dado que el apoyo delantero del tablero era una única rótula esférica centrada en el eje del tablero. El efecto del viento transversal sobre el tablero se traducía en una ley triangular de presiones que sobrecargaría a cada carretón en función de su distancia al eje del tablero, produciendo así cargas inadmisibles en los carretones extremos.

Para asegurar el equilibrio del tablero y un buen reparto de cargas se definió un sistema hidráulico de compensación de cargas en los carretones con dos objetivos:

- Laminar el efecto de la distribución triangular de las cargas de viento.

- Materializar el apoyo de los ocho carretones en dos únicos puntos. De esta forma el apoyo del tablero en movimiento se materializaba con tres apoyos: rótula central y dos "patasÓhidráulicas en los carretones.

Los ocho carretones se conectaron hidráulicamente en dos grupos de equipresión de cuatro carretones cada uno a cada lado del eje del tablero. De esta forma se conseguía el doble objetivo, dado que cada grupo materializaba un apoyo en el centro geométrico de cada cuatro cilindros y, en cada grupo, todos los cilindros trabajaban con la misma carga.

The solution devised for bridge movement consisted in the design of a series of electrical traction wheels which constituted the rear support (roller assembly) and at the same time were able to generate sufficient drawing force to move the structure. Given the long distance between the rear support and the turntable (19,70 m), the force required is relatively small. Eight 1 200-kN traction wheels were installed on each leaf (Figures 12 and 13).

Moreover, the traction wheels had to be able to offset the transverse action exerted by the wind when the bridge is in motion, insofar as the front support of the deck is a single turntable centred on its mid longitudinal axis. Transverse wind action on the deck was found to translate into a triangular law of pressures that overloaded the traction wheels, to a greater or lesser extent depending on their distance from the deck centreline, generating unacceptable loads on the outermost wheels.

A hydraulic system was designed to offset traction wheel loads and thereby ensure deck balance and an even load distribution, to meet a dual purpose:

- *To flatten the effect of the triangular distribution of wind loads.*

- *To concentrate the support provided by the eight traction wheels at two sole points. This would mean that when in motion the bridge would rest on three supports: the central bearing turntable and the two hydraulic traction wheel "legs".*

The eight wheels were hydraulically connected to form two equal pressure groups consisting of four wheels each, with one group on each side of the deck. This arrangement met the aforementioned dual purpose, for each group constituted a support at the geometric centre of each set of four cylinders, and all the cylinders in each group worked under the same load.

When the bridge is in the closed position, the service loads are to be absorbed by the turntable and back span supports of the

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

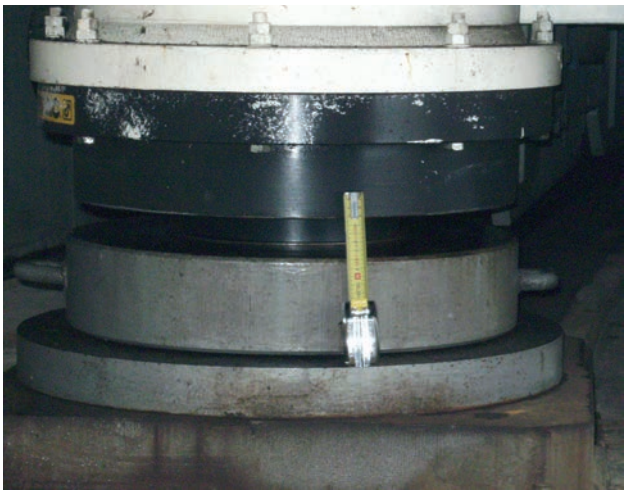


Figura 14. Pata de apoyo dorsal del puente.
Figure 14. Rear support leg.

En la posición de servicio las sobrecargas de uso debían ser absorbidas por los apoyos del puente, rótula central y apoyos dorsales. Los apoyos dorsales de movimiento definidos anteriormente sustentaban la carga en un doble sistema hidráulico diseñado para las cargas permanentes y el viento de maniobra. Los valores de las cargas de diseño del sistema, por lo tanto, eran muy inferiores a los del puente en servicio, por lo que se decidió no dimensionar estos mecanismos para esta fase. Por otra parte, sustentar en servicio el puente mediante un sistema hidráulico susceptible de averías o de pérdidas de aceite hubiera reducido la vida útil de los elementos.

Para el apoyo dorsal en fase de servicio se diseñaron unas patas de apoyo que realizaran la transmisión de cargas por contacto (Fig. 14). Se decidió disponer una pata a cada lado del tablero de 18 m de ancho, con lo que se mejoraba enormemente la estabilidad del tablero. El disponer únicamente dos patas respondió a la voluntad de eliminar hiperestatismos en el sistema de apoyo, el disponer más apoyos por tablero hubiera obligado a dotarlo de un sistema de regulación de cargas (normalmente hidráulico), que era lo que se quería eliminar.

Durante el movimiento los cilindros de los carretones elevan 15 mm el tablero, de forma que los asientos esféricos de las patas diseñadas para su apoyo fueran elevados respecto al carril. Una vez terminado el movimiento se recogía la carrera de los cilindros de forma que el puente bajaba a la cota de apoyo de servicio a la que se habían colocado las patas.

La estructura metálica donde se alojan los enclavamientos frontales del puente en ambas hojas fue modificada para que pudieran utilizarse en el nuevo. Para ello se tuvo en cuenta que debían permitir el movimiento de los dos tableros a la misma cota. Se realizó un estudio geométrico conjunto en planta y alzado de las operaciones de cierre de los tableros para comprobar que la geo-

bridge. The dual hydraulic system in the rear mobile supports defined above was supposed to support both the permanent loads and any wind loads present during bridge mobility. Since the design load values when the structure is in motion were much smaller than the loads to be withstood by the bridge when in service, these mechanisms were not dimensioned for this phase. Moreover, the use of a hydraulic system subject to failure or oil leaks to support the bridge would have shortened the service life of the components.

Consequently, uprights were designed to transfer loads in the back span by physical contact when the bridge is closed (Figure 14).One such leg was positioned on each side of the 18-m wide deck, thereby enhancing its stability considerably. The use of only two legs was intended to eliminate static indeterminacy from the support system: using more supports per deck would have necessitated a (normally hydraulic) load regulation system, which is precisely what the design sought to obviate.

During bridge movement, the cylinders in the traction wheels lift the deck 15 mm so that the spherical bases on the legs clear the roller track. With the bridge in place, the cylinders are drawn in to lower the leg to again rest on the deck.

The steel structure that houses the front interlockings on the two leaves of the bridge was re-worked to be used in the new configuration. The interlockings were redesigned to allow the two decks to move on the same plane. A joint geometric study was conducted of the transverse and elevation sections during deck closing operations to ensure that the geometry envisaged for the interlockings would suffice. The study showed that the leaves would have to be accorded greater allowance than initially designed to be able to close or open the bridge in the worst case scenario. This greater allowance was attained by tilting one of the leaves on its turntable to lower the mid-span end of the deck, so that when the two leaves move into their final horizontal position, one is at a lower elevation than the other.

This downward tilt at the end of the leaf is driven by two 4 500-kN synchronized cylinders housed in the support legs. The synchronized cylinders ensure that the tilting movements involved in raising the rear side of the leaf are fully controlled. Due to the structure's long cantilever, raising the



Figura 15. Basculamiento en clave de la hoja 1.
Figure 15. Mid-span tilt on leaf 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 16. Hoja 2 "barriendo" en el giro por encima de la hoja 1 basculada.
Figure 16. Leaf 2 clearing tilted leaf 1.



Figura 17. Rótula esférica real y modelo a escala reducida.
Figure 17. Real and scale model turntable.

metría dispuesta en los enclavamientos era suficiente. De los datos extraídos de este estudio se concluyó que había que dotar de mayor holgura de la proyectada a las hojas para poder realizar el movimiento en las condiciones más desfavorables. Para aumentar la holgura proyectada se decidió dotar a una de las hojas de un movimiento de basculamiento en alzado respecto a su rótula, para provocar un descenso en la clave, de forma que cuando la segunda hoja termina su movimiento la primera basculada está en posición a una cota más baja.

Por medio de dos cilindros sincronizados de 4.500 kN de capacidad máxima unitaria alojados en las patas de apoyo de una de las hojas se conseguía producir el basculamiento de la punta de la hoja. Los cilindros sincronizados producían un levantamiento de la parte trasera de la hoja de forma que el puente no tenía movimientos incontrolados, basculando así respecto a la rótula esférica de apoyo. Debido al gran voladizo de la estructura, levantando 50 mm la parte trasera del contrapeso se conseguía un descenso de la punta de la hoja de casi 180 mm, que daban al enclavamiento la holgura necesaria. (Fig. 15 y 16)

counterweighted rear side by 50 mm sufficed to lower the mid-span edge of the leaf by nearly 180 mm, providing sufficient clearance for the interlockings (Figures 15 and 16).

The interlocking sequence for the decks consists in the following phases:

- *Leaf 1 is swung into position.*
- *Leaf 1 is tilted downward 180 mm on the outer edge.*
- *Leaf 2 is swung into final position, aligning the two leaves transversely.*
- *Leaf 1 is titled upward and raised to the closing position.*
- *The mid-span ends are locked.*

4.2. Machinery

4.2.1. Bearing turntable

- *Maximum design load: 45 000 kN*
- *Maximum design rotation: 1º*
- *External diameter: 1 250 mm*
- *Contact surfaces: Orkot-stainless steel*
- *Maximum coefficient of friction: 0,15*
- *Service life: 50 years*

Two models, one static and the other dynamic, were used to engineer and make the turntables. The findings on deformation were used to build a ? scale model and run static trials to verify the calculations before proceeding to make the full scale turntable (Figure 17).

The test findings for the scale model were then applied in the manufacture of the actual turntables (Figure 18), which were in turn tested statically under a load of 30 000 kN prior to final assembly.

4.2.2. Roller tracks

Flame-cut steel strips with the necessary radius of curvature to support the wheels were used as roller tracks (Figure 19). The advantages to this solution were:

- *Flangeless wheels could be used for bridge rotation thanks to the existence of a fixed pivot point.*
- *There was no need to curve the track, a very sensitive operation in the manufacture and assembly of port crane-type tracks, for instance.*
- *The track joints could be mitred for smoother wheel travel.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

La secuencia de enclavamiento de los tableros quedó definida por las siguientes fases:

- Giro completo de la hoja 1.
- Basculamiento de la hoja 1: descenso de la punta de la hoja 180 mm.
- Fin del movimiento de giro de la hoja 2 y, por lo tanto, posicionamiento del puente en planta
- Basculamiento de la hoja 1: ascenso de la punta hasta la posición de cierre en alzado.
- Enclavamiento frontal.

4.2. Características de los Mecanismos

4.2.1. Rótulas esféricas de apoyo y giro

- Carga máxima de diseño: 45.000 kN
- Giro máximo de diseño: 1º
- Diámetro exterior: 1250 mm
- Superficies en contacto para el giro: Orkot-Inoxidable
- Coeficiente de rozamiento máximo: 0.15
- Vida útil: 50 años.

Para la fabricación de las rótulas de giro se realizaron dos modelos de cálculo, uno estático y otro dinámico. Con los datos extraídos del cálculo de las deformaciones se procedió a la fabricación de un prototipo a escala 1/4 para comprobar la bondad de los modelos de cálculo. Este modelo a escala reducida fue sometido a un ensayo estático previo a la fabricación de las rótulas a escala real. (Fig 17)

Con los resultados obtenidos del modelo a escala reducida se procedió a la fabricación de las rótulas reales (Fig 18), que a su vez fueron sometidas a un ensayo estático previo al ensamblaje definitivo de la rótula. La carga de ensayo a la que fueron sometidas fue de 30.000 kN.

4.2.2. Carriles de rodadura

Como carril de rodadura se utilizó una platabanda oxicortada con el radio de giro necesario para el apoyo de la rueda (Fig. 19). Esta decisión respondió a las siguientes premisas:

- Eliminar las pestañas de las ruedas, innecesarias para el movimiento de giro del puente debido a la existencia de un punto de giro fijo.
- Se eliminaba la operación del curvado del carril, punto delicado de la fabricación y montaje, en caso de que se hubiese utilizado un carril tipo de grúa portuaria.

4.2.3. Traction wheels with built-in hydraulic system

The main traction wheel system specifications are:

- *Eight 1 200-kN traction wheels per leaf. Sixteen units in all. Maximum load per wheel: 600 kN*
- *Flangeless 630 mm Ø wheels, 170 mm wide*
- *Hydraulic cylinder with a 60-mm stroke and a design load of 1 200 kN. Sixteen units in all.*
- *Cylinders fitted with adjustable bottoms of stroke for different working positions, and a mechanical stop.*
- *Groups of four cylinders working under equal pressure.*
- *Two 2,4-kW motors per track wheel. Thirty two units in all.*
- *Frequency shifter in each motor. Thirty two units in all.*
- *One built-in encoder (positioning system) in each traction wheel motor. Sixteen units in all. This positioning system and the system on the turntable are redundant.*

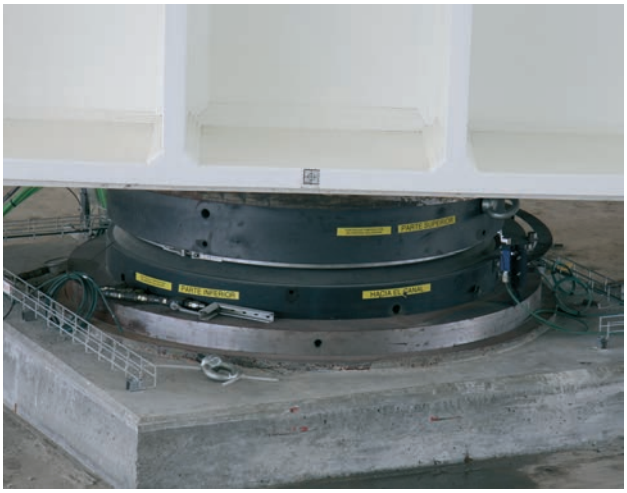


Figura 18. Rótula esférica en estructura.
Figure 18. Turntable after assembly.



Figura 19. Carril de rodadura.
Figure 19. Roller tracks.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

- Las uniones de carril pudieron realizarse a inglete, favoreciendo el paso de la rueda de un tramo de carril al siguiente.

4.2.3. Carretones de desplazamiento con sistema hidráulico integrado

Las características fundamentales del sistema de carretones son las siguientes:

- 8 carretones de 1.200 kN de capacidad máxima por hoja. 16 unidades en total. 600 kN de carga máxima por rueda.
- Ruedas de Ø630 mm sin pestañas y 170 mm de ancho.
- Cilindro hidráulico de 60 mm de carrera y 1200 kN de carga de diseño. 16 unidades en total.
- Cilindros equipados con finales de carrera para las distintas posiciones de trabajo y tope mecánico.
- Trabajo en equipresión en grupos de 4 cilindros.
- 2 motores por carretón de 2.4 Kw. 32 unidades en total.
- Variador de frecuencia en cada motor. 32 unidades en total.
- 1 Encoder por carretón (sistema de posicionamiento) integrado en el motor. 16 unidades en total. El sistema de posicionamiento es redundante con el de la rótula.

4.2.4. Patas de apoyo del puente para basculamiento

Se equipó las patas de una de las hojas con cilindros hidráulicos capaces de producir el basculamiento de la hoja completa, con las siguientes características:

- Dos cilindros sincronizados de 4500 kN de capacidad unitaria máxima.
- Sincronización de 1 mm de ajuste de carreras ente ellas.
- Carrera máxima de 150 mm.
- Giro estimado de 0,49º para producir un descenso de 180 mm en la punta.
- Los cilindros se diseñaron de forma que cuando no trabajaban eran capaces de transmitir 7.650 kN de reacción máxima en servicio.

4.2.5. Enclavamientos frontales y dorsales

Los equipos reutilizados del puente basculante fueron los mecanismos de enclavamiento frontal y dorsal (Fig 20). Dichos mecanismos consisten en un cilindro hidráulico de doble efecto trabajando a baja presión que acciona

4.2.4. Support legs for tilting bridge deck

The legs on one of the leaves were fitted with hydraulic cylinders able to tilt the entire leaf, with the following specifications:

- *Two synchronized 4 500-kN cylinders.*
- *Stroke synchronization to a precision of 1 mm.*
- *Maximum stroke: 150 mm.*
- *Estimated rotation of 0,49º to tilt the mid-span edge by 180 mm.*
- *The cylinders were designed so that when not working they could transfer reactions of up to 7 650 kN when the bridge is in service.*

4.2.5. Front and rear interlockings

The mechanisms for the front and rear interlockings (Figure 20) on the bascule bridge were used on the new swing bridge. These mechanisms consist in a low pressure, double acting hydraulic cylinder that drives a solid steel bar into the interlocking on the other deck at the front and into masonry wall penetrations at the rear.

With the rear interlockings in place, the mass of the counterweight could be optimized, for under this arrangement it need not offset the resultant of all the service loads, but rather only those not absorbed by the rear interlockings.

The front interlockings, in turn, ensure that elastic restraint is maintained at the mid-span bond between the two decks. Both front and rear interlockings were also recovered from the bascule bridge.

4.2.6. Operating control

All bridge manoeuvres are governed from a computer in the control tower. Bridge operation may be automatic, semi-auto-



Figura 20. Enclavamiento dorsal.
Figure 20. Rear interlocking

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

una barra maciza de acero que entra en el otro tablero en el caso de los cerrojos frontales, o en unos nichos en la obra civil en el caso de los cerrojos dorsales.

La reutilización de los cerrojos dorsales permitió la optimización del peso del contrapeso dado que éste no necesita compensar la resultante de todas las sobrecargas de uso, sino sólo las que no son capaces de absorber los cerrojos dorsales.

En el caso de los cerrojos frontales, su reutilización permitió que la unión de los tableros en clave del puente continuara materializándose con un empotramiento elástico.

4.2.6. Control de la maniobra

La maniobra completa está comandada por ordenador desde la torre de control. El accionamiento del puente puede ser automático, semiautomático (necesita ciertas confirmaciones del operador para seguir avanzando) o manual. Todo el proceso para la maniobra de movimiento de las hojas está vigilado por un sistema de alarmas, con indicación de fallos o averías.

Estas son algunas características del equipo:

- Anemómetro conectado al sistema. No deja comenzar las operaciones con un viento (medio o de ráfaga) por encima de los valores de referencia introducidos.
- Control electrónico de la maniobra: secuencia de operaciones definida en el programa.
- Rampas de aceleración y deceleración controladas electrónicamente.
- Control remoto del equipo por línea telefónica.
- Control manual de cada margen por separado.
- Encendido y apagado de semáforos terrestres y marítimos.
- Control de la valla móvil de cierre de entrada al puente.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

Como se ha expuesto anteriormente, uno de los aspectos principales que ha influido determinantemente tanto en el diseño como en el proceso constructivo fue el reducido plazo de ejecución de la obra (8 meses), que condicionó la elección de los medios a utilizar en la ejecución de la misma para conseguir dicho objetivo.

El reducido plazo de ejecución requirió una planificación detallada de todas las actividades a realizar desde el comienzo de las obras. Y, en algunos casos, el estudio de una solución alternativa en el caso de que la solución planteada inicialmente no fuera posible, debido a que al

matic (requiring operator consent at certain points to continue) or manual. The entire leaf swinging manoeuvre is monitored by an alarm system that signals failures or breakdowns.

Some of the specifications are listed below:

- *System fitted with an anemometer. Operation is blocked when wind speed (average or gusts) is higher than user-defined values.*
- *Electronic control of operations: software-defined sequence.*
- *Electronically controlled ramping.*
- *Remote control by telephone.*
- *Separate manual control of each leaf.*
- *On and off controls for land and sea traffic lights.*
- *Control over the mobile gate to enter the port.*

5. BUILDING PROCESS

As noted above, one of the main determinants for both the design and construction of the new bridge was the short time available to complete the works (eight months), which conditioned the choice of resources to be used to build it on schedule.

The short construction period called for detailed planning, from the outset, of all the activities to be undertaken. In some cases, an alternate approach had to be to foreseen in the event that the initial solution proved to be unfeasible, because in works involving adaptation of existing structures, not all the information is necessarily at hand in advance.

Furthermore, construction had to be conducted with only very sporadic interruption of the maritime traffic in the navigation canal. All activities, moreover, were conditioned by the works underway to build the Formula 1 Grand Prix circuit, which limited the space available for use in the vicinity of the new pits and even around the site of the bascule bridge. The works were also subject to partial deadlines by which the said area had to be fully evacuated.

Due to the short construction period, work in the new pit had to be performed at the same time as at the original site of the bascule bridge and both leaves had to be adapted simultaneously, all of which often entailed duplicating equipment.

The main construction stages, including both the civil works for the new pits and the structural adaptation of the bridge and its machinery, are described below.

5.1. Civil works for new pits

The site of the bascule bridge had to be evacuated in four months from the time the works began. Consequently, the civil works required to support the new swing bridge, i.e., all

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 21. Hinca de tablestacas alrededor de cada recinto.
Figure 21. Driving sheet piles around each pit.



Figura 22. Ejecución de pantallas dorsales.
Figure 22. Construction of rear diaphragm walls.

ser una obra de readaptación de algo ya existente se desconocían todos los datos.

La construcción se debía realizar sin interrumpir el tráfico marítimo por el canal de navegación salvo en ocasiones muy puntuales. Todas las actividades, además, estaban condicionadas por el resto de las obras para el circuito del GP de Fórmula 1, con la limitación de espacios a utilizar en las proximidades de los nuevos recintos e incluso en el propio área dónde se ubicaba el puente basculante, y con plazos parciales para dejar libre dicha zona.

Debido al reducido plazo de obra, fue necesario simultanear los trabajos de ejecución de los nuevos recintos con aquellos a realizar en el emplazamiento original del puente basculante, y además realizar dichos trabajos simultáneamente para las dos hojas del puente, lo que supuso en muchos casos duplicar equipos.

A continuación se describen las principales fases del proceso constructivo, tanto de la obra civil para los nuevos recintos, como la adaptación estructural del puente y sus mecanismos.

the work prior to re-positioning the bascule bridge deck in its new location, had to be completed within that four-month deadline.

The civil work to build the new pits began with the removal and re-positioning of the existing services and facilities on both sides of the navigation canal. This was followed by perimetric sheet piling to a depth of approximately -10 around each pit to control water inflows and subsequently drain both pits during construction (Figure 21).

The next stage consisted in demolition of the pier slab and removal, by crane, of the "Bara" blocks that crowned the canal structure, itself consisting in 80 m of double concrete diaphragm walls topped with a slab at a depth of -1,62. That depth, -1,62, was the maximum allowed for the pits, for interference with the canal structure would have lengthened construction time substantially.

Subsequently, the 0,6-m thick rear foundations that would constitute the perimetric support for the roller traction wheels were built at a depth of -15. The tops of these diaphragm walls were chipped for crowning with a concrete tie beam (Figure 22). The 0,8-m thick diaphragm wall modules, in turn, built at a depth of -38, constitute the foundations for the turntable. They are topped by a 2-m deep lintel beam, which was previously fitted with a 1,5-m deep low-strength submerged concrete cap.

The appearance of a jetty from an earlier dock intensified the complexity of all piling and diaphragm wall construction, which in the case of the diaphragms often translated into the need to mortar the excavation pits prior to re-excavation.

The construction of the new seaward side of the pier consisted in a cast in place concrete guard rail, using travelling formwork five metres long and draining to depth -1,62. The new guard rail was built to rest on the diaphragm walls existing in the navigation canal (Figure 23).

At the same time as the foregoing, demolition and excavation works were conducted in the areas of the docks to be occupied by the pits. This was followed by the construction of concrete slabs at two different elevations (Figure 24).

Water had to be constantly pumped out of the pits throughout concrete guard rail and pit slab construction.

Lastly, the perimetric walls were built in the pits and machine rooms, the transition slabs were cast and the space behind the walls was backfilled. The perimetric piling was removed after the civil works were completed.

Finishing the civil works within the four-month deadline necessitated duplicating equipment and working nearly simultaneously on both pits (Figure 25).

5.2. Structural adaptation of bridge and mechanisms

Approximately 95 % of the steel structure in the existing bascule bridge was reused to build the new swing bridge. This

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

5.1. Obra civil para los nuevos recintos

La zona dónde se situaba el puente basculante debía dejarse libre en cuatro meses desde el comienzo de la obra, plazo, por tanto, disponible para la realización de la obra civil necesaria para el apoyo del nuevo puente rotatorio antes del traslado de las hojas del puente basculante a su nueva ubicación.

Dicha obra civil para los nuevos recintos comenzó con la retirada y reposición de los servicios afectados e instalaciones previas existentes en ambas márgenes del canal de navegación, para, a continuación, realizar un tablestacado perimetral aproximadamente hasta la cota -10 rodeando completamente cada uno de los recintos, de forma que permitiera controlar la entrada de agua para el posterior agotamiento de los mismos durante su ejecución. (Fig. 21)

Se continuó con la demolición de la losa de superestructura del muelle y retirada mediante grúa de los bloques Bara que coronaban la estructura del canal (constituida por una doble línea de muros-pantalla de hormigón con una losa superior de cierre a la cota -1,62), en una longitud de 80 m. Dicha cota -1,62 limitaba la profundidad de los recintos para no interferir con la estructura del canal de navegación, lo que hubiese influido enormemente en el plazo.

Posteriormente se ejecutaron las pantallas de cimentación dorsales hasta la cota -15 y de 0,6 m de espesor que constituyen el apoyo perimetral de los carretones de rodadura. Dichas pantallas se remataron mediante su descabezado y ejecución de una viga riostra de coronación de hormigón armado (Fig. 22). Y los módulos pantalla hasta la cota -38 y de 0,8 m de espesor que constituyen la cimentación de la rótula de giro, coronados por una viga cargadero de 2 m de canto a la que previamente se ejecutó un tapón hidráulico de hormigón pobre de 1,5 m de canto.

Todos los trabajos de hinca de tablestacas y ejecución de pantallas se complicaron por la aparición de la escollera de un antiguo muelle, que en el caso de las pantallas obligaba en muchas ocasiones a amorterar los bataches para su reexcavación.

La ejecución del nuevo cantil del muelle se realizó mediante un pretil de hormigón in situ, utilizando un carro de encofrado de 5 m longitud, y agotamiento hasta la cota -1.62 apoyando el nuevo pretil sobre el muelle de pantallas existente en el canal de navegación (Fig 23).

Simultáneamente a las actividades anteriores se fue realizando la demolición y excavación de las zonas de los muelles a ocupar por los recintos, para continuar con la ejecución de los dos niveles de losa de solera (Fig 24).

Todos los trabajos de ejecución del nuevo pretil de hormigón y las losas del recinto exigieron bombeo continuo para agotamiento del agua que entraba a los recintos.



Figura 23. Ejecución del nuevo pretil del muelle
Figure 23. Construction of the new guard rail for the pier.



Figura 24. Ejecución de losas de solera.
Figure 24. SSlab construction.



Figura 25. Vista general de los recintos durante su ejecución.
Figure 25. Overview of the pits during construction

involved splitting the bascule bridge longitudinally down the middle and moving it to its current site, where a new steel central section was inserted between the two existing halves to widen the deck from eight to eighteen metres. The structure

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Por ultimo se ejecutaron los alzados del muro perimetral del recinto, cuartos de maquinaria, losa de transición y relleno del trasdós de los muros. Una vez completada la obra civil de los recintos se retiró el tablestacado perimetral.

La obra civil de ambos recintos se completó durante los primeros cuatro meses de obra, y requirió la duplicación de equipos que trabajaban casi simultáneamente en ambos recintos (Fig. 25).

5.2. Adaptacion estructural del puente y mecanismos

La estructura metálica del antiguo puente basculante se reaprovechaba aproximadamente en un 95% para conformar las nuevas hojas del puente rotatorio. Para ello fue necesario su corte longitudinal, traslado al nuevo emplazamiento, inserción de un nuevo tramo central de estructura metálica para adaptar la anchura de plataforma de 8 a 18 m, y la adaptación de la misma al nuevo movimiento rotatorio. Así mismo, se han reutilizado del puente basculante los sistemas de enclavamiento dorsal y de clave, que fueron revisados y probados.

La primera operación que se realizó en el emplazamiento del puente basculante fue la de completar la ejecución del relleno de la bocana en la zona ocupada por la sombra del puente. Para ello, se colocaron ambas hojas en posición vertical, dejando libre la zona en la que se efectuó, por métodos convencionales, dicho relleno, además se dió continuidad a los tubos existentes que realizan la conexión hidráulica para asegurar el flujo de aguas entre la dársena interior y el exterior del puerto.

Posteriormente se compactó dicho relleno, con el objetivo de crear una superficie con suficiente capacidad portante para el apeo sobre el mismo de las hojas del puente, tanto en sentido longitudinal una vez quedó eliminado el contrapeso que equilibraba las hojas manteniendo el centro de gravedad en el eje de rótulas, como en sentido transversal una vez realizado el corte longitudinal que divide en dos mitades cada una de las hojas. (Fig 26).

Durante el desarrollo de estas actividades, con las dos hojas en posición vertical, se extrajeron los enclavamientos y topes dorsales. Esta operación se realizó en ese momento dado que con las hojas en posición horizontal los enclavamientos quedan en la sombra de la viga riostra del recinto de pantallas y su extracción sería más compleja.

Una vez realizadas las operaciones anteriores se procedió a descender las hojas a su posición horizontal, momento en el que se realizó el corte y descenso de los contrapesos, simultaneándolo con trabajos de desmontaje de elementos de las hojas del puente como son la retirada de carriles, fresado de pavimento en las zonas de corte, eliminación de defensas, aceras, sistemas hidráulicos y eléctricos, etc.

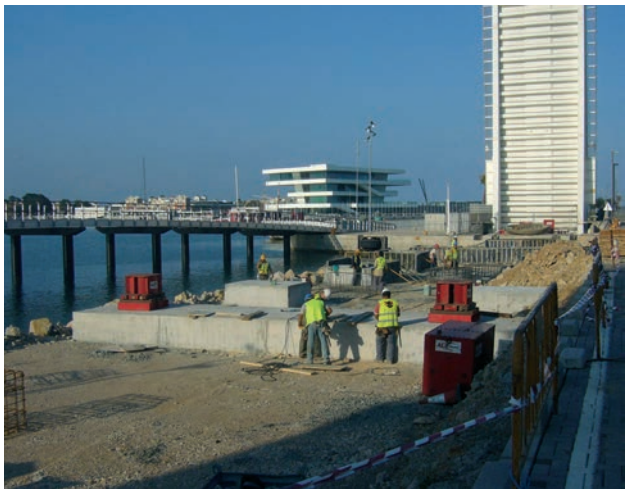


Figura 26. Ejecución de apeos sobre el relleno de la bocana.
Figure 26. Fill at harbour neck to provide provisional shoring for the deck sections.

also had to be adapted to the new swing arrangement. The bascule bridge back- and mid-span interlockings were inspected and tested for reuse in the swing bridge.

The first operation conducted at the site of the bascule bridge was to complete the fill at the neck into the inner harbour in the area occupied by the bridge footprint (when closed). This involved placing both leaves in their vertical position to vacate the area where conventional fill operations were to be conducted. At the same time, the existing pipes that provided for suitable water flows between the inner and outer harbours were extended.

The artificial terrain was subsequently consolidated to create a surface with sufficient bearing capacity to support the shored bridge leaves, both length-wise after the balancing counterweight was removed, maintaining the centre of gravity on the hinge, and width-wise, after the bridge was split into two longitudinal halves (Figure 26).

At the same time as the foregoing, with the two leaves in a vertical position, the rear interlockings and arresters were removed. This operation was performed in that phase because removal would have been more complex with the leaves in a horizontal position, when the interlockings are less accessible, for they lie underneath the tie beam in the pit.

When the foregoing operations were finished, the leaves were lowered into their horizontal position and split, while the counterweights were severed from the leaves and lowered into the pit. All of the above was performed at the same time as the tracks were removed, the pavement in the newly cut edge was milled, and the guard rails, walkways, hydraulic and electrical systems and so on were dismantled.

When the counterweight was removed, the centre of gravity of each leaf shifted from the hinge to a position several metres closer to mid-span, so the bridge rested on its hinges and the front end shoring, which was fitted with 1 500-kN jacks. The jacks were needed to monitor the reaction on the shoring at any given time and control the position of the centre of gravity in the leaves as the counterweight was emptied.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Al eliminar el contrapeso, el centro de gravedad de cada una de las hojas del puente pasaba de estar en el eje de rótulas a una posición adelantada varios metros hacia la clave, por lo que el puente quedaba apoyado en las rótulas y en los apeos delanteros provistos de gatos de 1.500 kN. Dichos gatos permitían en todo momento conocer la reacción en dichos apeos y controlar la posición del centro de gravedad de las hojas del puente mientras se vaciaba el contrapeso.

Además, para centrar la posición del centro de gravedad y tener mayor estabilidad de las hojas se dispusieron sobre el tablero una serie de contrapesos provisionales de hormigón.

Para retirar el contrapeso se cortó la chapa superior de piso y posteriormente con la ayuda de una retroexcavadora se realizó el vaciado de la mezcla de mortero y placas de acero que formaban dicho contrapeso de 4.300 kg/m^3 de densidad. Finalmente se realizaba el corte de la estructura metálica que lo sustentaba y unía a los cuchillos principales, desvinculándolo de la hoja del puente a la que pertenece, y se descendía mediante grúa al fondo del recinto-foso. (Fig. 27 y 28).

Una vez cortado el contrapeso, con el fin de asegurar la liberación completa de cada unas de las hojas respecto a la obra civil del foso y evitar incidencias durante la posterior maniobra de traslado con la grúa flotante, se realizó un pequeño gateo vertical. Para ello se utilizaron los gatos de 5.000 kN y 1.500 kN dispuestos en los apeos y se desvincularon las rótulas de la cimentación aflojando los tornillos que la unían a su plinto de apoyo sobre el recinto-foso. El peso de la estructura de cada una de las hojas sin contrapeso era de aproximadamente 500 t.

Posteriormente se procedió a extraer mediante grúas y a través del hueco que dejó dicho contrapeso, los cilindros hidráulicos principales que basculaban las hojas, y posteriormente se rellenó el interior de los recintos-foso.

In addition, a series of provisional concrete counterweights were set on the deck to establish the centre of gravity and enhance leaf stability.

To remove the counterweight, which had a density of 4 300 kg/m^3, the top steel plate was cut away to empty the mortar and steel plate mix out of the weight with the aid of a backhoe excavator. Finally, it was severed from the leaf by cutting through the steel structure supporting the weight and joining the two main girders. It was then lowered with a crane to the bottom of the pit (Figures 27 and 28).

Once the counterweight had been severed, each leaf was jacked up slightly to ensure that it was completely freed from the civil works in the pit to prevent possible incidents during re-siting. Floating cranes and the 5 000- and 1 500-kN jacks fitted on the shoring were used for this operation, which was not performed until the hinges were released from the foundation by loosening the bolts that anchored them to the plinth at the top of the pit. Without the counterweight, each leaf weighed approximately 500 t.

In a subsequent operation, cranes hoisted the main hydraulic cylinders used in leaf lifting manoeuvres out of the pit through the hole formerly occupied by the counterweight, after which the pits were covered up.

While still resting on the hinges and provisional shoring, the structures were flame cut to adapt the bascule bridge to the geometry of the new swing bridge (Figures 29 and 30).

The last member to be split in half was the hinge unit, which joined the two main girders.. At that point the transverse support for each half leaf consisted in footing that rested on the covered pit (Figure 31).

A section at the mid-span edge of each leaf measuring approximately 12 m (including the interlocking) was cut away from the rest and carried to a nearby esplanade to make the necessary changes to adapt the main girders at and around the interlocking, bevel the deck to adapt the structure to the new swing movement, mount and weld the new central section





Figuras 27 y 28. Vaciado con retroexcavadora y descenso del contrapeso.
Figures 27 and 28. Emptying counterweight with back hoe excavator and lowering counterweight into the pit.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



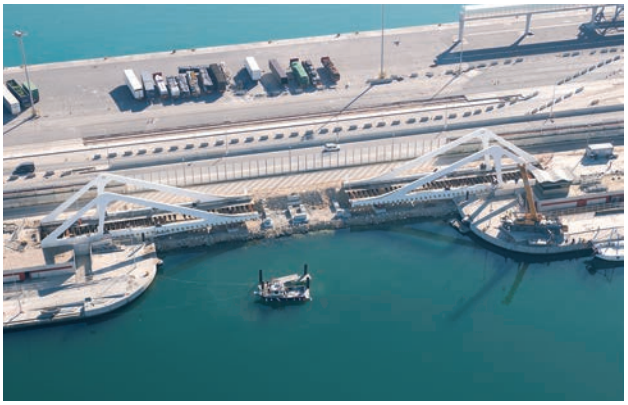


Figura 29 y 30. Cortes en estructura metálica del puente basculante.
Figures 29 and 30. Splitting the steel structure on the bascule bridge.

A continuación, con la estructura apoyada en las rótulas y los apeos provisionales dispuestos, se realizan los cortes, mediante oxicorte, necesarios para la adaptación de la estructura del puente basculante a la nueva geometría del puente rotatorio (Fig. 29 y 30).

El último elemento en ser cortado fue el mamparo de giro, que unía transversalmente cada uno de los cuchillos principales. En ese momento el apoyo transversal de cada semihoja se realizó mediante una zapata apoyada sobre el relleno del foso. (Fig. 31)

Después de cortar los aproximadamente 12 m de estructura en zona de puntas de cada hoja (con el enclavamiento de clave incluido), se trasladaron a una explanada próxima para realizar allí las modificaciones necesarias para adaptar los cuchillos principales en la zona de enclavamiento, ejecutar los cortes a inglete del tablero para adaptar la estructura al nuevo movimiento rotatorio, montaje y soldadura de los nuevos tramos centrales, para finalmente realizar un montaje en blanco con objeto de comprobar la coincidencia y junta de los tramos de clave, y realizar pruebas con los cerrojos de enclavamiento.

Una vez completado el corte longitudinal, y tener cada una de las dos hojas dividida en dos mitades, se procedió mediante una grúa flotante de 1200 t de capacidad, al izado, transporte y posicionamiento de cada una de ellas en su emplazamiento definitivo dentro de los nuevos recintos ya completados para recibirlas. La maniobra con la grúa flotante duró tres días. El peso aproximado de las semihojas transportadas era de 170 t. Se estudió la posición del centro de gravedad para que el izado y transporte posterior se hiciera con las semihojas en posición horizontal. (Fig. 32 y 33).

El nuevo mamparo de giro se colocó en los recintos previamente al traslado de las semihojas, de forma que estas se unieron provisionalmente a dicho elemento, mediante uniones atornilladas, quedando arriostradas transversalmente mientras se completaba la soldadura definitiva.

and finally proceed to a trial assembly to verify whether the positions of all the elements on the two mid-span sections matched. The interlocking bars were also tested.

When the two halves were completely sundered longitudinally, a 1 200-t floating crane was used to hoist, carry and position each in its permanent location in the new pits prepared to receive them. The floating crane operation lasted three days. The approximate weight of the half leaves was 170 t. The position of the centre of gravity was determined to be able to hoist and carry the half-leaves in a horizontal position (Figures 32 and 33).

The new pivot girder was set into the pits prior to repositioning and provisionally bolting the half-leaves to the member, which served as transverse shoring until the permanent welding operations were completed.

Each half-leaf was laid on a series of shoring towers in its permanent horizontal location, but at an elevation approximately one metre above the actual position to be able to assemble and weld the new steel sections while at the same time mounting machinery, turntable, rear roller rails and interlocking bars and drive systems in the new pits.

Once the four half-leaves were in place in the new pits and each pair separated by a 10-m void to house the new central



Figura 31. Corte en mamparo de giro.
Figure 31.Splitting the hinge unit.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026





Figuras 32 y 33. Traslado con grúa flotante de las semihoja.
Figures 32 and 33. Re-positioning of the half-laves with a floating crane.

Cada una de las semihojas se situaron en planta en su ubicación definitiva, sobre una serie de torres de apeo, pero desplazadas verticalmente aproximadamente 1 metro por encima de dicha posición, lo que permitió simultanear trabajos de armado y soldadura de los nuevos tramos metálicos con el montaje de mecanismos, rótulas, vías de rodadura dorsal, cerrojos de enclavamiento trasero y sistemas de accionamiento en los nuevos recintos.

Finalizado el transporte de las cuatro semihojas y situadas en su posición en los nuevos recintos, separadas entre sí 10 m para alojar entre ellas el nuevo tramo central, se procedió al montaje y soldadura de cada uno de los elementos que completan la estructura (Fig. 34). El peso total de la nueva estructura metálica a añadir es de 850 t.

Como paso previo a la soldadura, se realizó la preparación de los bordes de la estructura metálica antigua a los que, posteriormente, se van a soldar los bordes de la nueva.

Para poder disponer de cierta holgura en el corte longitudinal del puente basculante y en el montaje del nuevo tramo central de 10 m (cuyas vigas longitudinales extremas tienen sección doble T) se cortaron las viguetas transversales de una de las semihojas en la longitud necesaria para absorber dicha holgura, a las cuales posteriormente se dio continuidad por medio de unos carretes externos con la misma sección. (Fig. 35)

El montaje en obra de la estructura metálica se realizó de forma convencional, sobre apeos sobre los que se colocaron, con la ayuda de grúas automóviles, las distintas unidades que forman la nueva estructura metálica. Posteriormente, se realizó la soldadura de continuidad entre los distintos tramos.

Los tramos de clave, una vez completados en la explanada, realizado el montaje en blanco y las pruebas en los cerrojos de enclavamiento, se transportaron mediante pontona a cada una de las márgenes del canal de



Figura 34. Semihojas en posición antes de incorporar los nuevos tramos centrales de 10 m. de achura.
Figure 34. Half-leaves in position before inserting the new 10-m central sections.



Figura 35. Unión entre tramos nuevos y existentes.
Figure 35. Bond between new and existing sections.

section, all the elements comprising the structure were assembled and welded (Figure 34). In all, the new steel structure weighed 850 t.

The edges of the existing steel structure were prepared for welding to the edges of the new section before proceeding to weld.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 36. Traslado de los tramos de clave después del montaje en blanco.
Figure 36. Moving the mid-span sections after provisional assembly



Figura 37. Colocación de la rótula
Figure 37. Positioning the turntable gear.

navegación y se montaron sobre las torres de apeo con la ayuda de grúas automóviles. (Fig. 36)

Las labores de montaje y soldadura en obra de la estructura metálica se simultanearon con los trabajos de instalación de los mecanismos, equipos hidráulicos y eléctricos que permiten el movimiento rotatorio del puente.

La rótula se colocó sobre su plinto de apoyo en la obra civil del recinto, previamente nivelada con un mortero autonivelante sobre el que se dispuso una placa anclada con pernos Nelson. La superficie inferior del mamparo de giro se mecanizó en obra en una superficie de

To provide for some allowance in the longitudinal shearing of the bascule bridge and the assembly of the new 10-m central section (whose longitudinal edges have I-section girders), the transverse joists on one of the half-leaves were cut back and subsequently lengthened by means of extensions having the same section (Figure 35).

Conventional worksite procedures were used to build the new steel structure, whose various parts were set on shoring with the aid of self-moving cranes and then welded together.

After the mid-span sections had been adapted, the positions of the various elements on the two decks matched and the interlocking bars tested, they were carried by a pontoon to the respective side of the canal, where they were set on shoring towers with the aid of automotive cranes (Figure 36).

Worksite assembly and welding were performed at the same time as the machinery and hydraulic and electrical equipment needed for the swinging motion of the bridge were installed.

The turntable was set onto a steel plate anchored with Nelson bolts to the masonry plinth built in the pit, which had been previously smoothed with a self-levelling screed. The bottom of the pivot girder was machined on site over an area measuring 2x2 m² to ensure that it bonded perfectly to the turntable and was completely parallel to the steel plate on the base. At the end of the jacking operation, each bascule bridge leaf rested on the turntable (Figure 37).

The roller tracks were installed prior to the traction wheels, taking special care to keep the tracks level and in the right horizontal position. The back-span traction wheels were installed once the leaves were in their permanent positions (after jacking and positioning on the turntable) and after stake-out operations had been conducted and any necessary geometric adjustments made in the supports that anchor the wheels to the counterweight. The same procedure was used to assemble the fixed and mobile legs and adjust the pieces that anchor them to the counterweight (Figures 38 and 39).

The mid-span modifications were performed without removing the front interlockings from their position between the



Figura 38. Colocación de carretones
Figure 38. Traction wheel installation.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

2x2 m, de forma que se consiguiera un perfecto apoyo en toda la superficie de la rótula, y el paralelismo con la placa de apoyo inferior. Cada una de las hojas del puente basculante quedó apoyada sobre la rótula al final de la maniobra de gateo. (Fig. 37)

Los carriles de rodadura se montaron previamente a la colocación de los carretones cuidando mucho la nivelación de los mismos y su posicionamiento en planta. Los carretones dorsales se colocaron una vez estuvieron las hojas en su posición final (después de realizado el gateo y apoyo en rótula), apoyándolos provisionalmente en su posición mientras se tomaron medidas para realizar los ajustes geométricos necesarios en las piezas soporte que los vinculan y unen con el contrapeso. De la misma manera se montaron las patas fijas y móviles, y se realizaron los ajustes correspondientes en las piezas que las unen al contrapeso. (Fig. 38 y 39)

Durante la ejecución de los trabajos de modificación de la estructura metálica en la zona de clave, los enclavamientos frontales quedaron alojados en su posición dentro de las vigas principales de cada hoja. Durante el montaje en blanco de dicha clave se realizaron las comprobaciones de funcionamiento y encaje de los cerrojos en cada una de las hojas.

Los enclavamientos dorsales fueron retirados en las fases iniciales de la obra y su colocación en la zona de ampliación dorsal se realizó durante los trabajos de montaje y soldadura de la estructura metálica.

Además, previo al gateo de la estructura, se montaron las instalaciones eléctricas e hidráulica que tenían acceso limitado con la estructura en su posición definitiva, y una vez alcanzada esta se colocaron el resto de elementos en función de sus plazos de suministro y finalización de cuartos de maquinaria y torre de control.

Una vez terminados los trabajos de armado y soldadura en obra de la estructura metálica, cada una de las hojas se encontraba apoyada en apeos provisionales en la vertical de su posición definitiva, pero aproximadamente 1 m por encima de la misma, por lo que fue necesario descenderlas hasta su cota final.

Para realizar dicho movimiento vertical se utilizaron cuatro gatos de trepa de 3.000 kN de capacidad, dos a dos a cada lado de la rótula y bajo el mamparo de giro, y otros dos gatos de trepa de 5.000 kN de capacidad bajo las vigas longitudinales doble T del tablero, a unos 28,5 m por delante de la rótula. Dichos gatos se dispusieron sobre la solera de los fosos con sus correspondientes rampones de reparto y sobre picaderos de madera de alta resistencia, de forma que se fueron realizando gateos de 100 en 100 mm.

Durante todo el proceso de gateo se realizó un estricto control topográfico de la geometría, posición y alineación de cada una de las hojas, y se fueron las correcciones necesarias antes de dejarlo en su posición definitiva.



Figura 39. Colocación de patas de apoyo.
Figure 39. Support leg assembly.

main girders on each leaf. During the trial assembly, the interlocking bars on the two leaves were tested for due operation and appropriate fit.

The rear interlockings, removed in the early stages of the works, were re-positioned in the extended back-span area at the same time as the steel structure was being assembled and welded.

Moreover, before jacking was undertaken, assembly was completed on the electrical and hydraulic facilities to which access would be limited once the structure was in its permanent position. The rest of the elements were installed as they were supplied, after the civil works were completed on the machine rooms and control tower.

As the leaves were assembled and welded while in place transversally but resting on provisional shoring that raised them approximately one metre above their permanent position, they eventually had to be lowered to their final elevation.

This lowering operation was performed with four 3 000-kN climbing jacks, two on each side of the turntables underneath the swinging members, and two 5 000-kN climbing jacks placed under the I-section longitudinal girders in the deck at around 28,5 m forward of the turntable. The jacks stood on high strength wooden blocks, which in turn rested on load distribution platforms set on the floor of the pit, to lower the leaves 100 mm at a time.

Throughout this process, leaf geometry, position and alignment were subjected to strict topographic control and all necessary corrections were made before the leaves were lowered to their permanent position.

In addition to the jacking equipment, a system was devised to correct for any possible transverse or longitudinal deviations in leaf position during lowering. In the last 50-100-mm run before the leaves were set into position, the steel structure was staked out one last time to ensure that it was correctly positioned with respect to the turntable (Figures 40 and 41).

Once the leaves were in their permanent position, resting on the turntables and traction wheels, plain concrete was

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026





Figuras 40 y 41. Gateo y apoyo en rótula.
Figures 40 and 41. Jacking and resting leaf on turntable.

Además del equipo de gateo, se dispuso un sistema para corregir posibles desviaciones en planta de las hojas durante el descenso, tanto en sentido transversal como longitudinal. De forma que a falta de unos 50-100 mm para el apoyo final sobre la rótula se realizó un último replanteo de la estructura metálica para asegurar su correcta posición respecto de la rótula (Fig. 40 y 41).

Una vez las hojas estuvieron en su posición definitiva, apoyadas en las rótulas y en los carretones, se procedió al relleno con hormigón en masa del contrapeso, mediante bombeo a través de unas bocas dispuestas a tal fin en la chapa de piso del tablero.

Dicho hormigonado se realizó en varias fases; la primera, de 0,2 m de espesor, se ejecutó previamente al desapeo y gateo de forma que colaborase con la chapa de fondo del contrapeso a resistir sin apear el resto del peso de hormigón fresco. El resto del hormigonado se realizó en varias tongadas de una altura aproximada de 0,75 m, hasta completar una altura de 4 m.

Como el centro de gravedad de cada hoja antes de rellenar el contrapeso se encontraba por delante de la rótula, el equipo de gateo se mantuvo durante el hormigonado del contrapeso para garantizar la estabilidad de las hojas en sentido transversal y longitudinal. Además, con los gatos de los carretones se tenía un control de la reacción que se obtenía en los mismos durante el relleno del contrapeso (Fig. 42).

La obra se completó con la ejecución de la torre de control, cuartos de maquinaria, valla fija perimetral, valla móvil, equipamiento eléctrico e hidráulico.

Las últimas actividades correspondieron a remates y acabados, capa final de pintura de acabado a la estructura metálica completa, pavimentación del puente, aceras, señalizaciones, nuevas defensas a ambos lados de la calzada, prueba de carga, pruebas de los equipos mecánicos, hidráulicos, y eléctricos, y ajustes finales.

Dentro de los ajustes finales hay que destacar los llevados a cabo para el control de las maniobras de apertura y cie-

pumped into the counterweights through one of the openings made in the deck floor for that purpose.

Concrete was cast by phases: the first lift, 0,2 m deep, was poured prior to de-shoring and jacking so that it would work together with the bottom plate steel in the counterweight to withstand the rest of the fresh concrete weight with no need for shoring. The rest of the concrete was cast by lifts approximately 0,75 m high, to a total height of 4 m.

Prior to filling the counterweight the centre of gravity in each leaf was forward of the turntable. Consequently, the jacking equipment was not removed until the concrete was cast into the counterweight to guarantee the transverse and longitudinal stability of the leaves. Moreover, the jacks under the traction wheels ensured that wheel reaction could be controlled as the counterweights were filled (Figure 42).

The works were completed with the construction of the control tower, machine rooms, fixed perimetric fencing, mobile fencing and the electrical and hydraulic equipment.

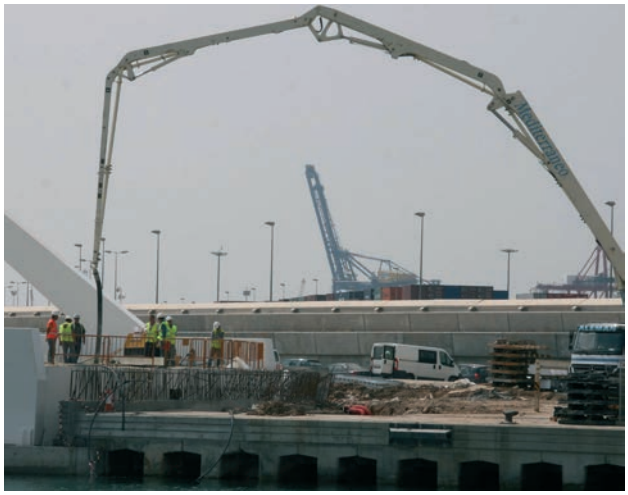


Figura 42. Hormigonado de contrapeso.
Figure 42. Casting concrete in the counterweight.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026





Figura 43 y 44. Vistas generales del Puente Rotatorio.
Figures 43 and 44. Overviews of the swing bridge.

rre del puente y el accionamiento de todos los equipos. Además se realizó un ajuste final de las cotas en clave, puesto que en el momento de realizar el proyecto y definir las contraflechas de los cuchillos principales en la zona de clave, se desconocía el pavimento a utilizar y la situación y tipo de la barrera para las carreras de Formula 1.

El primer movimiento y cierre de las hojas del puente rotatorio se realizó a finales del mes de Mayo resultando un éxito. La primera carrera del GP de Fórmula 1 en el Circuito Urbano de Valencia se celebró el 24 de Agosto de 2008.

6. CONCLUSIONES

A modo de conclusión se detallan a continuación los aspectos fundamentales logrados en el diseño y construcción del nuevo puente:

- Reutilización prácticamente completa de la estructura metálica principal del puente basculante original. Dicho objetivo se ha llevado a cabo considerando la transformación de las sobrecargas de uso y equilibrando el incremento de las cargas permanentes en la nueva solución de movimiento rotatorio.

- Reutilización de los sistemas de enclavamiento central y dorsal.

- Optimización de la ampliación y refuerzo del tablero ortótropo teniendo en cuenta el nuevo uso del puente.

- La solución adoptada fue llevada a cabo para lograr la celebración del Gran Premio de Fórmula 1 en agosto de 2008. El plazo de ejecución de la obra propiamente dicha se reducía, de este modo, a sólo ocho meses (octubre 2007 a mayo de 2008). Este objetivo fue posible gracias a la reutilización del puente existente, a la disponibilidad de los materiales para la ampliación y refuerzos del tablero, y a los potentes equipos adicionales auxiliares utilizados.

Lastly, all the necessary finishes were completed, including a final coat of paint on the entire steel structure, paving for the bridge and walkway, signing, erection of guard rails on both sides of the walkway, load testing and mechanical, hydraulic and electrical equipment trials.

Final adjustments were also made, primarily for bridge opening and closing manoeuvres and equipment operation. The mid-span elevation was likewise adjusted, for the design was drafted and the mid-span area camber on the main girders was defined before either the type of pavement or the type of wall for the Formula 1 races had been determined.

The swing bridge was successfully closed during the first trial conducted in late May. The first Formula 1 GP race on Valencia's street circuit was held on 24 August 2008.

6. CONCLUSIONS

By way of conclusion, the essential features of the design and construction of the new bridge are listed below:

- *Nearly all the main components of the steel structure in the original bascule bridge could be reused. This objective was met despite the differences in service loads and the need to offset the greater permanent loads in the new swing bridge.*

- *The original central and rear interlockings were reused.*

- *Widening and reinforcement of the orthotropic deck were optimized, in keeping with the new use for the bridge.*

- *The solution adopted was implemented to be able to host the Formula 1 Grand Prix on 1 August 2008, reducing total construction time to only eight months (October 2007 to May 2008). This objective was possible thanks to the reuse of the existing bridge, the availability of the materials needed to broaden and reinforce the deck and the powerful additional ancillary equipment used.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

- Estructura innovadora ya que es la primera vez que en España se utiliza un puente rotatorio sobrecontrapesado, con bogies como elemento motriz aprovechando la reacción dorsal.
- Solamente un conjunto multidisciplinar de profesionales es capaz de llevar a cabo una obra tan compleja como esta en un plazo tan reducido.

AGRADECIMIENTOS

La presente obra ha sido posible gracias a la estrecha colaboración y trabajo de todas las partes implicadas, Dirección de Obra, Proyectistas, Dirección Técnica de Dragados y FPS, y empresas Constructoras.

Destacar especialmente el trabajo de todo el equipo de obra, Faustino Cereceda, Alberto Nieto, Ceferino Ferrer, Francisco Aguilar y tantos otros que han dado lo mejor de su experiencia y esfuerzo para conseguir, en un tiempo reducido, esta compleja realización.

REFERENCIAS

[1] Martínez Calzón J., Pozo Moya, C., Álvarez Andrés J.J., Hué Ibargüen P., Ortega Arias A., Tarquis Alfonso F: "Puente levadizo en el Puerto de ValenciaÓ *Hormigón y Acero*. nº 221-222. Tercer y cuarto trimestre de 2001. p. 3-24.

[2] Martínez Calzón J.: "Puente basculante en el Puerto de Valencia. Situación presente y posibilidades de ampliaciónÓ En: *CEA2004 Congreso de la estructura de Acero,* 2004. La Coruña, España.

[3] Ministerio de Fomento. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. IAP-98. Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes. Dirección General de Carreteras. 1998.

[4] Martínez Calzón J., Pozo Moya, C., Álvarez Andrés J.J.: "Puente basculante en el Puerto de Valencia para la conexión de los muelles transversales de levante y ponienteÓ En: *II Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Vol. 4.* Noviembre 2002. Madrid, España. p. 2283-2292.

[5] Hué Ibargüen M.P., Ortega Arias A., Tarquis Alfonso F.: "Construcción del Puente Móvil en el Puerto de ValenciaÓ En: *II Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Vol. 4.* Noviembre 2002. Madrid, España. p. 2293-2303.

[6] Martínez Calzón J., Ladrón de Guevara Méndez, G.: "Swing Bridge for the Formula 1 Race Course on Valencia HarbourÓ En: *EUROSTEEL 2008. 3-5 Septiembre 2008.* Graz, Austria.

The structure is innovative because this is the first counterweighted swing bridge in Spain to use bogies as a mobile element, taking advantage of the reaction in the back span.

Only a multi-disciplinary team of professionals can guarantee the successful completion of such a complex undertaking on such a tight schedule.

ACKNOWLEDGEMENTS

The works described in this article were possible thanks to the close collaboration and efforts of all concerned: site supervision, design engineers, Dragados and FPS engineering offices, and builders.

The entire works team merits acknowledgement: Faustino Cereceda, Alberto Nieto, Ceferino Ferrer and Francisco Aguilar, along with many others whose experience and dedication were instrumental to carrying this complex project through in record time.

REFERENCES

[1] Martínez Calzón J., Pozo Moya, C., Álvarez Andrés J.J., Hué Ibargüen P., Ortega Arias A., Tarquis Alfonso F. "Puente levadizo en el Puerto de Valencia". Hormigón y Acero, Third and fourth quarter 2001, No. 221-222, p. 3-24.

[2] Martínez Calzón J. "Puente basculante en el Puerto de Valencia. Situación presente y posibilidades de ampliación". In: CEA2004 Congreso de la estructura de Acero, 2004. La Coruña, Spain.

[3] Ministerio de Fomento. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. IAP-98. Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes. Dirección General de Carreteras, 1998.

[4] Martínez Calzón J., Pozo Moya, C., Álvarez Andrés J.J. "Puente basculante en el Puerto de Valencia para la conexión de los muelles transversales de levante y poniente". In: II Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Vol. 4. November 2002. Madrid, Spain. p. 2283-2292.

[5] Hué Ibargüen M.P., Ortega Arias A., Tarquis Alfonso F. "Construcción del Puente Móvil en el Puerto de Valencia". In: II Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Vol. 4. November 2002. Madrid, Spain. p. 2293-2303.

[6] Martínez Calzón J., Ladrón de Guevara Méndez, G. "Swing Bridge for the Formula 1 Race Course on Valencia Harbour". In: EUROSTEEL 2008, 3-5 September 2008. Graz, Austria.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

[7] Hué Ibargüen M.P., González Patiño, N.: "Reubicación y adaptación a nuevos usos del Puente Basculante existente en el Puerto de ValenciaÓ *Puertos*. Nº 149. Enero-Febrero 2009. p.45-54.

[7] Hué Ibargüen M.P., González Patiño, N. "Reubicación y adaptación a nuevos usos del Puente Basculante existente en el Puerto de Valencia". Puertos, January-February 2009, No. 149, p.45-54.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / *LIST OF PARTICIPANTS*

Nombre de la Obra: *Name*:	Reubicación del Puente Móvil del Puerto de Valencia *Relocation of the Valencia Harbour drawbridge*
Promotor: *Developer*:	Autoridad Portuaria de Valencia *Valencia Port Authority*
Autores del Proyecto y Asistencia Técnica a la Dirección: *Authors of the design and providers of technical assistance for site management*	Julio Martínez Calzón y Ginés Ladrón de Guevara (MC-2 Estudio de Ingeniería, S.L.)
Dirección de las Obras: *Site management:*	Ignacio Pascual Navarro y Miguel Bernat Sellés.
Empresa Constructora: *General contractor:*	UTE DRAGADOS-CYES-FPS *DRAGADOS-CYES-FPS joint venture*
Gerente de la UTE: *Joint venture manager:*	Faustino Cereceda Pérez

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

INGENIERÍA

INVESTIGACIÓN

CONSTRUCCIÓN

GRUPO APIA XXI

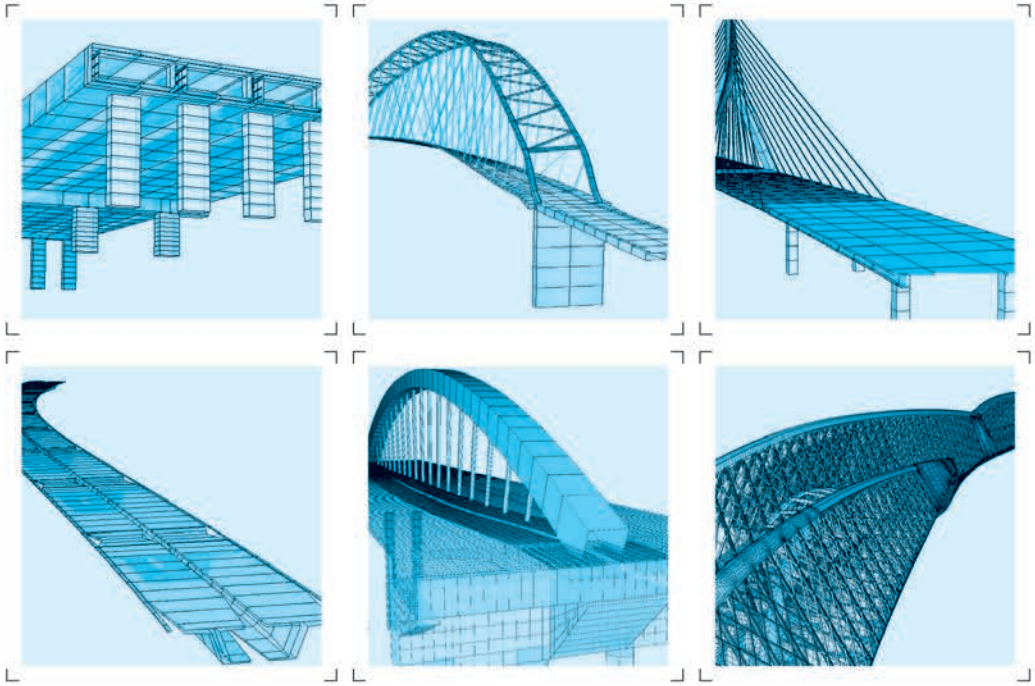
www.grupoapiaxxi.com



SOFiSTiK

FINITE ELEMENT SOFTWARE

Bridge Design



- Graphical and Parametric Modeling
- Axis-Based Geometry Concept
- 3D Internal and External Tendon Geometry for Beams and Shells
- Construction Methods (ILM, BCM, FCM), Time Dependent Effects, Pre-Camber, Cable Forces
- Library of Load Models with Traffic Loader
- Influence Lines and Surfaces
- High-Performance Solvers (Iterative, Parallel)
- Integrated Design (EC, BS, AASHTO, AS, EHE)
- Moving Load Dynamics, Seismic Analysis, Nonlinear Calculations, Dynamic Wind, CFD

www.sofistik.es · sofistik@calter.es

CALTER ingeniería

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Viaducto de Pujayo

Pujayo Viaduct

Marcos Jesús Pantaleón Prieto[1,2], Óscar Ramón Ramos Gutiérrez[1,2] y Guillermo Ortega Carreras[1]

Recibido | *Received:* 20-07-2008
Aceptado | *Accepted:* 01-04-2009

Resumen

El Viaducto de Pujayo (perteneciente al tramo Molledo – Pesquera de la Autovía Cantabria – Meseta) permite el paso de la autovía sobre el valle del río Galerón. Se trata de un viaducto de hormigón pretensado, construido por el método de avance en voladizo, de 420 m de longitud total, distribuidos en 5 vanos perfectamente encajados en el valle de luces 60 m + 3 x 100 m + 60 m. La sección transversal del tablero, de canto variable entre 6.0 y 2.5 m, es un cajón monocelular con almas inclinadas, capaz de alojar, en una única plataforma de 26.10 m de anchura, las dos calzadas de la autovía. Las pilas, rectangulares de doble canto variable, tienen una altura máxima de 64 m.

Palabras clave: Avance en voladizo, hormigón pretensado, canto variable, dovelas, instrumentación.

Abstract

The Pujayo Viaduct (which belongs to the Molledo – Pesquera section of the Cantabria – Meseta Highway) crosses over the valley of the Galeron River. The viaduct consists of a prestressed concrete bridge, constructed by the balanced cantilever method, with a total length of 420 m, distributed in 5 spans, perfectly placed into the valley. The 3 central spans are 100 m long, whereas the side ones are 60 m long. The monocelular box cross-section of the girder, with inclined webs, has a variable height, between 2.5 and 6.0 m. The highway consists of 2 roadways, one with 2 lanes and the other with 3 lanes, all of them placed in a single 26.10 m wide deck slab. The maximum height of the piers is 64 m. They have a rectangular cross-section, whose depths vary both linearly in longitudinal and transversal directions.

Keywords: *Balanced cantilever, prestressed concrete, variable height, segments, bridge monitoring system.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 108 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) APIA XXI, S.A. (Santander, España).
(2) Universidad de Cantabria (Santander, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* oramos@apiaxxi.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

1. DESCRIPCIÓN GENERAL

El Viaducto de Pujayo (perteneciente al tramo Molledo – Pesquera de la denominada Autovía Cantabria – Meseta) permite salvar el valle del río Galerón, junto al pequeño pueblo de Pujayo del cual toma su nombre el puente. El viaducto, de 420 m de longitud total con una secuencia de vanos de 60 m + 3 x 100 m + 60 m, se inscribe en una curva en planta de 600 m de radio, que hace necesario disponer un peralte del 8% en la sección transversal de la autovía. En alzado el puente se desarrolla según un acuerdo cóncavo, de parámetro Kv = 7500 m, cuyo punto bajo se halla situado próximo a la pila 3 (Figura 1).

Los elevados valores paisajísticos y medioambientales del valle del río Galerón (con proliferación de pinos, hayas y robles en sus laderas), condicionaron el diseño del puente con una única pila por punto de apoyo y una luz mínima en los vanos centrales de 100 m, tal y como prescribía la Declaración de Impacto Ambiental. La disposición de una sola pila en cada apoyo conduce necesariamente a proyectar un único tablero, capaz de albergar los 26.10 m de anchura total de la plataforma de la autovía (con tres carriles de circulación en el sentido ascendente y dos en el descendente). Si bien para el Viaducto de Pujayo hubieran resultado igualmente válidas otras tipologías (como las de tablero mixto con celosía metálica de canto constante, por ejemplo), ya en fase de proyecto se optó por compartir formalmente la misma tipología de tablero y el mismo proceso constructivo que para el Viaducto de Montabliz [1], perteneciente al mismo tramo de autovía.

De este modo la sección transversal del tablero está compuesta por un cajón monocelular de hormigón pretensado de almas inclinadas y con sendos voladizos laterales, construido por el método de avance en voladizo con dovelas hormigonadas *in situ*. El canto del tablero, con variación parabólica, alcanza una altura máxima de 6.0 m sobre la sección de apoyo en pila y una altura mínima de 2.5 m en el centro de luz. De esta forma la esbeltez (relación de la luz L frente al canto) varía desde un valor de L/16.6 en pila hasta los L/40 en centro de luz de los vanos, lo que indica la notable esbeltez de este viaducto. En los vanos laterales la parábola de definición del canto es la misma en los 50 m a cada lado de la pila, y se une al estribo con un tramo de 10 m de longitud y canto constante 2.5 m.

La anchura de la tabla superior del cajón es constante e igual a 15.70 m, mientras que la tabla inferior presenta una anchura variable entre los 7.10 m en la sección de pilas hasta los 12.17 m en la sección de centro de luz. Para completar los 26.10 m de anchura de la plataforma se disponen a cada lado del cajón central sendos voladizos laterales de 5.20 m de longitud y 0.25 m de canto. Estos voladizos están rigidizados cada 5.0 m por unos nervios transversales, que se prolongan desde los extremos hasta la parte interior del cajón (Figura 2).

Por razones de durabilidad, el pretensado de construcción (con trazado recto a través de la cabeza y losa superior) se ha dimensionado para trabajar con un hormigón permanentemente comprimido en la tabla superior (expuesta a la utilización de sales fundentes por las nevadas). En las T de las pilas 1 y 4 este pretensado se



Figura 1. Vista aérea del viaducto, con el pueblo de Pujayo al fondo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

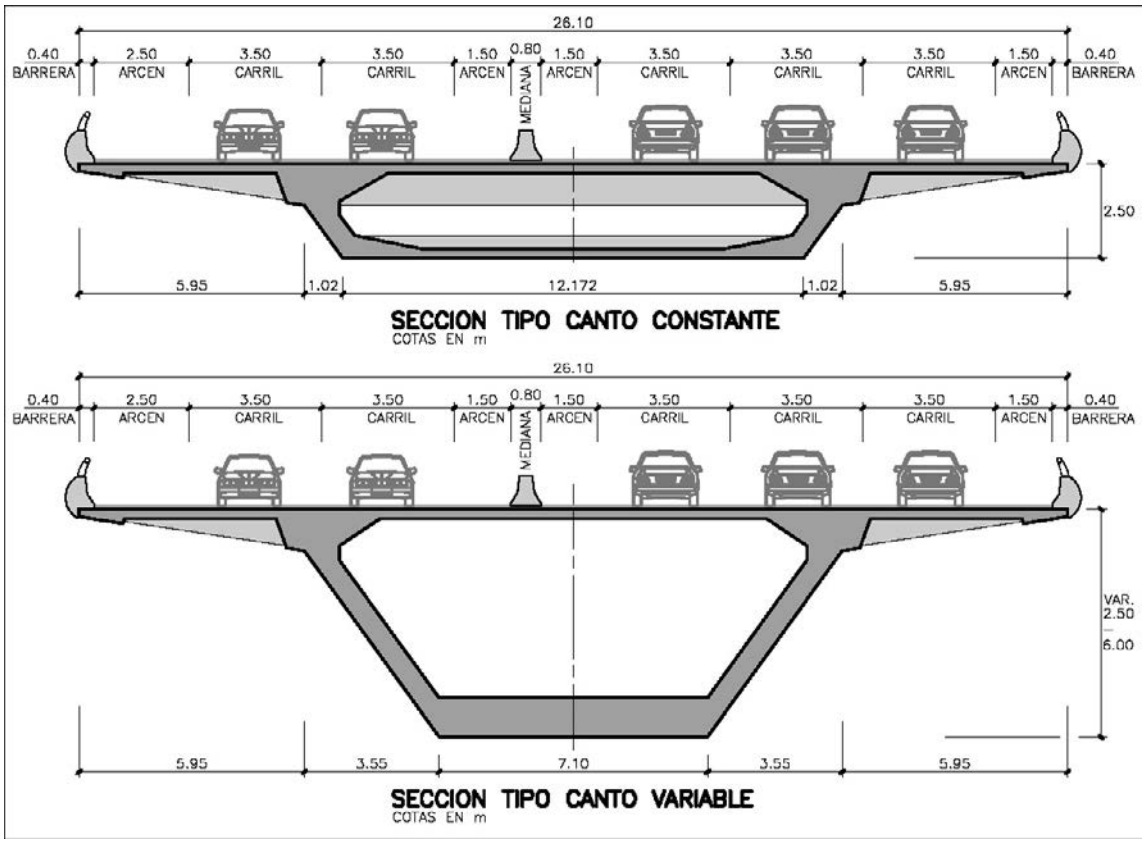


Figura 2. Sección transversal del tablero.

compone de un total de 68 tendones de 19 cordones de 0.6Ó Para optimizar el ciclo de ejecución de las dovelas, en las T de las pilas 2 y 3 se decidió emplear tendones de 31 cordones de 0.6Ó de esta forma el número total de tendones en cada una de estas T fue sólo de 42, con lo que se vieron facilitadas las labores de ferrallado y hormigonado de la zona de anclajes.

El pretensado de continuidad de los vanos centrales se compone de un total de 34 tendones de 12 cordones de 0.6Ó Estos tendones discurren por la tabla inferior del tablero, siguiendo su trazado parabólico, anclándose en unas cuñas dispuestas a tal efecto sobre la losa inferior. En la parte extrema de los van,os laterales se dispone un pretensado de continuidad formado por 10 tendones de 19 cordones de 0.6Ó Por el extremo del voladizo los tendones se anclan en unas cuñas dispuestas en la tabla inferior de las dovelas 6 y 7. Discurren por las cartelas de la tabla inferior siguiendo su trazado parabólico hasta que llegan a los 10 m finales de canto constante, construidos sobre cimbra. En ese momento los tendones comienzan a subir por las almas, con un trazado parabólico, hasta anclarse en el diafragma de estribo (Figura 3).

También se ha dispuesto un pretensado vertical en las almas, garantizando la ausencia de fisuración por cortante en estos elementos [2].

Las pilas presentan una sección transversal rectangular hueca, con un espesor de tabiques de entre 0.40 m y 0.60 m, de aristas redondeadas. Todas las pilas parten de las mismas dimensiones en cabeza (7.1 m de anchura x 4.2 m de canto). La doble variación del canto (con pendiente 1/50 en la dimensión transversal y 1/75 en la dimensión longitudinal) conduce a dimensiones distintas en la base de cada pila, en función de su mayor o menor altura (Figura 4).

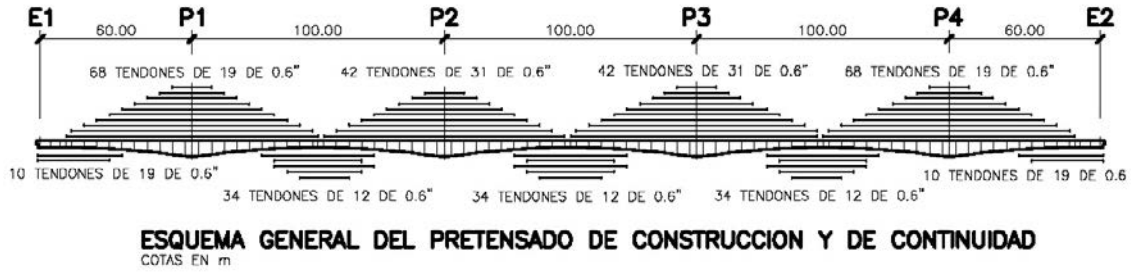


Figura 3. Pretensado longitudinal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

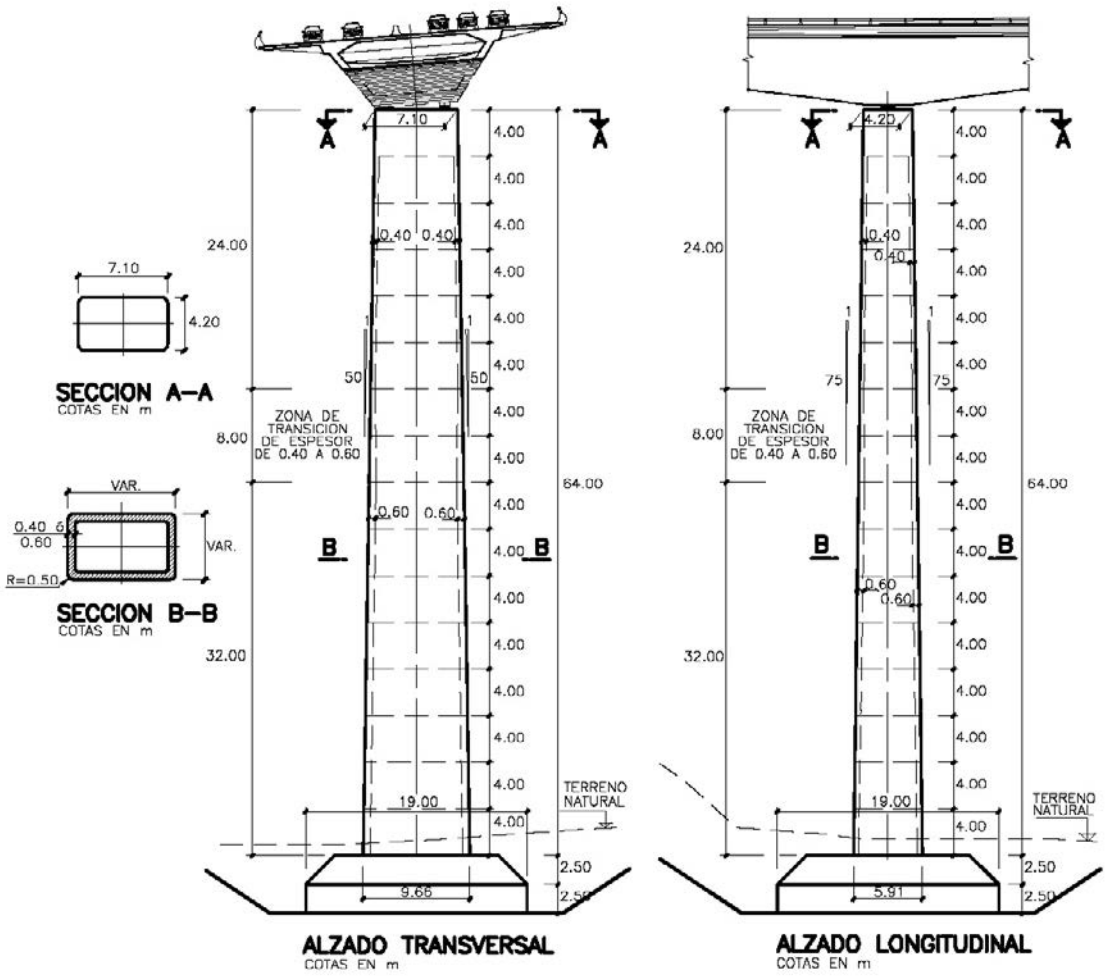


Figura 4. Geometría de pila 2.

La altura de las pilas laterales es de 28.0 m, en el caso de la pila 1, y de 34.4 m, en el caso de la pila 4. Las pilas centrales son más altas, llegándose a alcanzar 64.0 m de altura en la pila 2 y 60.0 m en la pila 3.

Respecto a su cimentación, las pilas 1 y 3 se cimientan de forma profunda mediante 28 pilotes, de diámetro ϕ 1.50 m. Los pilotes son recogidos en cabeza por un encepado de planta cuadrangular de 19.0 m x 19.0 m y canto total de 5.0 m. La pila 2 presenta una cimentación superficial, siendo la geometría de la zapata resultante idéntica a la de los encepados de las pilas 1 y 3. En cuanto a la pila 4, se adoptó una cimentación profunda de 32 pilotes, de diámetro ϕ 1.50 m y separación entre ejes de 3.0 m, cuyas peculiaridades se detallarán más adelante.

Los estribos son cerrados, con muros en vuelta. La anchura total de los estribos es de 26.0 m, necesarios para dar cabida a todo el ancho del tablero. La altura máxima del estribo 1 es de 8.3 m sobre la cara superior de la cimentación, y de 21.5 m en el caso del estribo 2 (por necesidad de buscar el plano adecuado de cimentación). Los dos estribos se cimentaron de forma directa mediante zapatas rectangulares. En el caso del estribo 1 la zapata es de dimensiones 26.62 m x 9.25 m en planta y 1.50 m de canto, y en el caso del estribo 2 las dimensiones son 26.62 m x 17.0 m en planta y 2.50 m de canto.

2. PROCESO CONSTRUCTIVO

2.1. Construcción de las T

El proceso constructivo considerado para el tablero del viaducto ha sido el de avance en voladizos sucesivos desde las pilas. Pero durante el avance en voladizo únicamente se construye el cajón central de 15.70 m de anchura, hormigonándose posteriormente los voladizos laterales del tablero una vez que se realiza el cierre de los vanos.

Siguiendo este esquema, una vez concluidas las pilas 1 y 4 se inició el avance en voladizo del tablero, materializándose la típica composición en T formada por la pila y los "brazosÓ del tablero que van prolongándose a cada lado de ella. Para garantizar la estabilidad del conjunto, la unión entre tablero y pilas ha sido diseñada de forma que, temporalmente, las pilas sean capaces de empotrar también el giro longitudinal del primero. Para ello se proyectaron unos muretes provisionales de hormigón, situados entre la coronación de las pilas y el fondo del tablero, a través de los cuales se prolongó la armadura vertical de las pilas hasta introducirse en las dovelas 0 del tablero.

Particularmente laborioso fue el inicio de los trabajos de construcción del tablero sobre la pila 1, pues era la pri-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 5. Montaje de carros de avance sobre dovela 0.



Figura 6. Construcción de la T de la pila 2.

mera vez que se acometía este tajo en la obra. Tanto las labores de ejecución de la dovela 0, como las de montaje y posicionamiento del potente carro metálico de avance de 140 t de peso, ocuparon un periodo de casi 4 meses (Figura 5).

El ciclo de construcción de una dovela comienza con el avance del carro hasta el frente de la última dovela hormigonada. Posteriormente se posiciona el carro con la contraflecha adecuada y se procede al ferrallado y hormigonado de la dovela. Por razones de optimización del ciclo las operaciones de ferrallado y hormigonado se realizaban en dos fases: primero la losa inferior del cajón y posteriormente las almas y la losa superior. Una vez hormigonada la dovela (siempre desde adelante a atrás para que la propia deformación del carro de avance no perjudique la junta entre dovelas) se desencofraba y finalmente se tesaban los tendones del pretensado isostático, o de construcción, finalizando así un ciclo con una duración media de 10 días (pero que, una vez optimizado y con condiciones meteorológicas favorables, se llegó a rebajar hasta los 7 días). De esta forma se construyeron un total de 9 dovelas de 5.0 m de longitud a cada lado de la pila 1, más una dovela extrema de 2.5 m de longitud.

Paralelamente a la construcción de la T de la pila 1 estas mismas operaciones se desarrollaron en la T de la pila 4, empleando otra pareja de carros.

Una vez acabada la T de la pila 1 la pareja de carros de avance fue desmontada y trasladada a la T de la pila 2, y con este mismo carro de avance se construyó a continuación también la T de la pila 3 (Figura 6).

2.2. Cierre de los vanos y corte del blocaje provisional de pilas

Los vanos 1 y 5 tienen 60 m de luz total. Desde las pilas 1 y 4 se construyen por avance en voladizo 50 m de cada vano. Los 10 m restantes hasta llegar a los estribos E1 y E2, de canto constante 2.5 m, se construyeron con la ayuda de una cimbra porticada convencional apoyada sobre el terreno (Figura 7).



Figura 7. Cimbra fase lateral vano 5.

Una vez cerrados los vanos laterales, y tras la construcción de las T de las pilas 2 y 3, se procedió al cierre de los vanos centrales. Se comenzó por los vanos 2 y 4 y se dejó para el final el vano 3.

Para la ejecución de estas dovelas de cierre de los vanos centrales, de 2.5 m de longitud, se descartó la utilización de los carros de hormigonado de dovelas debido a su elevado peso (140 t), que podría causar problemas de fisuración en la dovela de cierre recién hormigonada al ser retirados.

Se optó por diseñar una estructura más ligera que limitara los movimientos relativos entre los extremos de los voladizos durante el hormigonado de la dovela de cierre y hasta que ésta adquiriese la resistencia necesaria. La estructura utilizada se compone del encofrado inferior de los carros (que se encarga de soportar el peso del hormigón fresco) y de dos estructuras gemelas dispuestas sobre la losa superior del tablero (una sobre cada alma de la sección transversal) que se encargan de transmitir de un voladizo al otro los esfuerzos generados por las acciones gravitatorias y térmicas. Cada una de estas estructuras está formada por dos vigas metálicas doble T de 0.90 m de canto, arriostradas entre sí. La transmisión de esfuerzos de las vigas a las dovelas se realiza por medio de apoyos materializados mediante

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

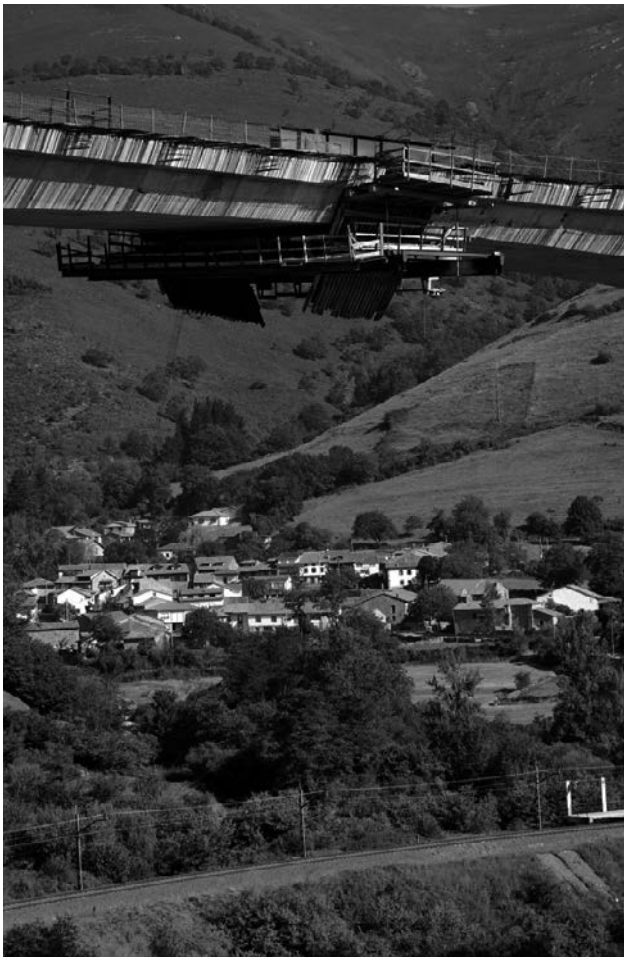


Figura 8. Estructura de cierre.



Figura 9. Corte de blocaje provisional de pila.



Figura 10. Carro para hormigonado de nervios laterales.

tacos de madera (que transmiten los esfuerzos de compresión) y por barras verticales pasantes pretensadas (que transmiten los esfuerzos de tracción). Por uno de sus extremos la estructura auxiliar se empotraba al voladizo de hormigón (utilizando para ello un doble apoyo que transmite el momento flector por un mecanismo de tracción-compresión). Por el extremo contrario la estructura auxiliar estaba simplemente apoyada en el otro voladizo de hormigón (Figura 8). Con este esquema estructural ambos voladizos quedaban unidos entre sí mediante una rótula, que impedía el desplazamiento relativo entre los extremos de ambos voladizos, pero que sí permitía el giro relativo entre ambos. Con la rigidez de la estructura finalmente diseñada se comprobó que el valor máximo de este giro relativo era lo suficientemente pequeño para que las fuerzas de desviación (causadas por el quiebro que se provocaba) en los tendones del pretensado de continuidad fueran asumibles.

Conforme se iban cerrando los vanos se procedía a liberar el empotramiento entre tablero y pilas. Para ello fue necesario cortar las barras de armadura que conectaban pila y tablero, así como el hormigón de los muretes. La operación de corte se realizó mediante hilo de diamante desde unas plataformas instaladas alrededor de la cabeza de pilas (Figura 9). Dado el gran peso de los bloques a retirar la operación de corte se tuvo que dividir en varias fases.

Conforme se iban cortando los muretes la carga vertical del tablero sobre la pila se iba se iba transfiriendo a los aparatos de apoyo. Para asegurar que esta transferencia de carga no se produjese de forma brusca, el recinto estanco entre tablero y pila, limitado por los muretes de empotramiento, se rellenó con arena. Esta arena iba saliendo de forma progresiva al ir cortando los muretes, garantizándose así que el acoplamiento final del tablero sobre los aparatos de apoyo se hacía amortiguadamente.

2.3. Voladizos laterales

Los trabajos de hormigonado de los voladizos laterales del tablero en los vanos 1 y 2 comenzaron antes incluso de que se acometiera el cierre definitivo del cajón en el vano 3, con el fin de acortar el plazo final de terminación del viaducto.

La construcción de estos voladizos comenzaba con la ejecución de la parte volada de los nervios transversales. Para ello se utilizaban unos carros específicos de hormigonado que se anclaban en el cajón ya construido (Figuras 10 y 11).

Una vez realizados los nervios se hormigonaba *in situ* la losa de los voladizos laterales. Para ello se utilizaban

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 11. Nervios laterales.

unos encofrados que se colgaban de los nervios construidos previamente (Figura 12). Tras el hormigonado de la losa se descolgaban los encofrados haciéndolos girar alrededor del borde libre de la losa y se recuperaban con una grúa automóvil situada sobre el tablero.

Posteriormente, se optimizó la construcción de los voladizos laterales mediante la utilización de prelosas apoyadas en los nervios previamente ejecutados, con lo que se evitaba el uso de los encofrados (con el consiguiente ahorro de tiempo). Estas prelosas tenían 0.08 m de espesor y sobre ellas se vertía *in situ* el hormigón necesario para completar el resto de la losa. Las prelosas presentaban la particularidad de carecer de celosía electrosoldada en la zona contigua al cajón ya construido. La razón de esta ausencia de celosía electrosoldada estriba en que interfiere con las esperas de la armadura transversal de los voladizos laterales (Figura 13). Por este motivo el hormigonado del voladizo lateral se hacía en dos fases: primero se hormigonaba la zona que sí contaba con celosía electrosoldada y después, cuando ésta endurecía, se completaba el hormigonado de la zona sin celosía electrosoldada contigua al cajón central.

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. Esquema estructural del viaducto en servicio

El Viaducto de Pujayo, desde el punto de vista del análisis estructural, es esencialmente una viga continua de hormigón pretensado, de 5 vanos, simplemente apoyada en las pilas y estribos.

Bajo este esquema de cargas, la sección cajón monocelular del tablero ofrece un óptimo rendimiento para soportar los esfuerzos a que se ve sometida: las cargas gravitatorias derivadas de su propio peso, el peso del firme y las barreras de seguridad y las sobrecargas de tráfico y nieve, así como los esfuerzos fundamentalmente horizontales derivados de la acción del viento. Asimismo, y dada la gran anchura total de la sección, el cajón cerrado manifiesta también un óptimo comportamiento frente a los esfuerzos de torsión y distorsión que generan las cargas excéntricas [3].

El diseño del canto variable del tablero obedece, evidentemente, a razones de economía del material y de adaptación a las propias leyes de esfuerzos (no sólo durante la fase en servicio, sino también durante el proceso constructivo). Igualmente, el efecto Resal por la inclinación de la tabla inferior, sometida a elevadas compresiones en la zona de pila, alivia de forma no despreciable el trabajo a cortante de las almas, lo que permite disminuir su espesor.

En cuanto a las pilas, la conexión pilas – tablero del viaducto ofrece una transmisión nítida de fuerzas entre



Figura 12. Encofrado para hormigonado *in situ* de voladizos laterales.



Figura 13. Prelosas para hormigonado *in situ* de voladizos laterales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 14. Detalle del apoyo del tablero sobre la pila.

ambos elementos, sin restringir la libertad de giro (Figura 14).

La rigidez transversal de las pilas viene condicionada por la necesaria capacidad resistente y deformacional frente a los esfuerzos de viento transversal en el tablero y en la propia pila, así como para el obligado empotramiento a torsión del tablero en esos puntos.

Longitudinalmente las pilas extremas y los estribos permiten el libre desplazamiento tablero – pila, evitando innecesarios sobreesfuerzos debidos a los fenómenos reológicos y térmicos del hormigón; el equilibrio de fuerzas longitudinales se establece en las pilas centrales, más esbeltas y más cercanas al teórico punto fijo del tablero, lo que reduce el nivel de solicitaciones por los movimientos impuestos del tablero.

3.2. Esquema estructural durante la construcción

Este esquema resistente, descrito anteriormente, no es sino el resultado final de una evolución constante en la forma de trabajar del puente a lo largo de todas y cada una de las fases del proceso constructivo.

El principio básico sobre el que se asienta el método constructivo mediante avance en voladizos sucesivos es el de materializar estructuras parciales autorresistentes, de forma que cada nueva dovela del tablero pueda "apoyarseÓen la parte de tablero previamente ejecutada, y todo el conjunto quede confiado, en última instancia, a la estabilidad y soporte que proporcionan las pilas.

De esta forma, es fácil imaginar que durante construcción del tablero por avance en voladizo toma una importancia especial la vinculación tablero-pila. Así pues, como ya se ha descrito anteriormente, en esta fase el tablero se empotra temporalmente en las pilas.

Bajo este esquema estructural clásico en forma de T (tablero empotrado en las pilas durante la construcción por voladizos sucesivos), el dimensionamiento longitudinal de las pilas vino condicionado básicamente por los esfuerzos debidos a la descompensación de cargas gravitatorias y de viento durante el avance en voladizo. Las pilas han sido proyectadas admitiendo el hormigonado descompensado de una dovela completa, y también se ha considerado la influencia de la asimetría en la distribución y magnitud de las cargas de peso propio a uno y otro lado de la T. Igualmente, se ha considerado también la hipótesis accidental de caída del carro de hormigonado que, como es habitual, se consideró que sólo era posible durante la maniobra de avance, lo que se traduce en que no se admite la posibilidad simultánea de descompensación de una dovela y caída de carro [4]. Dados los pesos de las dovelas y de los carros de avance y la longitud de los sucesivos voladizos del Viaducto de Pujayo, la hipótesis crítica, que condicionó el dimensionamiento de los fustes de las pilas, fue la de caída de carro.

El hecho de que las pilas admitiesen, durante el avance en voladizo, la descompensación de una dovela, permitió la disposición no centrada de los cierres de los vanos centrales (lo que presentaba ventajas desde el punto de vista constructivo). Así pues, para la construcción por avance en voladizo de las diversas T se parte de una dovela 0 sobre cabeza de pilas de 5.0 m de longitud. A partir de esta dovela se añaden, en cada brazo de la T, 9 dovelas de 5.0 m de longitud cada una (Figura 15). En las T de pilas 1 y 4 se añade además una dovela 10, pero de sólo 2.5 m de longitud. De esta forma, en estas dos T la longitud final de voladizo construida es de 50 m, contados desde eje de apoyos. En la T de pila 2 no existe esta dovela 10 final, por la que la longitud final de ambos brazos de la T es de sólo 47.5 m. Finalmente, en la T de pila 3, la dovela 10 de 2.5 m de longitud sólo se construye en el brazo norte, que alcanza una longitud final de voladizo de 50 m, mientras que el brazo sur se queda con una longitud final de 47.5 m. De este modo, al final de su construcción la T de la pila 3 queda descompensada.

Como ya se ha indicado, el dimensionamiento de las secciones de la pila viene condicionado por la hipótesis



Figura 15. Construcción de la T de la pila 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

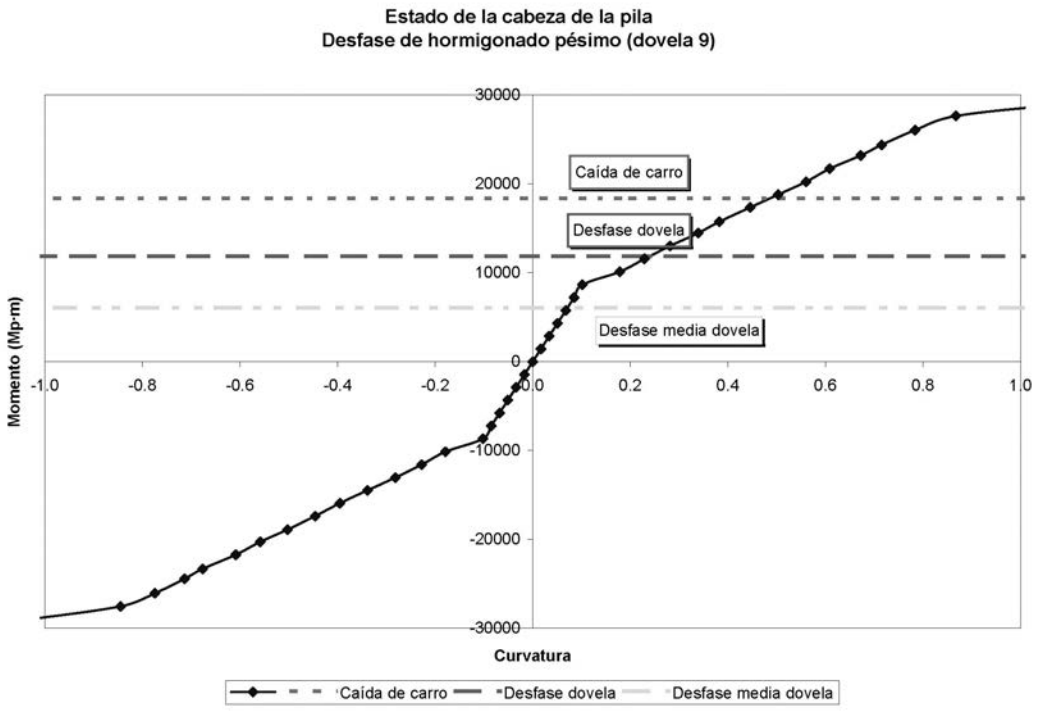


Figura 16. Diagrama momento-curvatura para la cabeza de la pila durante el hormigonado de la dovela 9.

de caída de carro durante el avance en voladizo. Por otra parte, puesto que el hormigonado de cada pareja de dovelas de la T no se realiza de forma simultánea, la pila sufre un momento de desequilibrio. El valor de este momento de desequilibrio es bastante inferior al de la hipótesis de caída de carro y se sitúa en el entorno del momento de fisuración, siendo menor que éste último en las secciones de base de pila. Sin embargo, en las secciones de cabeza de pila, para el hormigonado de algunas dovelas este momento de desequilibrio sí que superaba al momento de fisuración. Parecía razonable evitar la fisuración de la pila durante la construcción, con las consiguientes ventajas que este hecho conlleva desde el punto de vista del comportamiento estructural. De este modo, se hizo un estudio de fisuración de las secciones de la pila para el hormigonado desequilibrado de cada una de las dovelas. Las conclusiones que se obtuvieron de este estudio fueron que el hormigonado totalmente descompensado de las dovelas 8 y 9 producía fisuración en las secciones de la pila. Así pues, se tomó la decisión de realizar por fases el hormigonado de las dovelas 8 y 9 (primero la losa inferior y las almas y luego la losa superior). De esta manera se garantizaba que el momento de desequilibrio máximo era siempre inferior al momento de fisuración (Figuras 16 y 17).

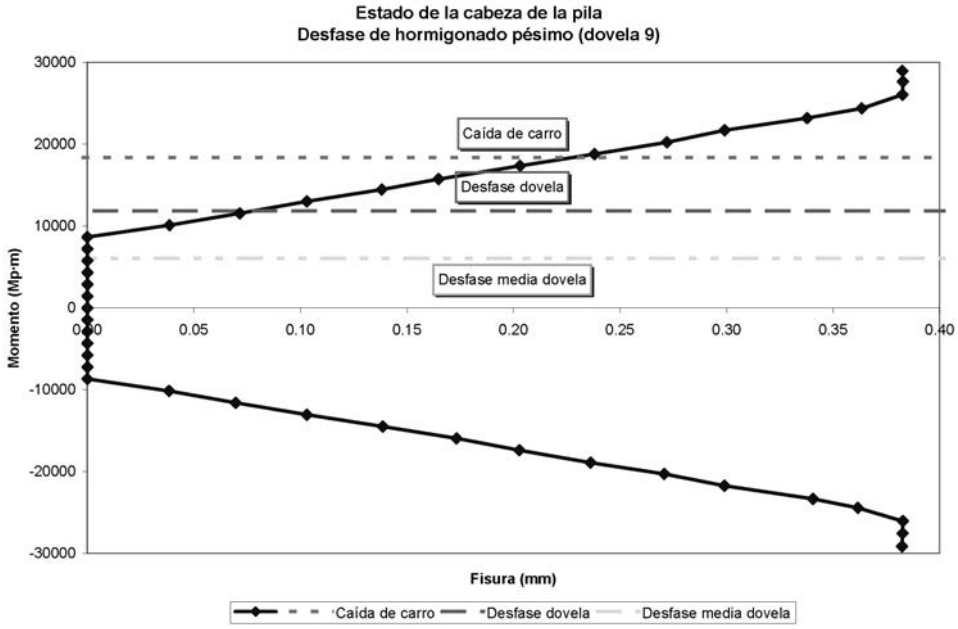


Figura 17. Diagrama momento – fisuración para la cabeza de la pila durante el hormigonado de la dovela 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Una vez que se realiza el cierre del tablero, y su comportamiento pasa a ser ya el de una viga continua, es muy habitual mantener el empotramiento entre pilas y tablero. Sin embargo, en el caso del Viaducto de Pujayo la gran diferencia de rigidez entre pilas laterales (cortas y rígidas) y las centrales (más largas y flexibles) supone que los esfuerzos transmitidos por el tablero a las primeras, caso de mantenerse el empotramiento, resulten inadmisibles. Por este motivo, una vez concluido el ciclo de avance en voladizo, se cortó físicamente la conexión empotrada pila-tablero. A partir de este momento el tablero, como se detalló anteriormente, pasa a ser una viga continua que descansa sobre aparatos de apoyo tipo "potÓ fijos en las pilas centrales y deslizantes en las pilas laterales y estribos.

En cuanto al esquema resistente del tablero durante el proceso constructivo, son aplicables las mismas ventajas en el comportamiento de la sección cajón ya descritas anteriormente. Asimismo, la geometría del canto variable se adapta perfectamente a la ley parabólica de esfuerzos flectores del tablero durante la situación de voladizo, optimizando de esta forma las necesidades de material. Aquí es donde toma significado el pretensado isostático o de construcción, que discurre por la tabla superior de la sección cajón, asegurando una compresión neta del hormigón durante todas las fases del proceso constructivo.

Una vez que se completa la construcción de un vano se dispone el pretensado de continuidad, situado en la tabla inferior de la sección. Este pretensado permite resistir la flexión positiva de centro de vano debida a la sobrecarga de tráfico y a la redistribución por fluencia de los esfuerzos de peso propio.

3.3. Modelos de cálculo

Se han elaborado modelos de cálculo con elementos tipo viga, en dos y tres dimensiones, para caracterizar el comportamiento del puente durante las diferentes etapas de su construcción.

Los puentes de hormigón pretensado construidos por avance en voladizo son estructuras fuertemente evolutivas. Para poder evaluar de forma correcta, y con la suficiente precisión, todos estos fenómenos, se ha realizado un análisis tipo I paso a paso en el tiempo a través de un modelo de vigas 2D. El modelo de cálculo representa con exactitud cada una de las trepas y dovelas en que se dividen las pilas y el tablero para su construcción, y se simulan de forma evolutiva los diferentes esquemas estructurales que se configuran en el viaducto a lo largo del tiempo (Figura 18).

En cada esquema estructural se han tenido en cuenta todos los parámetros necesarios para reproducir lo más fielmente posible el comportamiento real del hormigón (como son la edad del hormigón de cada dovela o trepa, el nivel de pretensado existente y las funciones de retracción y fluencia y relajación del acero), de forma que se dispone de un mapa tensional y deformacional del conjunto del viaducto durante todas las etapas del proceso constructivo (Figuras 19 y 20).

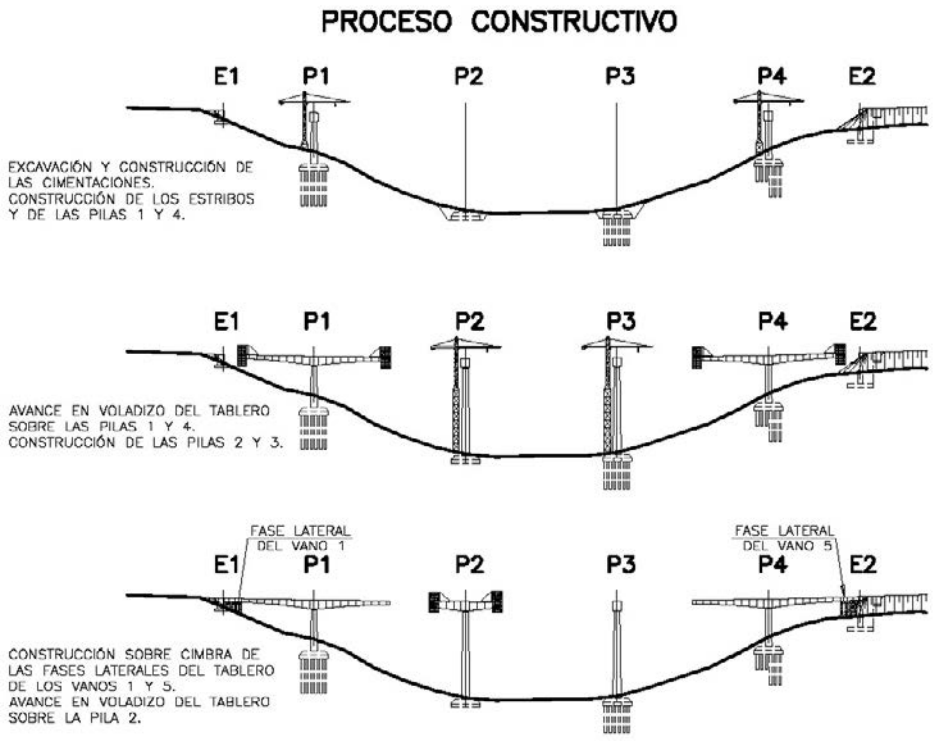


Figura 18. Fases del proceso constructivo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

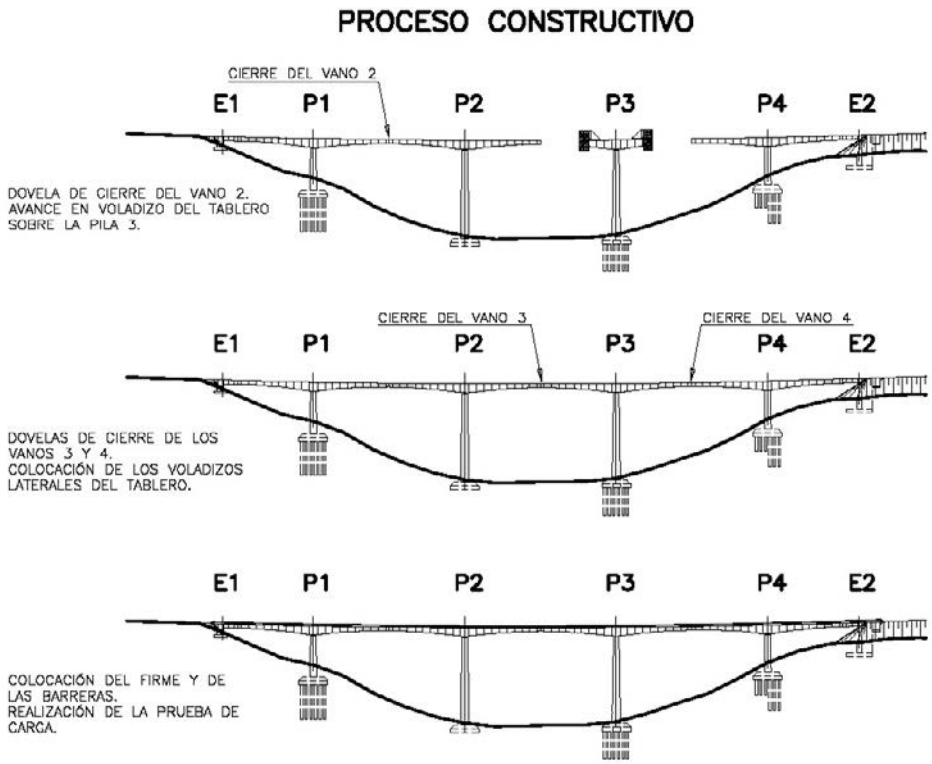


Figura 18 (Cont.). Fases del proceso constructivo.

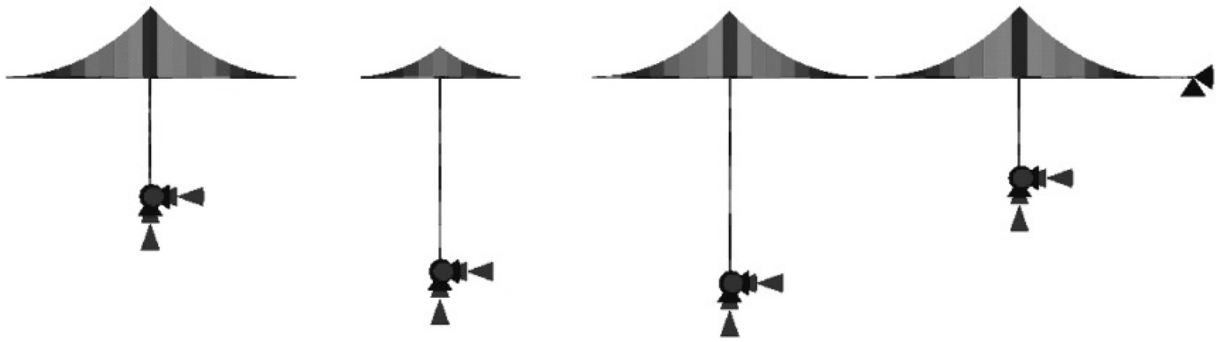


Figura 19. Modelo de cálculo 2D. Momentos flectores tras el fin de la construcción de la T de la pila 2.

A partir de este modelo se han evaluado también las contraflechas de ejecución que es necesario proporcionar a cada nueva dovela que se construye [5]. Cabe señalar que la contraflecha máxima obtenida fue de 0.21 m.

Los efectos de la curvatura en planta de la estructura se han añadido a posteriori para evaluar también la seguridad frente a estado límite último durante el proceso constructivo

El modelo de viga 3D representa fundamentalmente el comportamiento del puente durante la fase de servicio, una vez cerrados todos los vanos. Lógicamente este modelo incorpora ya los efectos derivados de la curvatura en planta del viaducto, y permite evaluar los diferentes estados límite de servicio y últimos para cada uno de sus elementos.

Se trata de un modelo esencialmente lineal, puesto que al apoyarse el tablero simplemente en las pilas prácticamente es despreciable la influencia del comportamiento no lineal de estas últimas en la respuesta resistente del tablero (Figuras 21 y 22).



Figura 20. Vista aérea del viaducto durante su construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

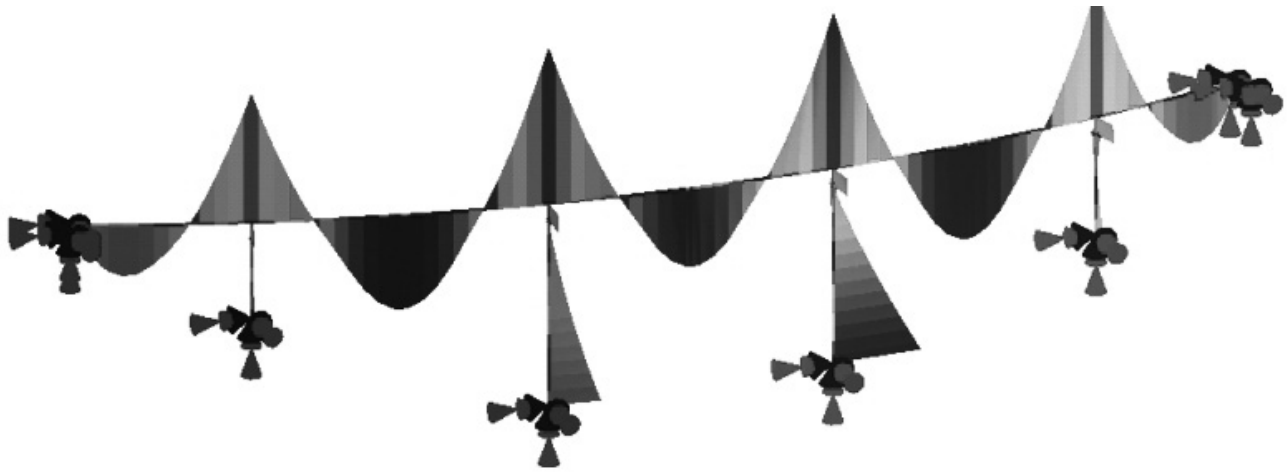


Figura 21. Modelo 3D. Envolvente de momentos flectores positivos a tiempo final.

Sí se ha realizado un estudio particularizado de la respuesta resistente y deformacional de las pilas aisladas en régimen no lineal, con la consideración de posibles errores de construcción en la verticalidad de las pilas, la excentricidad de primer orden, la inestabilidad geométrica de la pila y la influencia de la no linealidad en la relación momento-curvatura.

Se ha realizado también un modelo de cálculo mediante elementos finitos tipo lámina de todo el tablero (Figura 23). Este complejo modelo complementa la información suministrada por los modelos de vigas anteriormente descritos, y sus principales utilidades han sido las siguientes:

- validar y comprobar la bondad de los modelos de vigas y confirmar, por ejemplo, el ancho de la tabla superior e inferior realmente eficaz en condiciones de servicio.
- estudiar la influencia del mecanismo de distorsión del cajón ante las cargas excéntricas de tráfico.
- realizar el dimensionamiento de elementos locales, como los diafragmas de pilas y zonas de introducción de cargas del pretensado, por ejemplo.
- estudiar el mecanismo de trabajo bidimensional de la losa superior ante las cargas de tráfico, compatibilizando la flexión transversal de los nervios con la propia flexión longitudinal global del tablero



Figura 22. Vista lateral del viaducto una vez terminado.

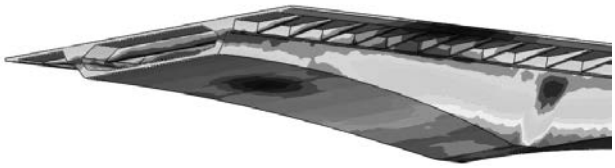


Figura 23. Tensiones globales en el tablero con el vehículo excéntrico.

3.4. Voladizos laterales

El esquema de flexión transversal del tablero, que posibilita introducir las cargas muertas y de tráfico en el mecanismo de flexión longitudinal global del cajón, es el siguiente. La delgada losa de la tabla superior del tablero (con un espesor de 0.25 m para una luz central de 15.0 m entre almas y vuelos de 5.20 m) se apoya sobre los nervios transversales dispuestos cada 5.00 m. Estos nervios, visibles en los voladizos del tablero, se adentran también en el interior del cajón, de manera análoga a los marcos transversales de los tableros metálicos. De esta forma la losa resiste los esfuerzos de flexión local trabajando, tanto transversal como longitudinalmente, como placa apoyada en las almas y en los nervios transversales.

Como ya se dijo anteriormente, para calcular adecuadamente el trabajo como placa de la losa superior se confeccionó un modelo de elementos finitos que simulaba el tablero del puente (Figura 24). Además, con este modelo se obtenían los esfuerzos sobre los nervios transversales. Debido a la flexión longitudinal global del propio tablero los nervios transversales no se comportan como apoyos perfectamente rígidos para la losa superior. En realidad el comportamiento longitudinal de la losa superior se asemeja más al de una viga conti-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

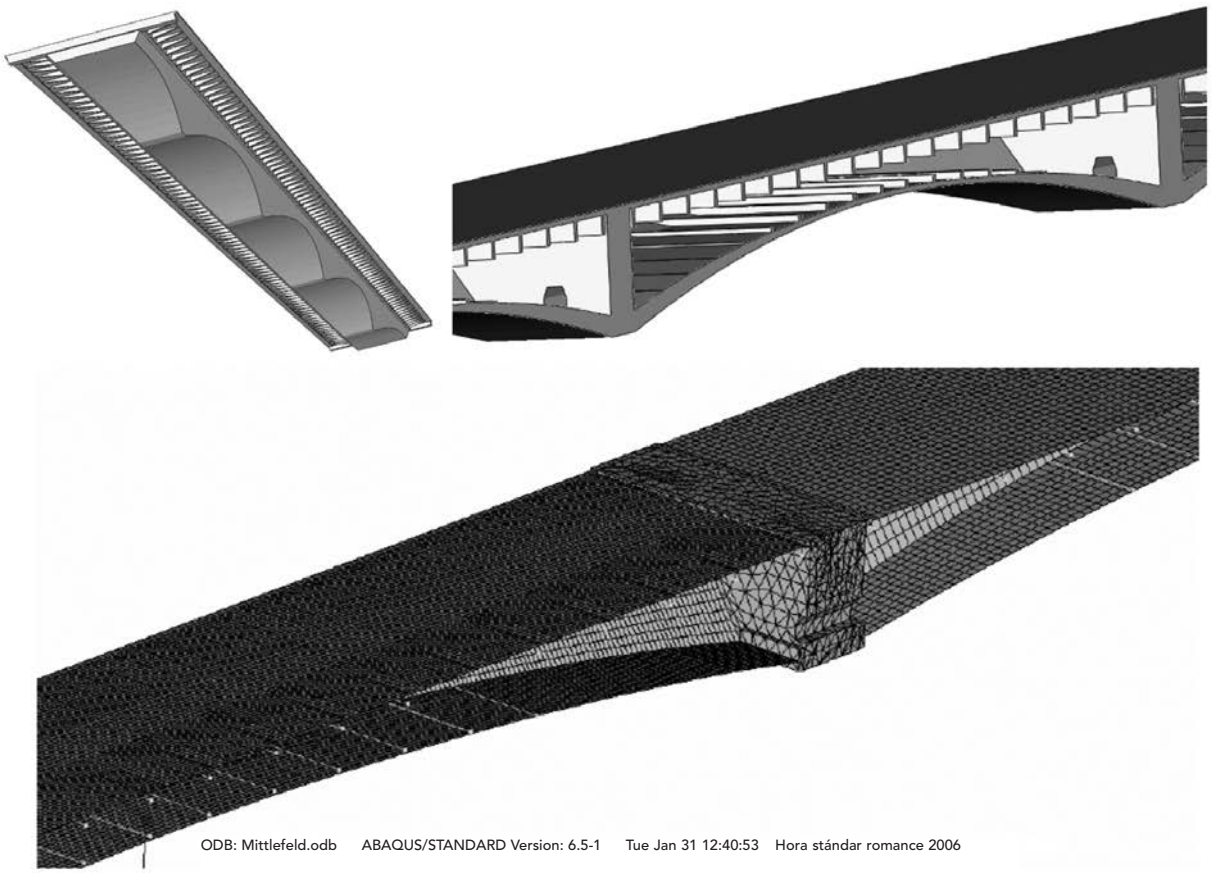


Figura 24. MEF para cálculo de flexión local del tablero.

nua apoyada sobre muelles de diferente rigidez. De esta forma los vanos de losa apoyados en los muelles más flexibles tendrán momentos positivos longitudinales mayores, mientras que en los que estén apoyados en los muelles más rígidos decrecerá el positivo pero aumentará el negativo. A su vez, los nervios más rígidos (los cercanos a pila) recibirán más carga de la losa que los más flexibles (los cercanos al centro de la luz del vano), por lo que los esfuerzos de flexión serán mayores en los primeros que en los segundos. La utilización del modelo de elementos finitos permitió tener en cuenta la influencia de todos estos efectos (Figura 25).

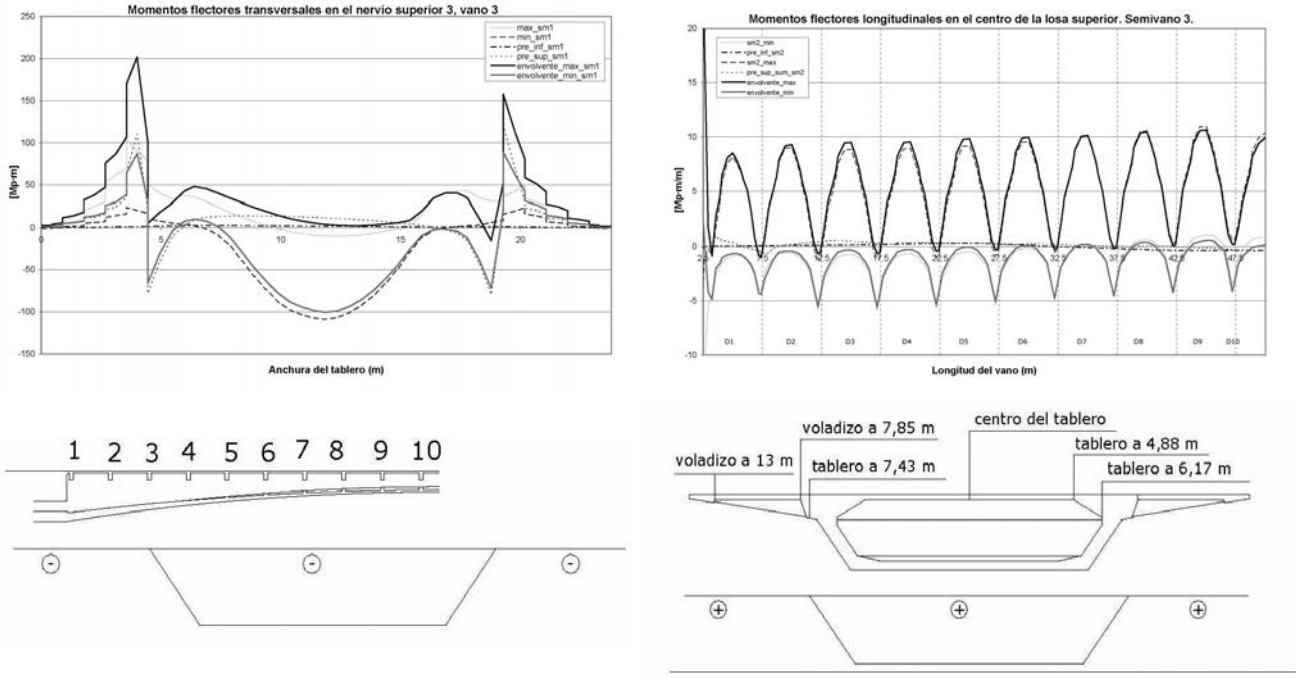


Figura 25. Momentos flectores, obtenidos del MEF, en losa superior y nervios.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

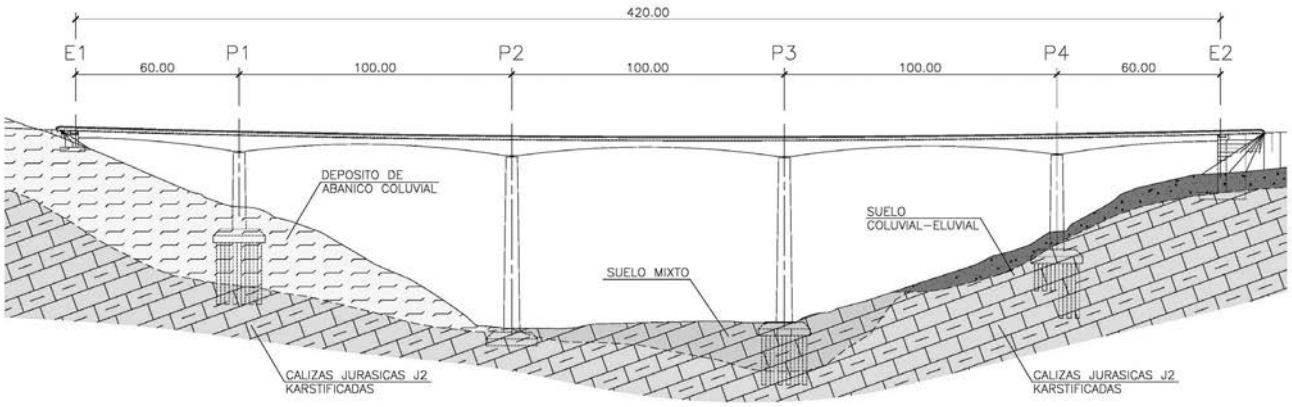


Figura 26. Perfil geotécnico.

3.5. Cimentación de la pila 4

La cimentación de la pila 4 presenta ciertas singularidades que es interesante destacar.

El terreno aflorante en el valle del río Galerón, donde se asienta el viaducto, está formado por un relleno de suelos de origen mixto (aluvial, coluvial y eluvial y suelos de tipo glacis) de espesor variable. Estos materiales se apoyan sobre un sustrato calizo con diversos grados de alteración, como se muestra en el perfil geotécnico (Figura 26).

En el caso de la pila 4 (que inicialmente iba a ser cimentada de forma directa sobre la caliza, igual que la pila 2), una vez que se llegó al fondo de la excavación se detectó la presencia de una cavidad rellena de material arcilloso en una de las esquinas de la cimentación. En un primer momento se consideró la posibilidad de realizar una cimentación mixta, apoyada una parte directamente en las calizas aflorantes, y con pilotes en la zona arcillosa. Sin embargo, esta solución fue descartada debido a que las tensiones resultantes sobre la caliza resultaban inadmisibles. Así pues, la solución finalmente adoptada consistió en una cimentación profunda de 32 pilotes, de diámetro ϕ 1.50 m y separación entre ejes de 3.0 m. Ahora bien, la longitud de los pilotes era distinta según se empotrasen en las calizas (con pilotes de no más de 8 m de profundidad) o en las arcillas (con pilotes de hasta 30 m de profundidad), por lo que hubo de realizarse un complejo modelo de cálculo por elementos finitos para analizar y demostrar el comportamiento aceptable de esta cimentación singular (Figura 27).

Durante la ejecución de los pilotes de la pila 4 se colocaron extensómetros en cabeza y punta tanto de los pilotes largos como de los pilotes cortos (Figura 28). De esta forma se pudo conocer la carga real absorbida por

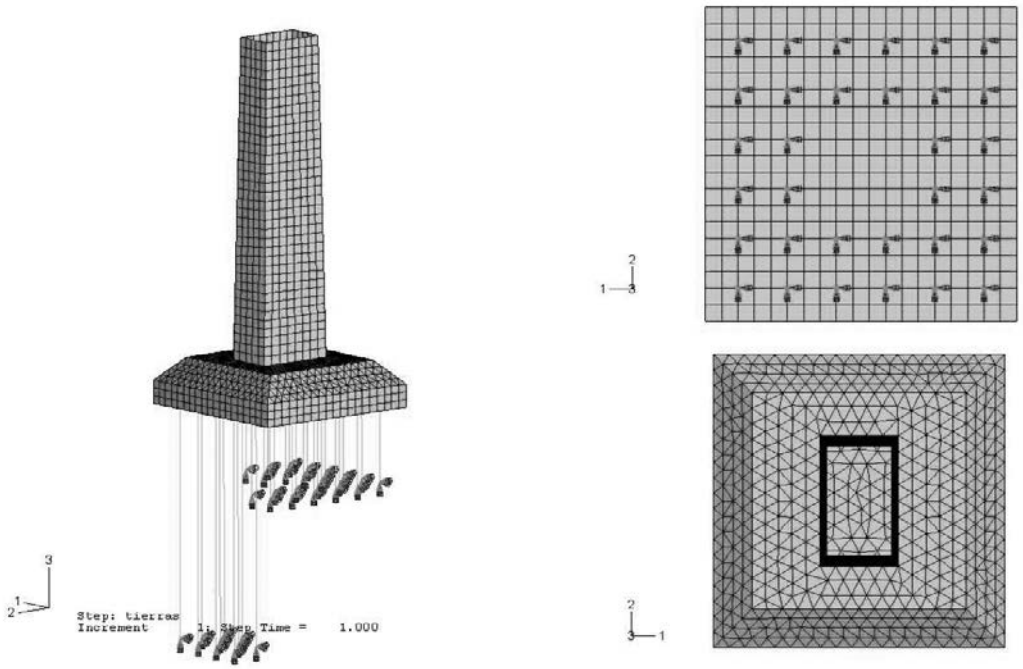


Figura 27. MEF para el cálculo de la cimentación de la pila 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 28. Colocación de extensómetros en pilotes de la pila 4.

los pilotes, verificándose los resultados teóricos obtenidos en el modelo de elementos finitos.

4. INSTRUMENTACIÓN

El carácter altamente evolutivo de las estructuras construidas por el método de avance en voladizo, como es el caso del Viaducto de Pujayo, exige realizar, cuando menos, un permanente control geométrico del tablero durante toda la obra.

Tradicionalmente se ha venido realizando este control mediante el empleo de medios topográficos clásicos, a través de los cuales se llevaba a cabo una actualización permanente de la posición de cada una de las dovelas del tablero, comprobando la correspondencia de la situación real del puente con los valores teóricamente esperados y corrigiendo, en su caso, el posicionamiento de las nuevas dovelas pendientes de hormigonar.

Si bien en el caso del Viaducto de Pujayo se ha mantenido este sistema clásico de control, se ha incorporado también un sistema de instrumentación estática permanente de los principales parámetros que gobiernan el comportamiento del puente. Para ello se ha dispuesto una serie de sensores en distintas secciones del tablero y de las pilas, controlados electrónicamente en tiempo real mediante un sistema de adquisición de datos gobernado por un ordenador. La información suministrada por todos estos sensores era transmitida vía internet en tiempo real a través de una antena parabólica instalada en el puente.

La principal aplicación del sistema de instrumentación estática ha sido la corrección de los efectos parásitos del gradiente y de las sobrecargas desequilibradas de obra sobre las contraflechas teóricas a la hora de posicionar la cota de los carros de avance. Por eso se controlaron en tiempo real los giros en cabeza de pila de cada una de las T mediante la instalación de clinómetros longitudinales. En el momento de posicionar la cota de los carros de avance se leía el giro de desequilibrio que tenía en ese instante la cabeza de pila y se corregía en consecuencia la contraflecha teórica.

Con los clinómetros también se controlaban los giros reales de la T al hormigonar las dovelas, así como si el hormigonado de cada par de dovelas resultaba equilibrado (Figura 29).

Aparte de clinómetros, el sistema de instrumentación se completó con sondas de temperatura y con extensómetros en las secciones clave del tablero (pila y centro luz). De esta forma se podían conocer y controlar los siguientes parámetros estructurales:

– giros en las cimentaciones de las pilas (mediante clinómetros).

– giros en la cabeza de las pilas (mediante clinómetros).

– giros longitudinales del tablero (mediante clinómetros).

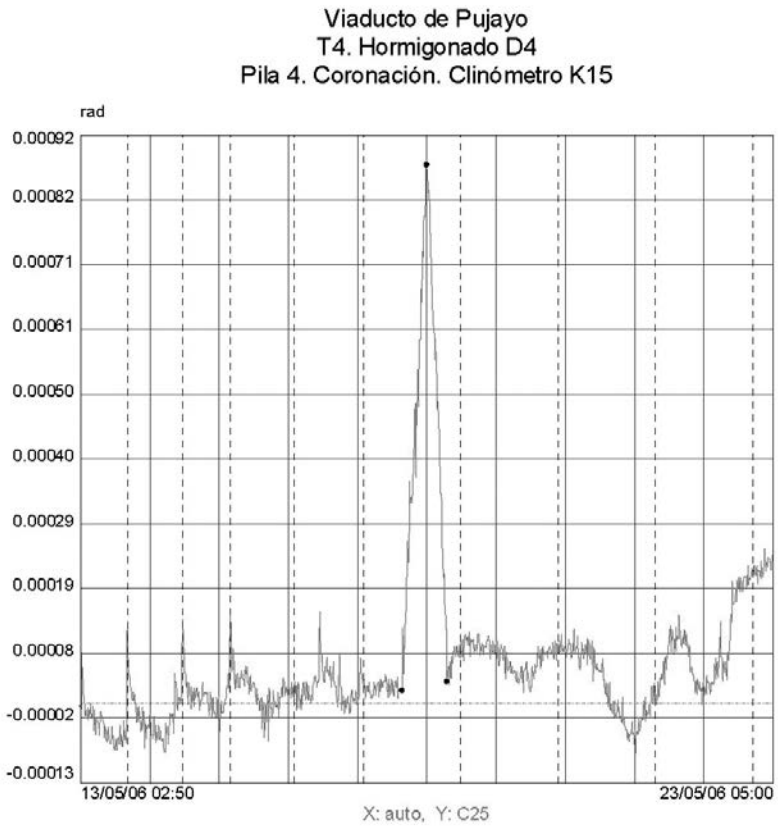


Figura 29. Giros en cabeza de pila 4 durante el hormigonado de la dovela 4 de la T de pila 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

– esfuerzos en cimentaciones y pilas (mediante extensómetros).

– esfuerzos en el tablero (mediante extensómetros).

– gradientes térmicos longitudinal y transversal en pilas (mediante sondas de temperatura).

– gradientes térmicos vertical y horizontal en tablero (mediante sondas de temperatura).

Todo este sistema de instrumentación ha permitido conocer a lo largo de todo el proceso cuál era el estado real tensodeformacional del viaducto, pudiéndose comparar con los valores teóricamente esperados y verificándose la satisfactoria coincidencia de ambos.

BIBLIOGRAFÍA

[1] R. Villegas, M.J. Pantaleón et al. *Viaducto de Montabliz*. Hormigón y Acero, vol. 59, nº 248, 2008, p. 9-40.

[2] F. Leonhardt. *Hormigón Pretensado.* Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Madrid. 1967.

[3] J. Manterola. *Puentes: Tomo IV*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Madrid. 2000.

[4] J. Mathivat. *Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos*. Editores Técnicos Asociados. Barcelona. 1980.

[5] C. Menn. *Prestressed Concrete Bridges*. Birkhäuser Verlag. Basel. 1990.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Propiedad: Ministerio de Fomento. Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria.

Ingeniero de Caminos Director de Obra: D. Roberto Villegas Gómez

Empresa Constructora: FERROVIAL – AGROMÁN S.A.

Ingeniero de Caminos Jefe de Obra: D. José Miguel San Millán San Martín

Empresa Consultora - Asesoría Técnica: APIA XXI S.A.

Ingenieros de Caminos Autores del Proyecto de la Estructura: D. Marcos J. Pantaleón Prieto y D. Óscar Ramón Ramos Gutiérrez

Empresa Consultora - Asistencia Técnica y Control de Obra: URBACONSULT S.A. – TORROJA INGENIERÍA, S.A. UTE

Ingeniero de Caminos Jefe de Unidad: D. Celestino Fernández Carral

Instrumentación: KINESIA Ingeniería

PRINCIPALES UNIDADES DE OBRA

ESTRIBOS:

Hormigón HA-25	4.356,260 m^3
Acero B 500 S	421.505,770 kg

PILAS

Pilotes ϕ 1,500 m	1.640,900 m
Hormigón HA-30:	6.520,000 m^3
Hormigón HA-45:	2.639,740 m^3
Acero B 500 S:	2.781.258,413 kg

TABLERO

Hormigón HP-50:	9.577,200 m^3
Acero B 500 S:	3.191.927,450 kg
Acero Y-1860-S7:	370.126,715 kg
Acero 950/1050:	43.200,957 kg

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Aplicación del postesado en estructuras de edificación singular

Post-tensioning systems in distinctive buildings

Jesús Jiménez Cañas[1], Alejandro Bernabeu Larena[2] y Roberto Duque Corroto[1]

Recibido | *Received:* 16-12-2008
Aceptado | *Accepted:* 18-03-2009

En recuerdo de Antonio Gimeno, que nos transmitió generosamente su conocimiento y su pasión por las estructuras y el postesado.

Resumen

Las estructuras de edificación singular deben ser capaces de compaginar adecuadamente la escala y la particularidad que la gran magnitud de los esfuerzos y la complejidad de los sistemas estructurales específicos puestos en juego requieren, con los requisitos, características y necesidades propias de la condición intrínseca de la escala de la edificación.

Los sistemas de postesado ofrecen posibilidades sugerentes y eficaces con las que conciliar esta doble naturaleza, permitiendo conjugar y resolver adecuadamente las problemáticas y requisitos procedentes de ambos mundos.

El presente artículo analiza la aplicación del postesado en tres estructuras singulares de edificación de reciente desarrollo y construcción: el teatro y auditorio municipal de Torrevieja, el nuevo edificio de juzgados de Ciudad Real y el edificio de Caixaforum Madrid.

A partir de este estudio se busca valorar la aplicación del postesado en las estructuras de edificación singular, apuntando una serie de pautas y criterios que sirvan de orientación y reflexión en el diseño de estas soluciones estructurales en el campo específico de la edificación singular.

Palabras clave: Postesado, edificación singular, muro postesado, losa postesada, losa en voladizo postesada, Caixaforum Madrid, Auditorio Torrevieja, Juzgados Ciudad Real.

Abstract

Along with the particularities stemming from the magnitude of structural system stress and complexity, distinctive buildings (understood to be those that entail complexities whose solution calls for unconventional or innovative solutions) should be able to accommodate the requisites, characteristics and needs intrinsic to the scale of the undertaking.

With their suggestive and effective ability to meet these dual demands, post-tensioning systems can suitably combine and solve the problems posed by both worlds.

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 109 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. NB35 Ingeniería (Madrid, España).
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. NB35 Ingeniería (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* abernabeu@nb35.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

The present article analyzes the application of post-tensioning to three recently erected distinctive buildings: the municipal theatre and auditorium at Torrevieja, the new headquarters for the courts of law at Ciudad Real and the Caixaforum building in Madrid.

In addition, the paper evaluates the application of post-tensioning in distinctive structures, discussing a series of guidelines and criteria to be considered in the design of such structural solutions geared specifically to distinctive buildings.

Keywords: *post-tensioning, distinctive buildings, post-tensioned wall, post-tensioned slab, post-tensioned cantilevered slab, Caixaforum Madrid, auditorium at Torrevieja, courts of law at Ciudad Real.*

1. INTRODUCCIÓN. EL POSTESADO EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN SINGULAR

La utilización de sistemas postesados en edificación en España es en general, y contrariamente a lo que ocurre en otros países como Estados Unidos, Australia, Francia o Alemania, poco significativa desde un punto de vista cuantitativo [1].

Esta situación tiene difícil explicación si consideramos las ventajas constructivas y las posibilidades de optimización económica que bien aplicados estos sistemas ofrecen, y más aún si tenemos en cuenta el interés y la calidad con los que un pequeño grupo de ingenieros españoles ha defendido y potenciado el empleo del postesado en edificación, favoreciendo su implantación y desarrollando posibilidades de gran interés y potencial, como la aplicación a construcciones sin juntas de dilatación [2, 3]. Gracias a ellos la situación en los últimos años ha ido cambiando, aumentando progresivamente la utilización de estos sistemas y su aceptación por parte de los distintos sectores de la construcción, y permite ser moderadamente optimistas de cara al futuro.

Paralelamente al desarrollo y al establecimiento de una cultura constructiva del empleo de los sistemas postesados en edificación convencional, se ha ido produciendo puntualmente la utilización de estas técnicas en lo que podríamos denominar edificación singular. Como tal entendemos, en un sentido amplio, aquélla que presenta problemáticas cuya resolución exige la puesta en marcha de sistemas poco convencionales o habituales en edificación, como las derivadas de grandes luces y voladizos, o de geometrías complejas. Dentro de este campo los sistemas postesados ofrecen grandes posibilidades, permitiendo la resolución de algunas de estas problemáticas de manera eficaz.

En estos casos, el planteamiento y la escala de los sistemas estructurales puestos en marcha se aproxima más a los utilizados en obra civil que a los de edificación convencional, debiendo por lo tanto considerarse y aplicarse planteamientos y procedimientos procedentes de ésta. Sin embargo, las estructuras de edificación singular deben ofrecer también una respuesta adecuada a los requisitos y características propias de los proyectos de edificación, derivados tanto de sus condicionantes de uso y funcionalidad como de los propios criterios arquitectónicos que puedan existir en cada caso.

Así, estos sistemas estructurales deben ser capaces de conjugar adecuadamente estos dos mundos, que en ocasiones pueden llegar a resultar prácticamente contrapuestos: adecuarse a la escala y la particularidad que la gran magnitud de los esfuerzos y la complejidad de los sistemas estructurales específicos requieren, pero respetando y cuidando los requisitos, características y necesidades derivadas de la condición intrínseca de la escala de la edificación [4]. Esta doble problemática condiciona así el planteamiento y la definición del sistema estructural, tanto como su proceso constructivo, que debe también abordarse en función de esta doble naturaleza.

El presente artículo analiza, a partir de esta reflexión, la aplicación del postesado en tres estructuras singulares de edificación, de reciente desarrollo y construcción [5]: el teatro y auditorio municipal de Torrevieja, el nuevo edificio de juzgados de Ciudad Real y el edificio de Caixaforum Madrid. Con este análisis se busca valorar el potencial que la aplicación del postesado tiene en las estructuras de edificación singular, considerando los distintos sistemas de postesado empleados y sus procesos constructivos, con el objetivo de apuntar una serie de pautas y criterios que sirvan de orientación o reflexión en el diseño de estas soluciones estructurales en el campo específico de la edificación singular.

2. TEATRO Y AUDITORIO MUNICIPAL DE TORREVIEJA

En la mediterránea ciudad de Torrevieja, el Teatro y Auditorio Municipal alberga una gran variedad de eventos musicales, actuaciones y representaciones. El diseño arquitectónico, de Alejandro Zaera (F.O.A. Architects) y Antonio Marqueríe (Arqem Arquitectos), define un edificio que se expande sobre todo el volumen permitido dentro de su parcela. La Plaza de Miguel Hernández, situada frente al teatro, es su punto de acceso, y define uno de los principales objetivos del proyecto: crear un espacio continuo entre el foyer y la plaza (Figura 1). El proyecto se desarrolló en el año 2002, realizándose la construcción de 2004 a 2006.

Durante la fase de proyecto básico arquitectónico, los objetivos fueron disponer de un espacio con una calidad acústica superior, excelente visibilidad de todos los asistentes, áreas adecuadas para el *backstage*, sala de ensayos, y servicios funcionales para el público que hicieran del teatro un lugar atrayente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 1. Teatro y Auditorio Municipal de Torrevieja.

Para conseguir estos objetivos ha sido necesario crear una platea convexa con un techo acústico especialmente desarrollado, junto con un escenario y *backstage* ajustados a las características de la parcela, así como 5 plantas para camerinos, oficinas, salas de prensa y otros usos. Para integrar en un espacio reducido todos estos elementos se situaron las plantas de uso interno sobre el *backstage*, la sala de ensayos sobre la platea, y a su vez, ésta sobre el foyer de entrada desde la plaza pública y sobre la cafetería. En la zona de acceso se crea así un espacio abierto que configura la imagen del proyecto.

2.1. Esquema Estructural

La vista frontal del edificio muestra el gesto arquitectónico de abrir la entrada del auditorio hacia la plaza peatonal. Entrar en el auditorio y descubrir que la losa de la platea se encuentra sobre el visitante sin aparentes apoyos obliga a crear un sistema estructural en el que participa prácticamente todo el edificio [6].

Este sistema estructural recoge uno de los apoyos de la losa de la platea, el que se encuentra en la entrada desde la plaza peatonal, y levanta las cargas hasta una viga apoyada en los dos muros laterales del auditorio (Figura 2).

Uno de estos muros es muro medianero y transmite las cargas directamente al terreno, mientras que el opuesto recibe la carga en el extremo del voladizo que forma este muro, ya que su arista inferior sigue la línea de contacto con la losa de la platea. El apoyo del voladizo se produce cuando la losa de la platea llega a la cota de la rasante de la calle. La sección vertical del muro en este punto soporta el momento flector de la carga recibida en el extremo del voladizo. Este esfuerzo se compensa hacia atrás con el peso propio del edificio y con un pequeño contrapeso situado en el muro opuesto al voladizo, necesario para evitar el despegue en ciertas combinaciones de cargas.

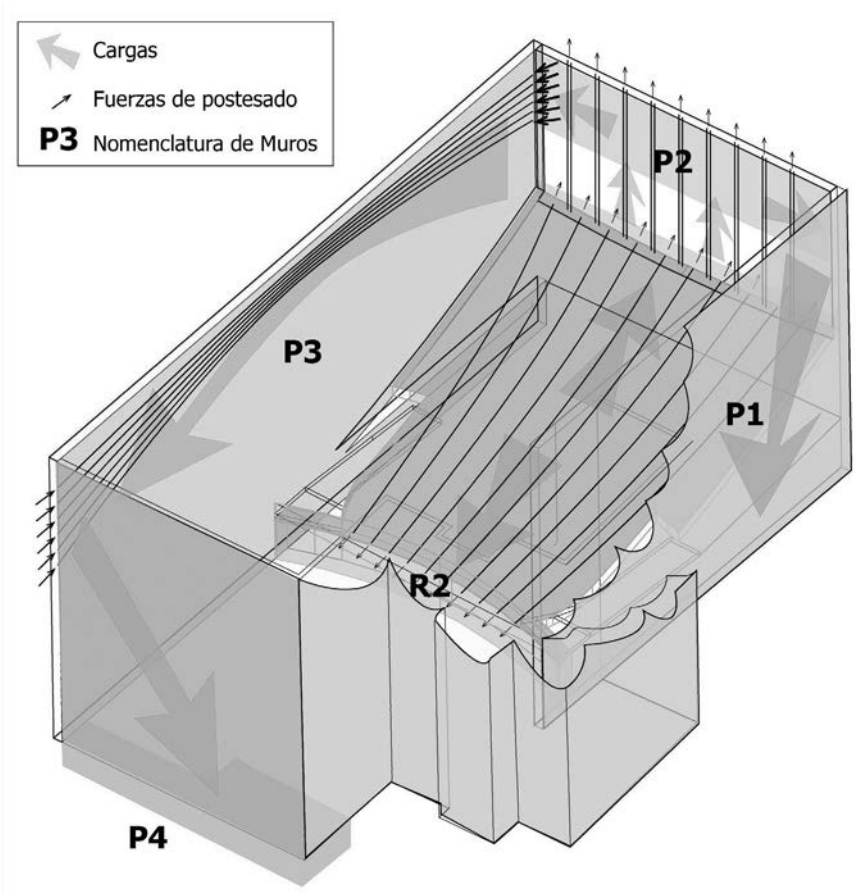


Figura 2. Esquema estructural del Teatro Municipal de Torrevieja.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

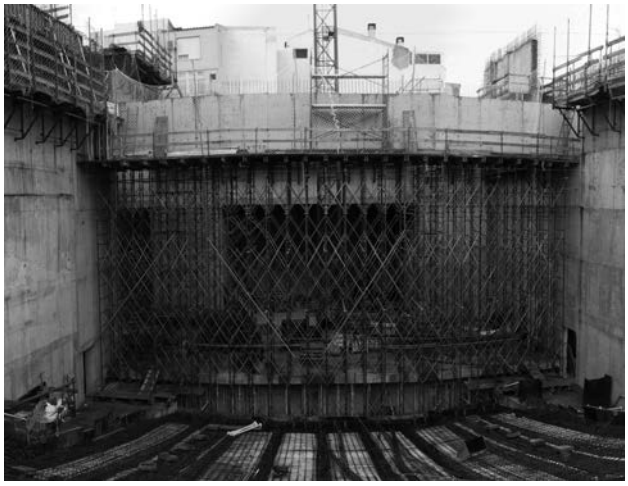


Figura 3. Ejecución de la losa de platea y los muros.

El resto de muros de hormigón armado del edificio proporciona el suficiente arriostramiento para soportar los esfuerzos debidos al viento y al sismo.

2.2. Elementos estructurales

El sistema estructural descrito muestra el camino de las cargas desde la zona de actuación hasta cimentación.

En el momento de desarrollo del proyecto se planteó encontrar la tipología estructural que mejor solventara estas necesidades desde diferentes puntos de vista.

La solución en hormigón encontró grandes ventajas frente a una solución metálica. Los paramentos de los muros tienen grandes dimensiones y sin problemas de canto, con lo que es más sencillo un muro de hormigón que celosías metálicas cubriendo toda la superficie. El sistema constructivo mediante encofrado trepante es sencillo y rápido, ya que en la zona de la platea sólo hay un forjado intermedio (Figura 3). Además, las necesidades acústicas del auditorio demandan masa para conseguir el aislamiento acústico exigido.

En los siguientes apartados se explican detalladamente las características de cada elemento estructural y las valoraciones que se realizaron hasta llegar a una solución con hormigón postesado.

2.2.1. Losa de la platea

La losa de la platea presenta curvatura en dos direcciones, con lo que una estructura metálica con vigas curvas no ofrece ventajas respecto del hormigón, donde la arma-

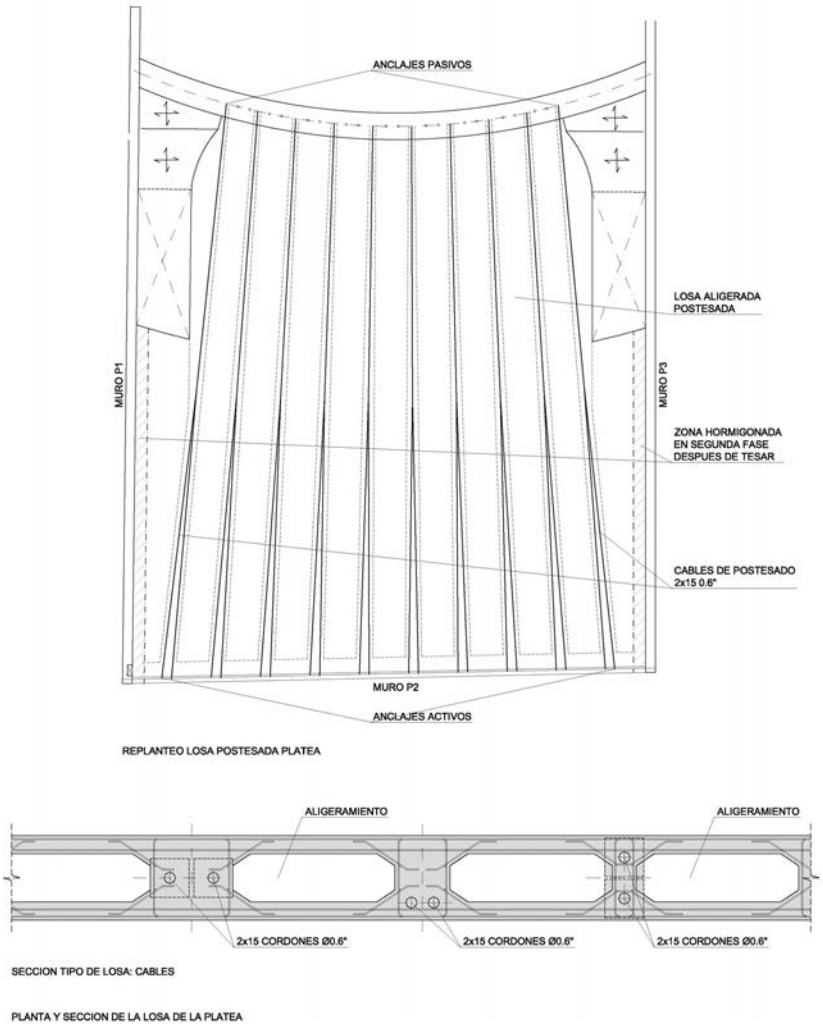


Figura 4. Planta y sección de la losa de platea.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

dura se puede adaptar más fácilmente. Estudiando la geometría de la losa de la platea, la existencia de dos huecos importantes de acceso aconsejan el planteamiento de una solución apoyada en los dos lados más distantes, trabajando como un sistema unidireccional. La luz entre apoyos es de 22,8 m, por lo que se recurre al empleo del postesado, a fin de evitar los problemas de deformada y cantos excesivos de la alternativa en hormigón armado. La solución adoptada es así una losa aligerada de 70 cm de canto, postesada longitudinalmente en los nervios entre aligeramientos. Los aligeramiento se disponen entre nervios, adaptados a la geometría en planta de la losa, de manera que se cubre mediante un esquema radial toda la superficie. Los cables de postesado siguen en sección un trazado parabólico, pero adaptado en cada caso a la curvatura de la losa. Cada uno de los diez nervios de la losa aligerada contiene 2 cables adherentes de 15 cordones de 0,6Ó lo que supone una cuantía total aproximada de 18 kg/m^2 (Figura 4).

En el proceso constructivo el tesado se realiza después de la ejecución de los muros laterales (Figura 3), pero antes del muro de cuelgue de la losa de la platea. Estos condicionantes obligan a independizar la losa de los muros, dejando una banda entre ellos sin hormigonar para que las compresiones del tesado no sean coaccionadas por los muros laterales. También en el momento del tesado, la losa se levanta en el centro del vano sobre el encofrado y descarga sobre los dos extremos. Por ello fue necesario situar una alineación de puntales bajo el muro de cuelgue P2, todavía sin ejecutar, para soportar la carga de la losa. Es en esta zona donde se disponen los anclajes activos de la losa postesada (Figura 5), debiendo compatibilizar su posición con la de los tirantes de cuelgue del muro P2, que posteriormente recogerán el apoyo de la platea, mientras que los anclajes pasivos, accesibles, se sitúan en el extremo inferior de la losa (Figura 6).

2.2.2. *Muro de cuelgue de la platea*

El muro de la fachada principal debe recoger en su arista inferior la carga de la losa de la platea y transmitirla a los muros laterales. La solución propuesta consiste en una potente viga de 4,80 m de canto y 60 cm de espesor, con tirantes verticales de cuelgue de la carga embebidos. El proceso constructivo más sencillo sugiere ejecutar en primer lugar la losa de platea y posteriormente el muro de cuelgue, formado por la viga superior y por un muro de 25 cm de espesor. Sin embargo, la puesta en carga de los tirantes generaría una elongación en los mismos que, junto con la flecha propia de la viga superior, provocaría desplazamientos inadmisibles. Se requiere por lo tanto plantear un sistema que minimice y controle estos efectos, y el pretensado de los tirantes soluciona eficazmente este problema.

Los nueve tirantes se sitúan entre los anclajes de los nervios de la losa de la platea, estando cada uno de

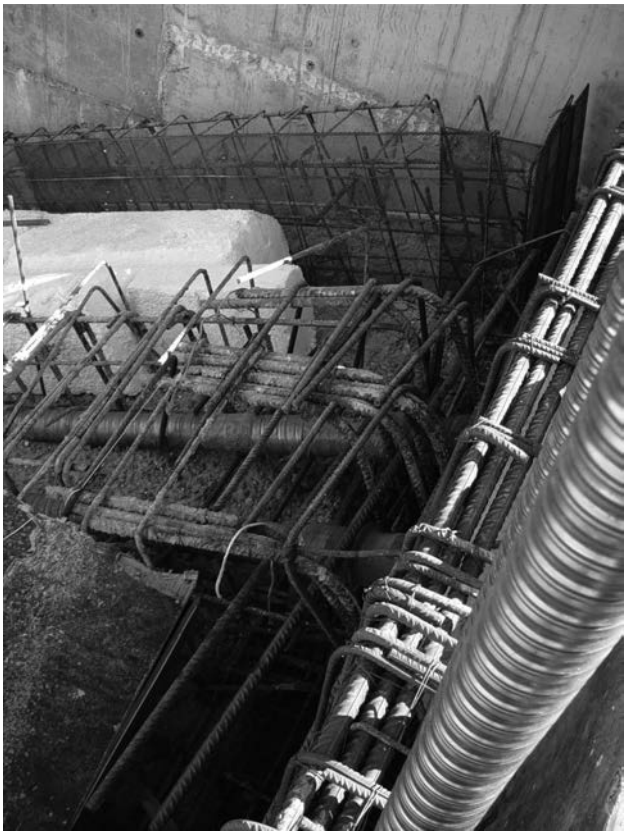


Figura 5. Detalle del anclaje activo.

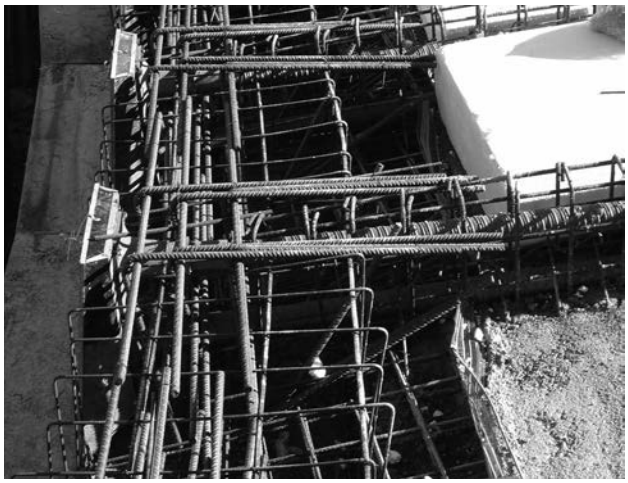


Figura 6. Detalle del anclaje pasivo.

ellos compuesto por dos cables de 4 cordones de 0,6Ó (Figura 7). El tesado de los cables se realiza así una vez ejecutada la losa de platea y también el del muro lateral en voladizo, ya que es éste el que debe recoger la carga de apoyo. El postesado se realiza desde el extremo superior de los tirantes de cuelgue (anclaje activo), situándose el anclaje pasivo accesible en el extremo inferior. Una vez tesados, la carga, que hasta este momento estaba actuando sobre una alineación de puntales provisionales de este muro P2, se transfiere a los tirantes, pudiendo retirarse entonces los soportes provisionales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

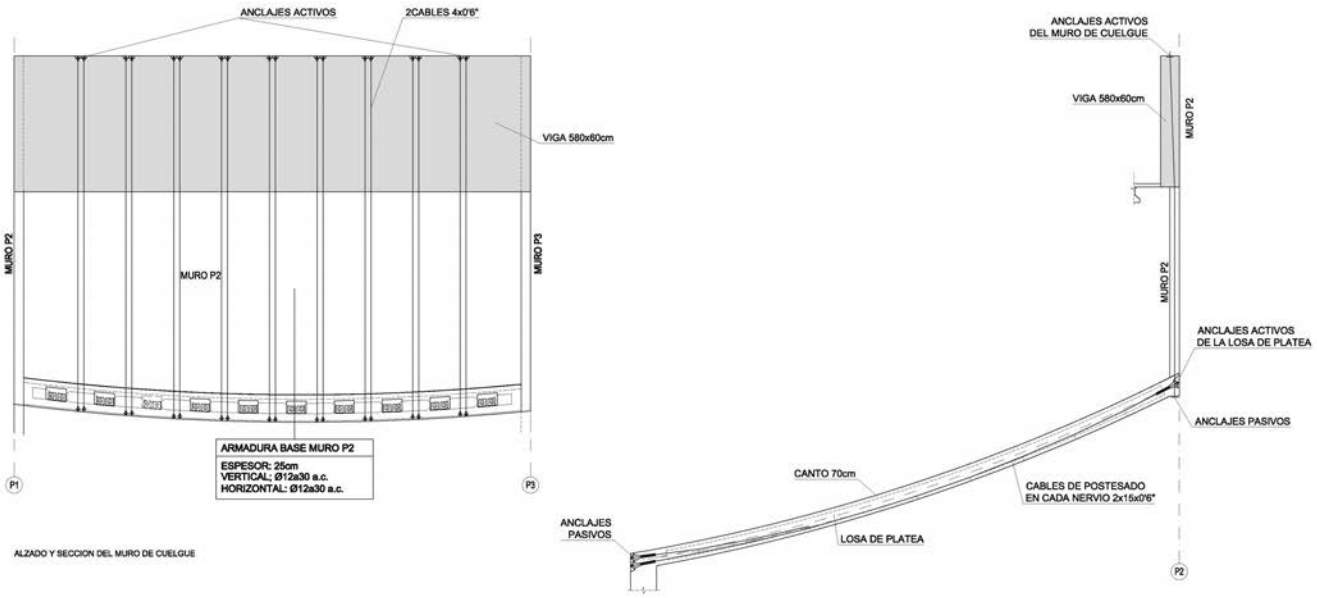


Figura 7. Alzado y sección del muro de cuelgue.

2.2.3. Muro lateral del voladizo

El muro lateral, de 40 cm de espesor, recoge la carga en el extremo de un voladizo de 18 m. La altura del muro, de unos 21,5 m, es suficiente para resistir el momento flector generado. Sin embargo, esta flexión genera unos esfuerzos de tracción en la arista superior del muro que fisurarían el hormigón y reducirían enormemente su rigidez, aumentando la flecha en el extremo del voladizo. Para contrarrestar este fenómeno se introducen compresiones en la zona traccionada mediante la disposición de cables de postesado en el alzado del muro (Figura 8). Además de resolver este problema de fisuración y deformación, el postesado útimo disminuye la cuantía de armadura pasiva necesaria para resistir las solicitaciones en Estado Límite Último.

El sistema de postesado, dispuesto estratégicamente en el alzado del muro, está formado por 6 cables adherentes de 15 cordones de 0,6Ó que suponen una cuantía aproximada de armadura activa en el conjunto del muro de tan sólo 5,0 kg/m^2. En el punto central de apoyo, el trazado de los cables se concentra en la zona superior, a fin de aumentar al máximo el brazo, mientras que en los extremos del muro se separan para permitir el adecuado armado de las zonas de anclaje y facilitar las

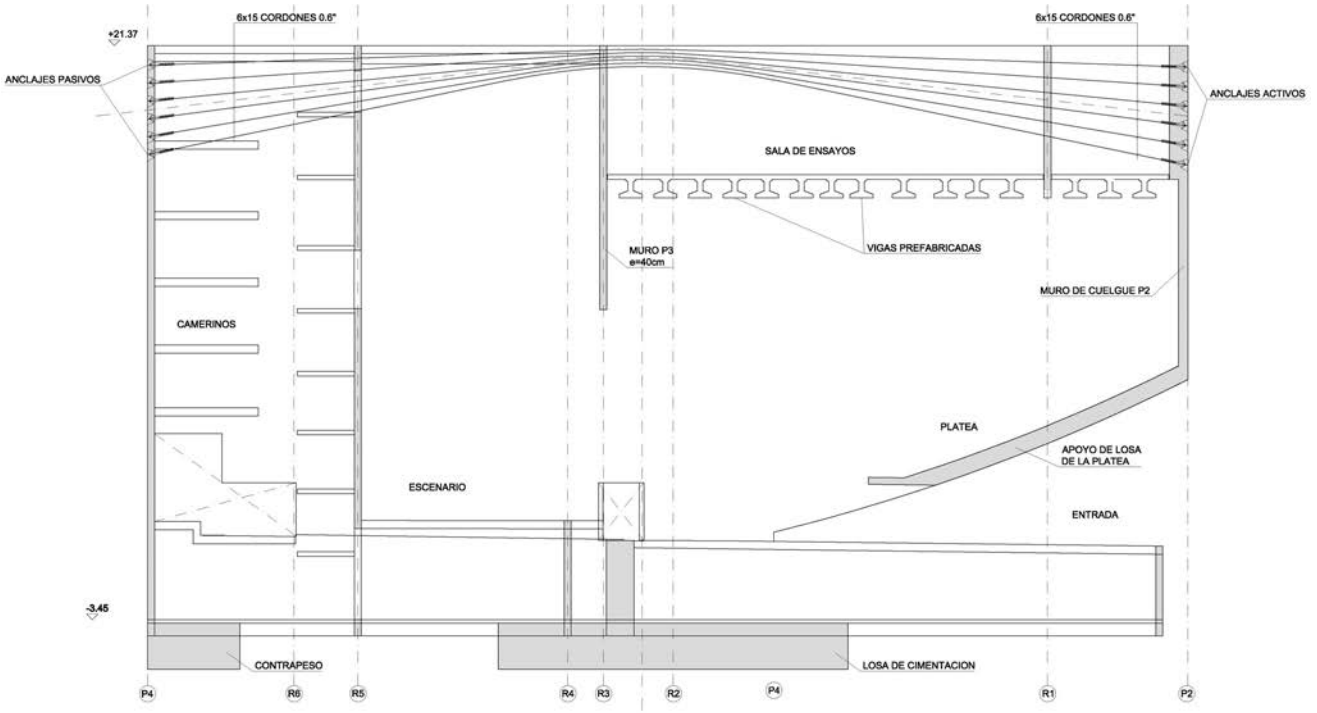


Figura 8. Alzado del muro lateral postesado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

labores de tesado (Figura 9). El tesado se realiza desde el extremo en voladizo del muro, disponiéndose los anclajes pasivos accesibles en el extremo opuesto.



Figura 9. Vainas y armadura del muro lateral.

3. NUEVO EDIFICIO DE JUZGADOS DE CIUDAD REAL

El nuevo edificio de Juzgados de Ciudad Real, inaugurado en 2005, resuelve las necesidades del Ministerio de Justicia en cuanto a instalaciones y servicios. El arquitecto Guillermo Vázquez Consuegra ha diseñado un edificio funcional con una primera zona de acceso y distribución en la parte frontal y dos módulos laterales donde se sitúan las oficinas y las salas de vista (Figura 10).

La estructura del nuevo edificio de Juzgados presenta dos estructuras singulares dentro de un conjunto convencional de forjados y pilares de hormigón armado. Estas estructuras son las pasarelas que unen los dos módulos, en diferentes alturas y posiciones en planta, y la losa en voladizo sobre la entrada principal, a modo de visera (Figura 11).



Figura 10. Nuevo edificio de Juzgados de Ciudad Real.

3.1. Pasarelas

Las pasarelas tienen más de 15 m de luz entre apoyos y, por condicionantes arquitectónicos, resultaba necesario mantener los 35 cm de canto del resto del forjado, de

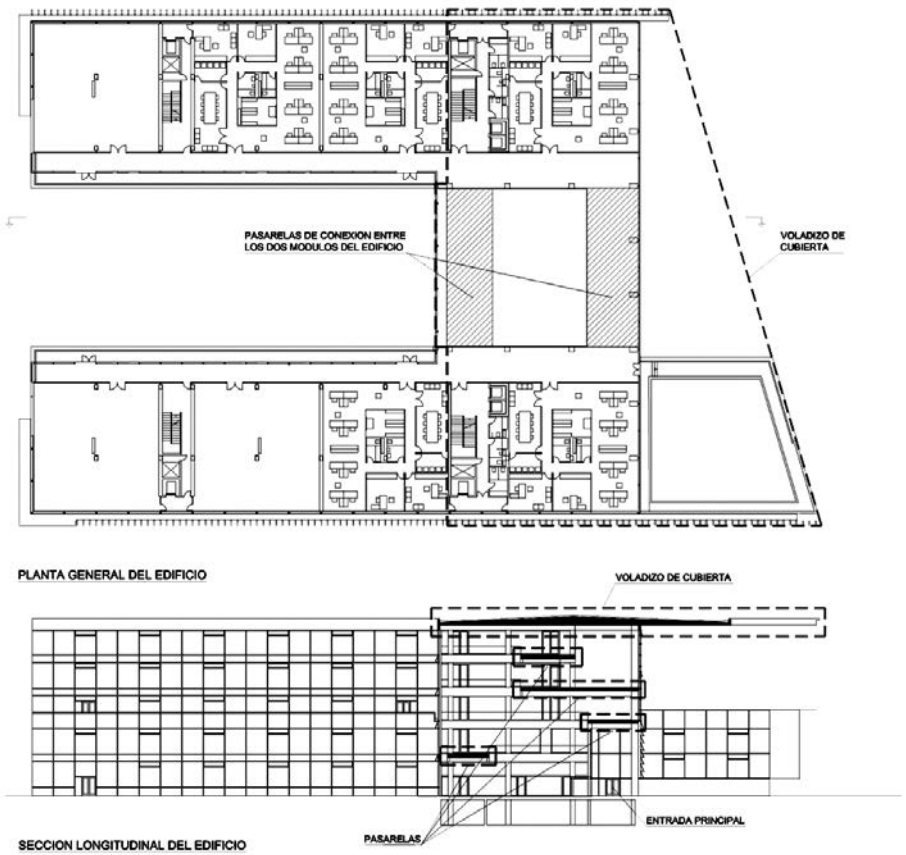


Figura 11. Planta y sección longitudinal del edificio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



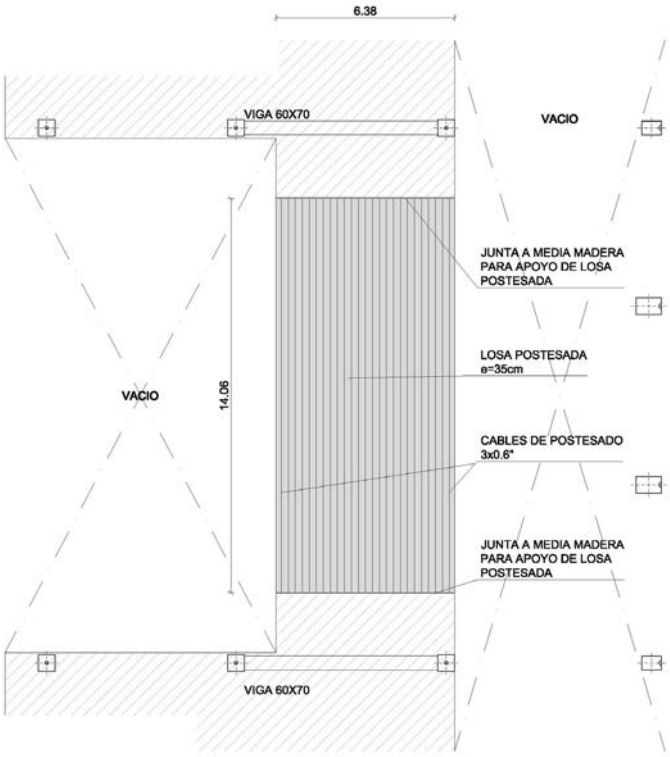


Figura 12. Pasarelas postesadas. Vista exterior y planta.

luces más pequeñas y resuelto con losa maciza de hormigón armado. La solución propuesta consiste por lo tanto en postesar la zona de las pasarelas, controlando los esfuerzos de flexión y la deformada de la misma, lo que permite ajustar el canto hasta los 35 cm requeridos. Sin embargo, el hecho de que las pasarelas conecten dos zonas separadas por una junta de dilatación obliga a independizar la pasarela en los apoyos extremos, permitiendo desplazamientos. Para reducir ligeramente la luz entre estos apoyos se aprovecha el empotramiento de la losa armada por el vano contiguo, prolongando el forjado a modo de balcón con la carga del apoyo de la pasarela en el extremo. El esquema estructural de la losa postesada se convierte por lo tanto en el de una viga biapoyada, de unos 6,50 m de ancho y 14 m de luz, apoyada permitiendo la dilatación en los extremos, con una junta a media madera (Figura 12). Los apoyos a media madera con neopreno de los extremos permiten así los movimientos diferenciales entre la pasarela y los dos módulos laterales debidos a dilataciones y deformaciones reológicas, respetando la junta de dilatación existente.

El sistema de postesado de las pasarelas está formado por cables adherentes de 3 cordones de 0,6Ócada 25 cm, uniformemente distribuidos en planta, con una cuantía aproximada de 14,5 kg/m^2. La posición en planta de la pasarela y la necesidad de resolver los apoyos en junta de dilatación a media madera impide tesar los cables desde los dos extremos, con lo que la solución adoptada consiste en tesar los cables en la cara superior del forjado desde el anclaje activo, dejando el anclaje pasivo embebido en la pasarela, no accesible. Esta disposición de anclajes activos y pasivos se alterna de sentido en planta, de forma que junto a un anclaje activo queden dos pasivos, obteniéndose así mayor espacio en el cajeado necesario para el tesado.

3.2. Voladizo de cubierta

El elemento arquitectónico y estructural que caracteriza el nuevo edificio de los Juzgados de Ciudad Real es el



Figura 13. Vista lateral del voladizo de cubierta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

voladizo situado sobre la entrada principal. La posición esviada del edificio respecto de la calle configura un vuelo variable, desde 3,75 m hasta 21,5 m. La imagen del resto del edificio en hormigón sugería una solución con este material, a pesar de no ser el más idóneo en cuanto a ligereza. Por ello se hacía indispensable el empleo del postesado, para un voladizo de dimensiones tan importantes (Figura 13).

La geometría de la cubierta en planta es un trapecio. Los apoyos siguen la cuadrícula del edificio inferior con luces de unos 7,5 m x 6,4 m, aunque en la zona central, que separa los dos bloques de oficinas unidos por las pasarelas anteriormente descritas, tiene una luz de 19 m. El voladizo, como se ha comentado, se sitúa en la cara no ortogonal del trapecio, llegando a tener un vuelo máximo desde la alineación de pilares de 21,5 m (Figura 14). Debido a la diferencia de longitud entre el vuelo y las alineaciones de pilares interiores se decidió no apoyar la losa en la primera alineación inmediatamente posterior al apoyo del voladizo, ya que se generaban tracciones de considerable magnitud, por lo que es la segunda alineación desde el apoyo la que se encarga de contrarrestar el momento del voladizo con el peso del edificio.

El canto de la losa postesada es variable, siguiendo una disposición de cubierta a cuatro aguas, con el punto más alto de 1,0 m de canto, y las limahoyas llegando a cada uno de los vértices. Este esquema se interrumpe en el perímetro, ya que cuando el canto de la losa disminuye hasta llegar a 50 cm deja de disminuir y se mantiene constante en esta zona. La distribución de cantos es por lo tanto como una losa de 50 cm que en la zona central aumenta hasta 1,0 m, según un esquema de cuatro aguas.

El canto de la losa es muy ajustado y el trazado del postesado debe contrarrestar la ley de momentos generada en un voladizo, por lo que parte desde el extremo en el centro del canto para llegar al punto más alto en la primera alineación de pilares y volver a bajar hasta el punto medio de la losa.

El cálculo del postesado fue muy preciso en cuanto a las tensiones que se generaban en todas las secciones del trazado, ya que los cantos no tienen una variación constante a lo largo de este trazado, por la geometría a cuatro aguas, y en los puntos de quiebro en la cara superior de la cubierta se producen unas variaciones en el canto a lo largo del trazado que no siguen un aumento pro-

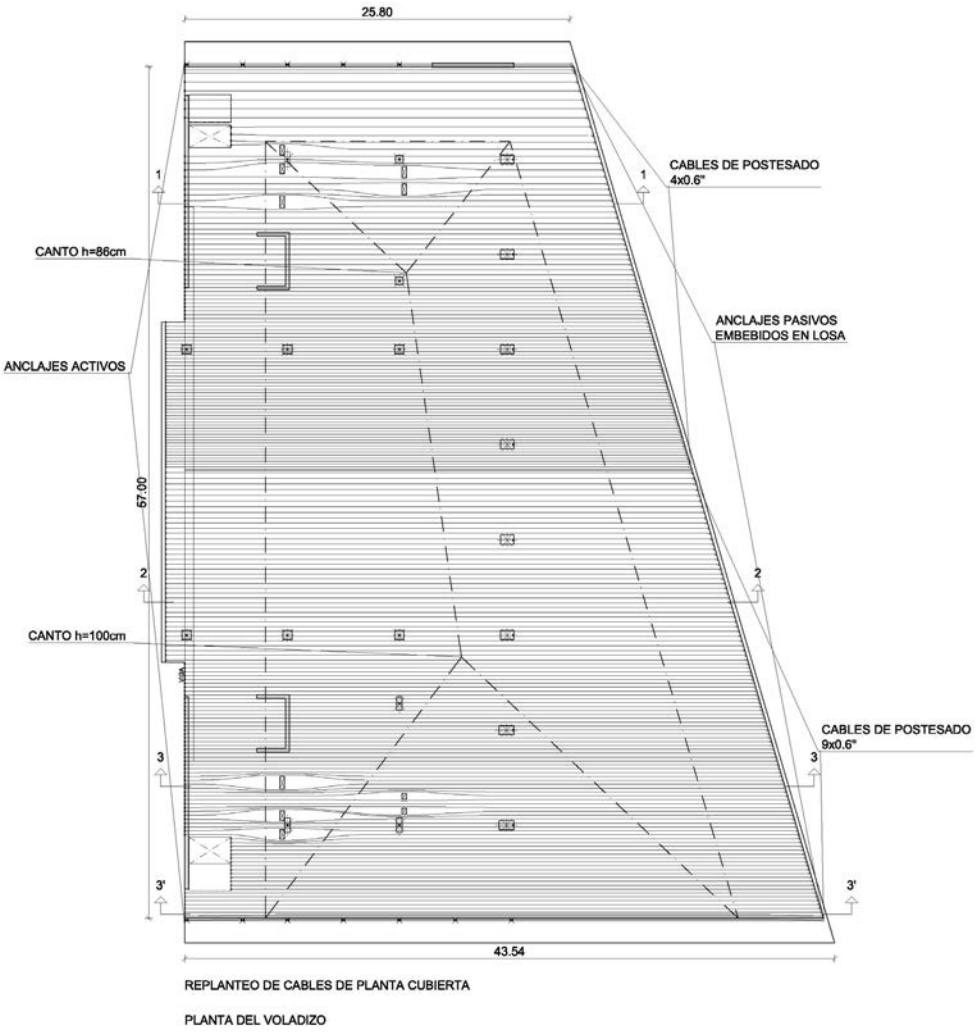


Figura 14. Planta del voladizo de cubierta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

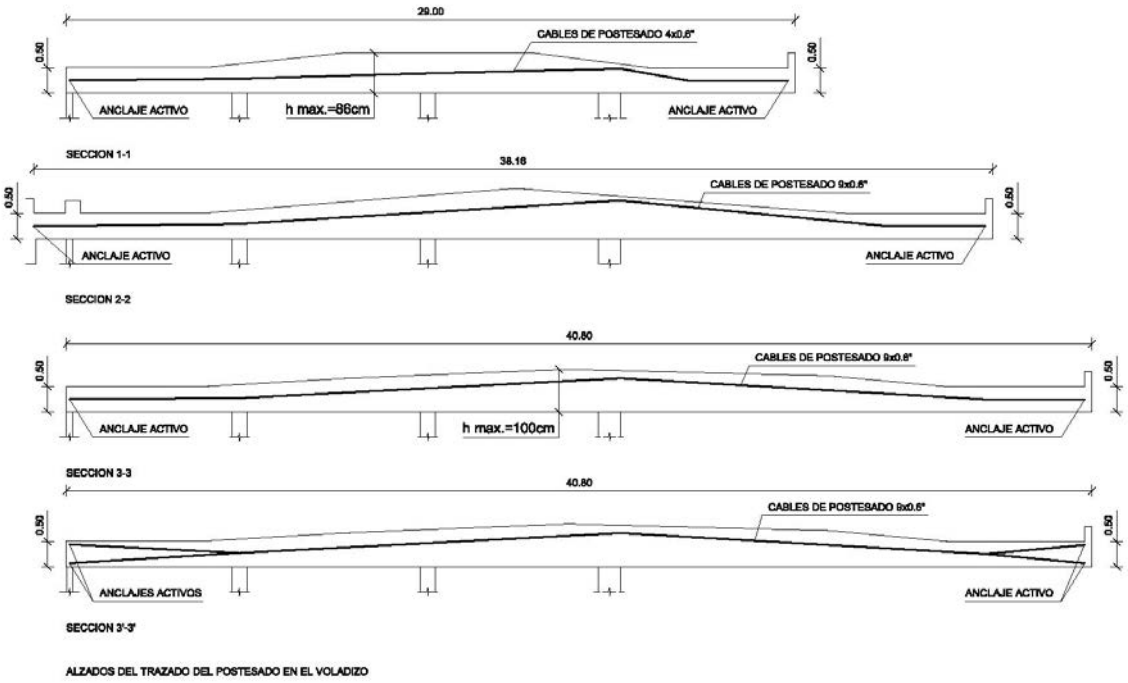


Figura 15. Alzado del trazado del postesado en el voladizo.

porcional del canto según se acerca hacia el apoyo (Figura 15).

La variación constante del voladizo obliga a aumentar de forma progresiva el efecto del postesado. En el vuelo menor se emplean cables adherentes de 4 cordones de 0,6Ó separados 60 cm inicialmente y disponiéndose a menor distancia a medida que el vuelo aumenta, hasta una separación mínima de 26 cm. Cuando ya no es posible colocar los anclajes de 4 cordones más juntos se pasa a cables adherentes de 9 cordones de 0,6Ó colocándose inicialmente a una distancia entre anclajes de 40 cm, y juntándolos progresivamente hasta una distancia mínima de 26 cm en el punto de mayor vuelo. La cuantía total de postesado es de aproximadamente 28,5 kg/m^2.

El extremo del voladizo es de hormigón visto, con lo que en este punto se sitúa el anclaje pasivo embebido en la losa, y no accesible por lo tanto. El anclaje activo se sitúa en el extremo opuesto, interior, donde se tuvieron que dejar reservas de losa armada sin hormigonar, para poder tesar apoyándose en el canto del forjado (Figura 16).



Figura 16. Detalle de anclajes activos de la losa en voladizo.

4. CAIXAFORUM MADRID

Rehabilitación y ampliación de la antigua central eléctrica del Mediodía, construida en 1899 por el arquitecto Jesús Carrasco y Encina, el edificio Caixaforum Madrid alberga el nuevo centro social y cultural de la Fundación la Caixa en Madrid.

Situado estratégicamente en el Paseo del Prado, frente al Jardín Botánico y junto al Museo del Prado, el Museo Thyssen-Bornemisza y el Museo Nacional Centro de Arte Reina Sofía, Caixaforum Madrid se enmarca dentro del proyecto de reordenación del eje Prado – Recoletos, y se suma a la impresionante oferta cultural que se concentra en esa zona de Madrid.

El proyecto fue realizado por los arquitectos suizos Herzog & de Meuron, con el apoyo de los arquitectos locales Mateu i Bausells, de 2001 a 2003, realizándose la construcción en un período aproximado de 52 meses, de Septiembre de 2003 a Enero de 2008.

4.1. Planteamiento arquitectónico y concepto estructural

La escasez de espacios públicos en una zona de Madrid especialmente congestionada y abigarrada y el interés

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 17. Caixaforum Madrid.

por que el edificio ofrezca una imagen sugerente y llamativa, que actúe como foco de atracción y punto de referencia, definen los planteamientos arquitectónicos principales del edificio (Figura 17).

Por una parte se busca conectar el edificio al Paseo del Prado, mejorando su visibilidad y revalorizando la zona, para lo cual se dispone del solar contiguo, antiguamente ocupado por una gasolinera, y que se transforma ahora en un espacio público, prolongación del Paseo del Prado hasta el nuevo edificio (Figura 18). Este espacio público, esta plaza, se prolonga hasta ocupar la práctica totalidad de la huella de la antigua central eléctrica, lo que se consigue gracias a un único y potente gesto arquitectónico, consistente en eliminar la base inferior del muro perimetral existente, de manera que el volumen del edificio quede "suspendidoÓen el aire [7].

El corte del zócalo inferior del muro transforma además irremediablemente la función de los pesados muros de ladrillo del edificio, que dejan de ser elementos portantes para convertirse, en la nueva situación estática, en un mero "revestimientoÓ una piel, modificándose así radicalmente la percepción del nuevo volumen, que parece levitar ahora sobre la plaza pública en un aparente desafío a la ley de la gravedad.

A partir de este planteamiento arquitectónico, el requerimiento principal de la estructura consiste en plantear un sistema capaz de recoger la totalidad de las cargas del volumen sobre rasante y transmitirlas a cimentación sin interferir con el espacio público de la plaza, manteniendo la discontinuidad producida por el corte del zócalo inferior del muro.

Para ello se planteó un macrosistema estructural formado por un muro perimetral continuo adosado interior-

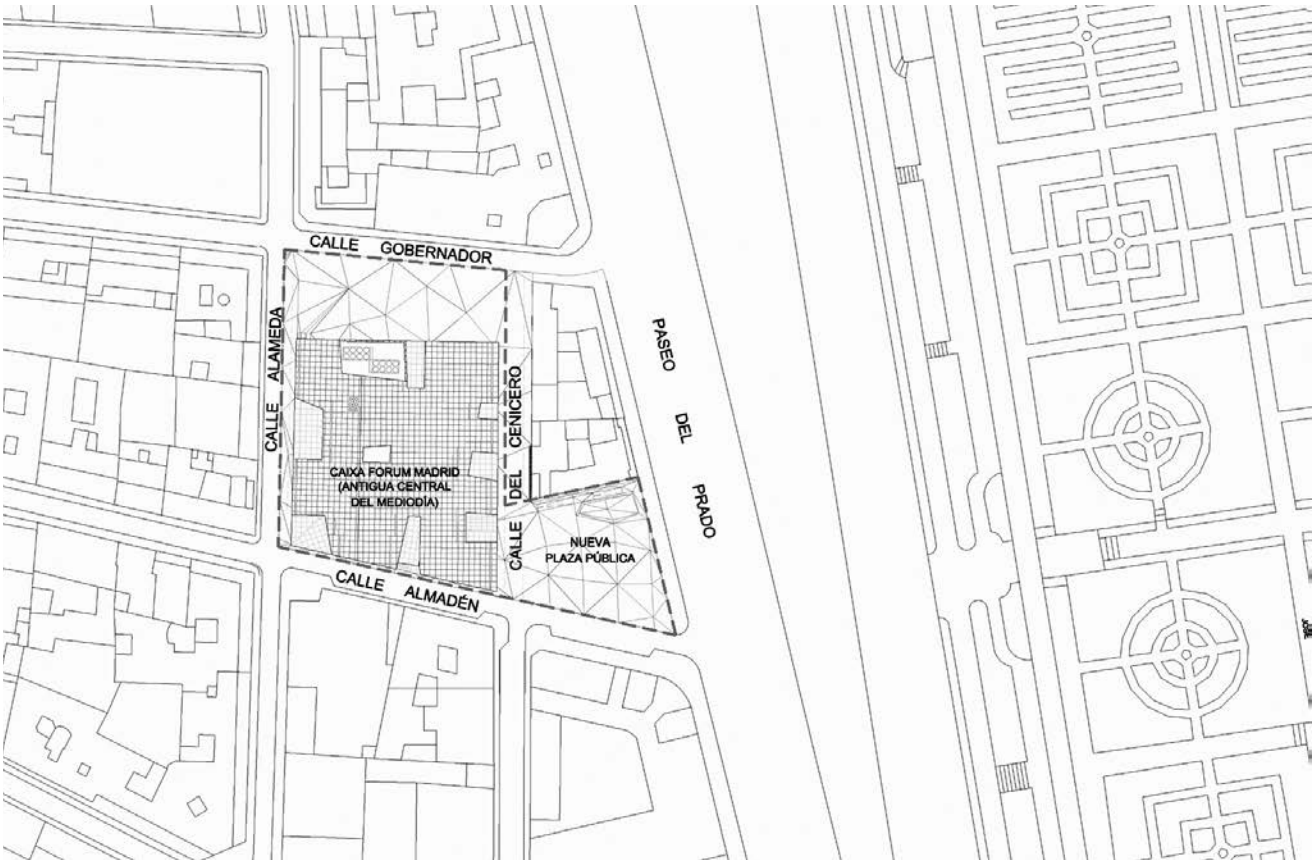


Figura 18. Planta de situación, conexión del nuevo edificio con el Paseo del Prado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

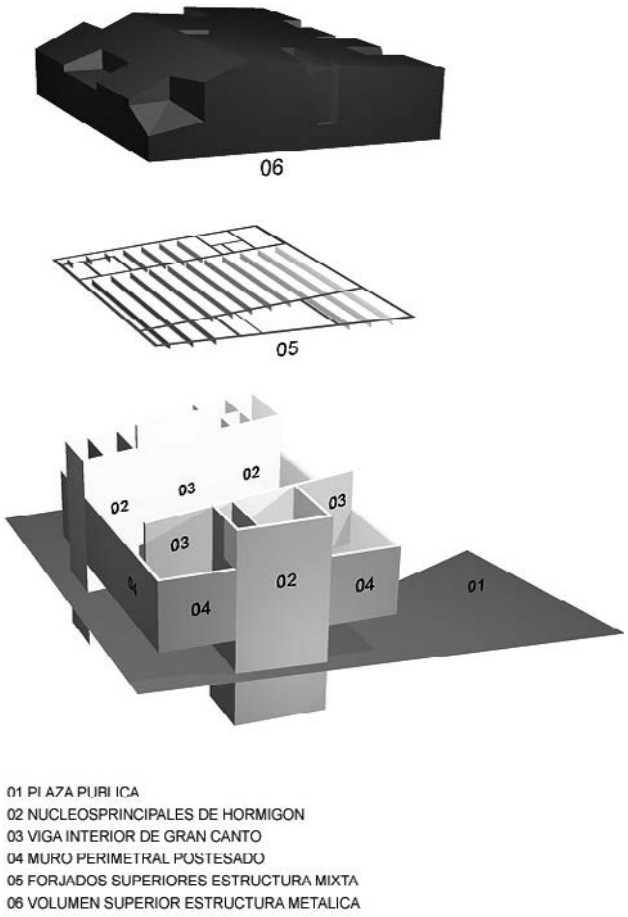


Figura 19. Concepto estructural.

mente a la fachada de ladrillo, tres potentes núcleos de hormigón estratégicamente situados en el perímetro, y dos paredes estructurales interiores de gran canto que conectan los núcleos con el muro perimetral. De acuerdo con este sistema los forjados superiores y la estructura de cubierta apoyan directamente en el nuevo muro de hormigón, que recoge además el peso del muro existente de ladrillo, y en las paredes interiores de gran canto, apoyándose todo el sistema en los tres núcleos principales, que transmiten la totalidad de las cargas a cimentación (Figura 19). El volumen del edificio queda así soportado exclusivamente en estos tres núcleos de hormigón, que actúan también como núcleos de comunicación vertical del edificio (escaleras, ascensores e instalaciones) y le confieren la necesaria rigidez y estabilidad horizontal.

A partir de este macrosistema estructural la ordenación de los niveles superiores queda definida por un espacio central diáfano de importantes dimensiones y tres espacios laterales de menor tamaño, anexos a los núcleos. Estos forjados se resolvieron con estructura mixta, muy ligera, reduciendo así las cargas que deben soportar el muro perimetral y los núcleos principales [8].

Finalmente la estructura bajo rasante se resolvió, en líneas generales, con un sistema convencional de apoyos verticales (muros y pilares) y losas macizas de hormigón, ajustado a la geometría y los requisitos de cada zona. Es importante destacar sin embargo la zona correspondiente a los espacios bajo rasante del auditorio y del hall principal, con luces de aproximadamente 15,0 metros, cargas elevadas y requisitos estrictos de canto del forjado.

4.2. Necesidad y planteamiento del postesado. Descripción del sistema y proceso constructivo.

A partir del planteamiento estructural indicado, el control deformacional y tensional de determinados elementos de la estructura aconsejaron el planteamiento de soluciones postesadas, en particular en el forjado sobre el auditorio y en el nuevo muro perimetral, constituyente del macrosistema estructural.

4.2.1. Losa postesada sobre auditorio

En primer lugar, en el forjado correspondiente a la cubierta del auditorio y del hall principal, la importante luz a cubrir, de aproximadamente 15,0 metros, y las elevadas cargas a soportar (plaza pública con posibilidad de acceso de bomberos), unidos a la necesidad de mantener el canto de la estructura en dimensiones moderadas, aconsejaron el planteamiento de una solución tradicional de losa postesada. Esta solución resuelve así la problemática de luces y cargas importantes con un canto del forjado ajustado (50 cm), mucho menor que el que hubiera requerido otras alternativas posibles en hormigón armado o en estructura metálica.

En este caso, la marcada direccionalidad del forjado sugiere una disposición uniforme de los cables en una única dirección, resolviendo los esfuerzos en la dirección perpendicular, de mucho menor envergadura, con armadura pasiva. Por otra parte el trazado de los cables debe ajustarse en las distintas zonas a la diferente configuración de los apoyos, que hace que en los laterales se comporte como un vano isostático, apoyada en sus extremos, mientras que en la zona central la existencia de dos muros interiores de apoyo muy próximos entre sí, hacen que su comportamiento se asemeje al de una viga continua de dos vanos (Figura 20). De acuerdo con estas indicaciones se adopta una distribución unidireccional de cables adherentes de 12 cordones de 0,6Ó ajustando su separación uniformemente en los distintos tramos (isostáticos o continuos). La cuantía total de acero activo en la losa postesada es de 18,5 kg/m^2.

Por otra parte, desde un punto de vista constructivo, la gran rigidez de uno de los núcleos principales, que sirve de apoyo a la losa postesada, obligó a disponer una junta de hormigonado que independizara temporalmente ambos elementos, a fin de evitar posibles coacciones horizontales que hubieran reducido el efecto del postesado (Figura 21). Así mismo, el apoyo de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

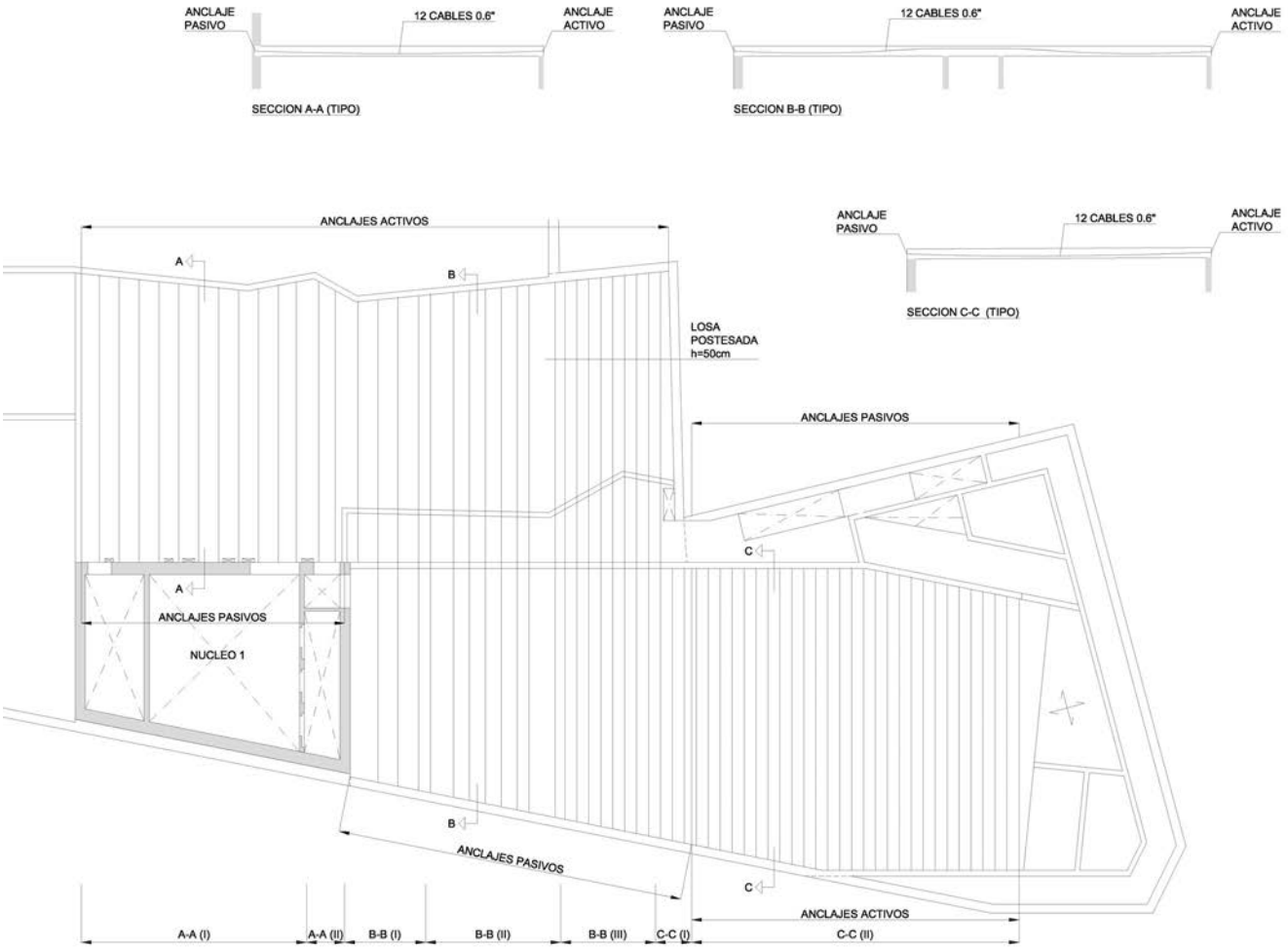


Figura 20. Losa postesada sobre auditorio. Planta y trazado de los cables.

losa en los muros perimetrales se resolvió mediante apoyos provisionales de neopreno, que permitían un ligero desplazamiento horizontal de la losa durante el proceso de tesado, evitando también cualquier coacción que pudiera afectar la acción del postesado. Una vez completado el proceso de tesado se materializó el apoyo de la losa en el núcleo y se rigidizó la conexión con los muros de contención, impidiéndose el desplazamiento horizontal de la losa, que actúa así como arriostramiento frente a las empujes horizontales del terreno.

4.2.2. Muro perimetral postesado

Mucha mayor complejidad y singularidad presentan la decisión de utilizar una solución postesada en el muro perimetral de hormigón adosado al muro de ladrillo, y la definición tipológica y constructiva de su aplicación.

Como ha quedado expuesto en el planteamiento del macrosistema estructural, el muro perimetral, junto con las dos paredes interiores de gran canto, recoge la totalidad de las cargas sobre rasante del edificio y las transmite hasta los núcleos principales de apoyo. Está sometido por lo tanto a esfuerzos muy elevados que deben ser controlados, al igual que su nivel de deformación. Asimismo debe conectarse al muro existente de ladrillo



Figura 21. Losa postesada sobre auditorio. Disposición de las vainas y armado.

y compatibilizar su comportamiento con el de éste, de manera que se evite la aparición de fisuras en la fábrica. Así, una posible solución consistente en grandes celosías metálicas fue rápidamente descartada pues, si bien podría resolver la transmisión de esfuerzos a los núcleos con un orden tensional y deformacional adecuado, la conexión al muro existente de ladrillo no resulta en modo alguno sencilla y produciría sin duda la concentración de cargas en los puntos de conexión (correspon-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

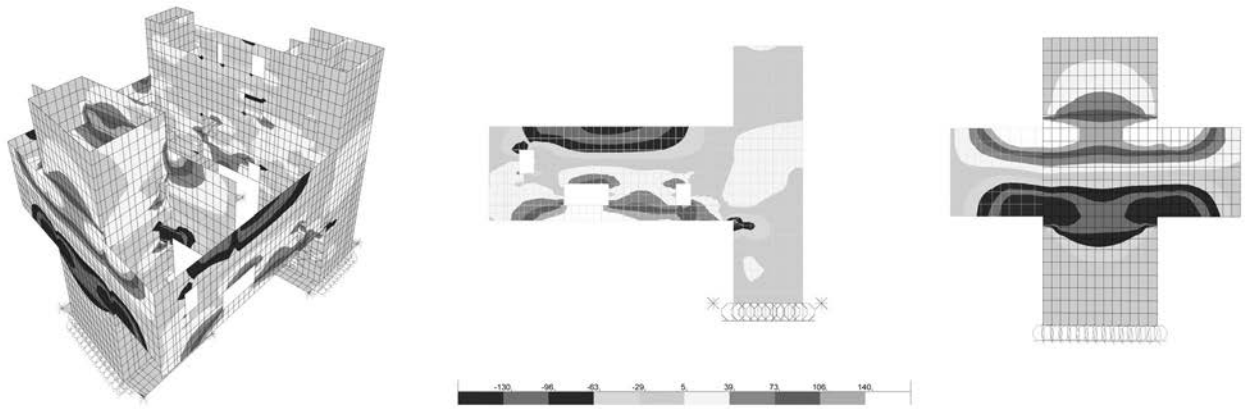


Figura 22. Macrosistema estructural. Resultados de esfuerzos axiles del modelo de cálculo, bajo cargas verticales. Vista 3D, alzados calle Cenicero y calle Almadén.

dientes con los elementos metálicos de la celosía), y la transferencia de esfuerzos entre la estructura metálica y el muro de ladrillo de forma poco uniforme y controlable; efectos ambos que podrían producir la aparición de fisuras en la fábrica de ladrillo. Se opta por lo tanto por una solución en hormigón, que permite un contacto continuo y uniforme entre el nuevo muro y el existente de ladrillo. El muro de hormigón, de una altura aproximada de 11 metros, tiene además una inercia muy importante, que hace que la deformada instantánea se mantenga en todos los casos en valores admisibles, si bien debe tenerse en cuenta sin embargo la deformada diferida del hormigón y la derivada de la fisuración de la sección. Este hecho, unido a la importante concentración de tensiones que se producen en determinadas zonas, como los puntos de apoyo -empotramiento- del muro en los núcleos, hacen necesario considerar la posibilidad de postesar el muro, como quedó patente en los análisis y modelos realizados (Figura 22).

Como solución postesada se consideró inicialmente un trazado de los cables ajustado al antifunicular de cargas (Figura 23). Esta solución resulta muy adecuada desde un punto de vista de seguimiento y control de los esfuerzos en el muro perimetral, pero plantea importantes dificultades constructivas y de control de la ejecución, que obligarían incluso a disponer la totalidad del sistema de cableado con su armado correspondiente antes de poder comenzar el hormigonado del muro.

Se optó entonces por un trazado recto de los cables que, si bien no se beneficia de los efectos derivados de la introducción de fuerzas de desvío, sí permite reducir el nivel de tensiones en las zonas más solicitadas, controlando además así la fisuración y los efectos diferidos del hormigón. Esta solución favorece enormemente el proceso de ejecución y control del sistema, permitiendo el hormigonado del muro por tongadas, con la disposición de cables y armado estrictamente necesaria para cada fase de hormigonado.

El sistema adoptado consiste así en una distribución prácticamente uniforme de cables rectos de trazado horizontal, formados por cables de 12 cordones de 0,6Ǫ que generan una compresión uniforme en toda la altura del muro, de 50 cm de espesor, del orden de unos 35 – 40 kp/cm^2. En la práctica la disposición de los cables debe ajustarse en cada alzado a la existencia de huecos en la fachada, si bien en líneas generales el trazado propuesto permite obtener una compresión prácticamente uniforme en toda la altura del muro (Figura 24). Esta compresión reduce los esfuerzos de tracción, pero incrementa la tensión de las zonas comprimidas, que deben por lo tanto controlarse cuidadosamente.

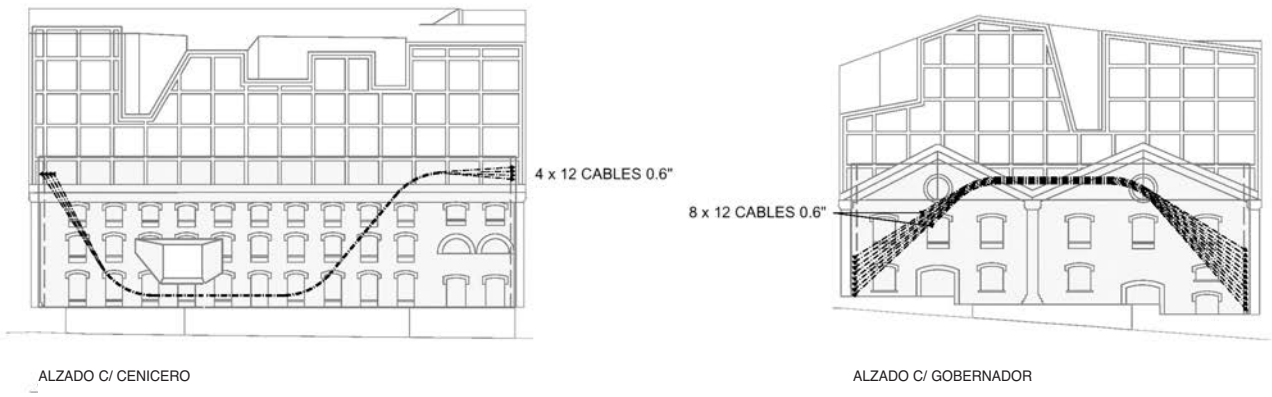


Figura 23. Muro perimetral. Solución con trazado antifunicular de los cables.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

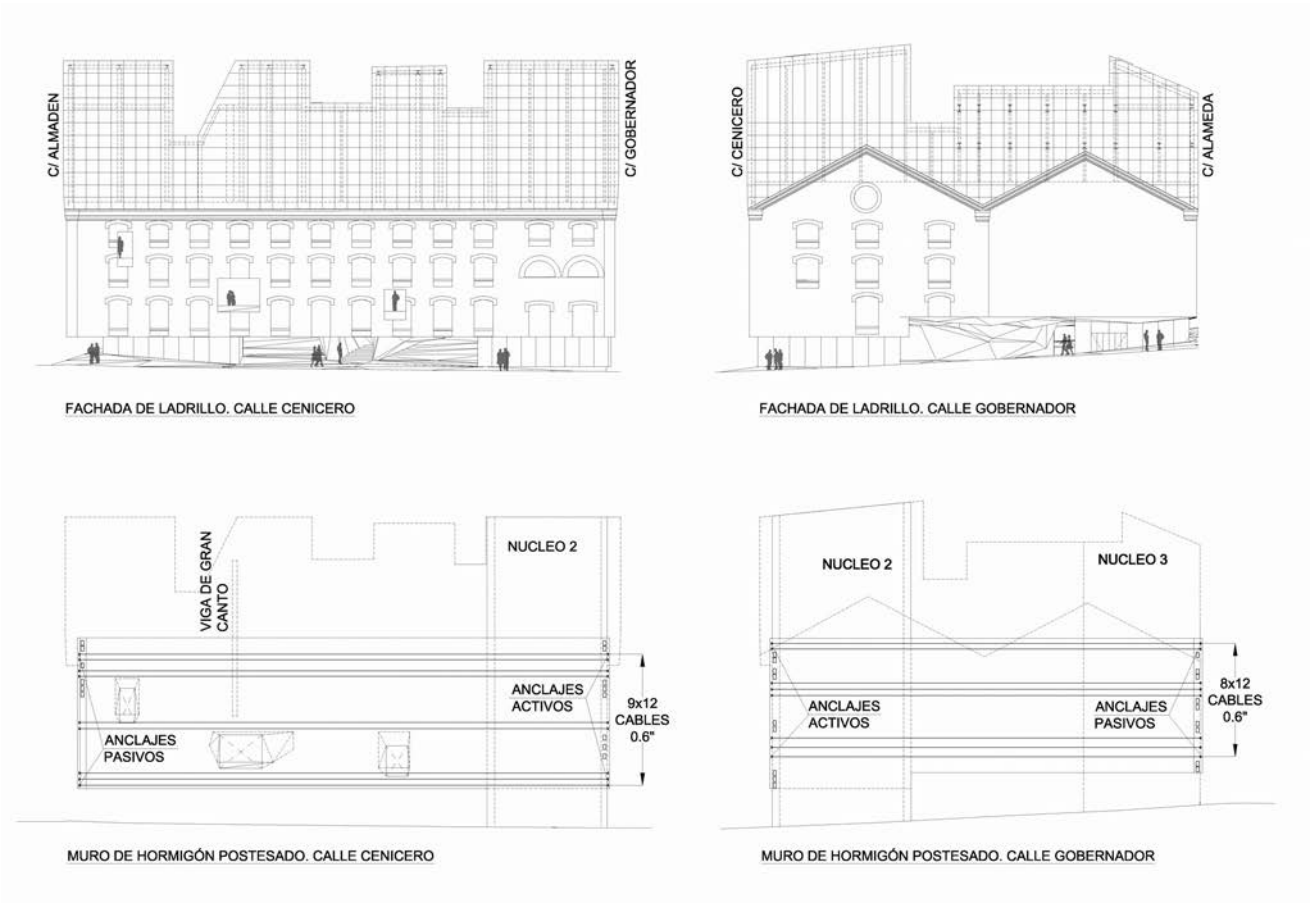


Figura 24. Muro perimetral. Solución con trazado recto horizontal de los cables.

Únicamente en los alzados correspondientes a la calle Almadén y a una de las vigas interiores de gran canto, en los que el comportamiento estructural de los muros es equivalente al de dos vigas en ménsula empotradas en uno de los núcleos, se planteó una distribución de los cables que aplica tensiones diferenciadas a la sección. En este caso se mantiene el trazado horizontal de los cables, pero se concentran en la zona superior de la sección, generando así esfuerzos de flexión que se oponen a los momentos de empotramiento de la ménsula y disminuyen la deformada en los extremos.

A nivel de control de las deformaciones, el trazado horizontal uniforme de los cables no introduce fuerzas de desvío que se opongan a la flexión propia de los muros, por lo que los esfuerzos de postesado no tienen apenas influencia directa en la deformación del conjunto (salvo en los alzados indicados de la calle Almadén y la viga de gran canto). Sin embargo, sí permiten controlar la fisuración, al disminuir significativamente el nivel de tracciones, y reducir los efectos diferidos del hormigón [9], controlándose indirectamente la deformada que, en líneas generales se mantuvo en todos los casos en el orden de los 5 a 10 mm de flecha instantánea previstos según las zonas.

Por otra parte, la singular disposición del muro perimetral postesado, adosado y conectado al antiguo muro de ladrillo, planteaba dos cuestiones fundamentales: cómo realizar la conexión entre el nuevo muro de hormigón y la fábrica de ladrillo existente, de casi 1,0 m de espesor, y cómo controlar la transferencia de esfuerzos entre ambos, debida al tesado del muro de hormigón y a los efectos reológicos.

Para resolver estas cuestiones se consideró la posibilidad de ejecutar el muro de hormigón independiente de la fachada existente, materializando la conexión entre ambos una vez realizado el postesado del muro. Sin embargo, la enorme dificultad constructiva que suponía realizar esta conexión a posteriori, y el hecho de que una vez conectados el muro de hormigón y la fachada de ladrillo se producirían, en cualquier caso, transferencias de esfuerzos entre ambos, aconsejaron realizar la conexión durante el proceso de hormigonado del nuevo muro, antes de realizar el tesado, contemplando la relación e interacción entre ambos desde el primer momento.

Para materializar esta conexión se practicaron una serie de cajeados en la cara interior de la fachada de ladrillo que permitían que el hormigón del muro entrara en la fachada, a modo de ménsulas de anclaje capaces de recoger la totalidad de las cargas de peso propio de la fachada, y que garantizan además su estabilidad horizontal. Adicionalmente a este sistema de ménsulas se distribuyeron uniformemente un conjunto de redondos anclados a la fachada de ladrillo que, junto con la activación del rozamiento entre las superficies de ladrillo y hormigón,

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

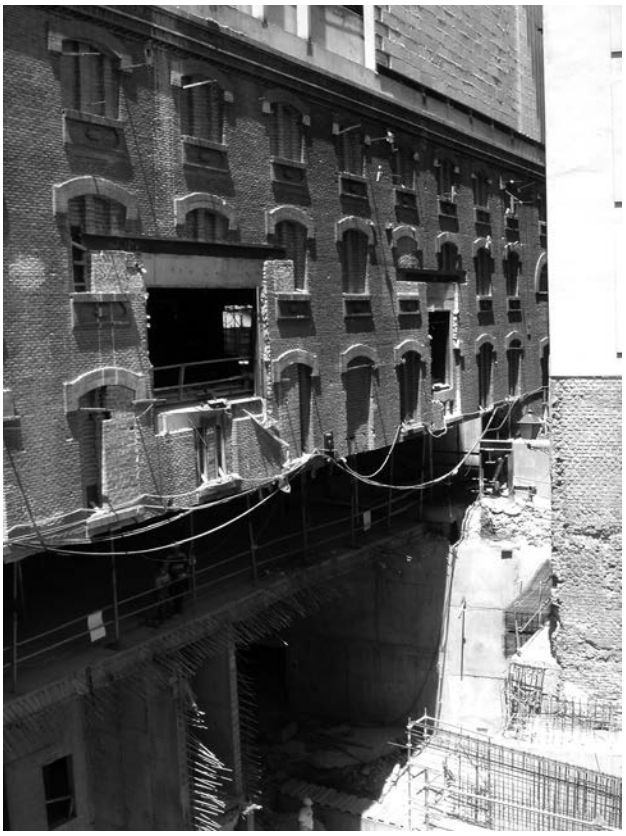


Figura 25. Muro perimetral postesado una vez desapeado.

contribuyen a dispersar la transferencia de cargas de manera que se produzca de manera suave y uniforme. Se evita así la acumulación de esfuerzos en torno a las ménsulas de conexión, que hubiera supuesto la aparición de fisuras locales en la fábrica de ladrillo.

Estando conectados la fachada de ladrillo y el muro de hormigón, era necesario considerar y controlar la posible transferencia de esfuerzos al ladrillo como consecuencia del tesado del muro de hormigón. En este sentido se decidió considerar la sección formada por el muro de hormigón y la fachada de ladrillo como una sección mixta, situando los cables de pretensado en el centro de gravedad de la sección compuesta hormigón-ladrillo, de manera que los esfuerzos de pretensado generaran una compresión uniforme entre ambos. Así, la relación entre el módulo de elasticidad de la fábrica de ladrillo y el del hormigón, de un factor 10, hace que los 100 cm del muro de ladrillo equivalgan a un aumento de 10 cm del muro de hormigón, lo que suponía un desplazamiento de 5 cm en la posición de los cables de pretensado. Se evita así la aparición de tracciones en la cara exterior de la fábrica de ladrillo debidas a la excentricidad de los esfuerzos de postesado, comprimiendo uniformemente la sección compuesta, de manera que en todo caso se produzca una "precompresiónÓ del ladrillo. Este planteamiento consideraba un módulo de elasticidad de la fábrica de ladrillo uniforme en todo el perímetro y no tenía en cuenta las irregularidades y discontinuidades de la misma. Sin embargo, el estudio realizado permitió concluir que el orden de magnitud de los esfuerzos producidos en la fábrica de ladrillo era considerablemente bajo y el efecto de las posibles irregularidades poco significativo, pudiéndose aceptar el planteamiento y las hipótesis consideradas como válidas, tal y como puso de manifiesto su excelente comportamiento una vez ejecutado (Figura 25).

Finalmente, desde un punto de vista constructivo, era necesario tener en cuenta el empuje hidrostático del hormigón fresco en la fábrica de ladrillo, que obliga a plantear unas fases de hormigonado del muro por tongadas de una altura máxima que garantice la estabilidad del muro existente frente a los empujes horizontales, disponiendo en caso necesario un sistema de arriostramiento provisional. Este sistema resulta necesario en los niveles superiores del muro, donde el pequeño peso de la fábrica de ladrillo la hace más inestable frente a los empujes horizontales.

Por otra parte, la situación de dos de los núcleos principales de apoyo en los extremos del alzado de la calle Gobernador suponía un condicionante determinante en el planteamiento del proceso constructivo y de tesado de los muros. En efecto, si se realizara el tesado del muro de Gobernador conectado a los dos núcleos, la enorme rigidez de éstos hubiera absorbido gran parte de los esfuerzos de tesado, impidiendo su transferencia a la zona central del muro y disminuyendo drásticamente su efecto. Era necesario por lo tanto liberar temporalmente el muro en uno de sus extremos, de manera que pudiera recoger libremente la acción del postesado, y conectarlo posteriormente al núcleo.

De acuerdo con estas consideraciones, el proceso constructivo considerado fue el siguiente (Figura 26):

- Limpieza de la cara interior de la fábrica de ladrillo existente. Ejecución de los cajeados de las ménsulas de conexión de la fachada con el muro de hormigón y colocación de las barras de anclaje.

- Armado y colocación de los cables del muro de hormigón, por fases de hormigonado (Figura 27). Disposición de los apeos y encofrados del muro interior de hormigón, y del sistema de arriostramiento de la fachada de ladrillo existente, en caso necesario. Humedecido de la fábrica de ladrillo en la zona a hormigonar, y hormigonado de la tongada correspondiente.

  Esta fase se repite en todo el perímetro, según las tongadas previstas, hasta alcanzar la altura total de los muros. Se disponen además progresivamente dos niveles de arriostramiento horizontal provisional de los muros, que garantizan temporalmente su estabilidad hasta la ejecución de los forjados superiores.

  Se deja únicamente sin hormigonar la esquina de las calles Gobernador y Alameda, a fin de liberar el muro de Gobernador de la coacción del núcleo de esta es-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

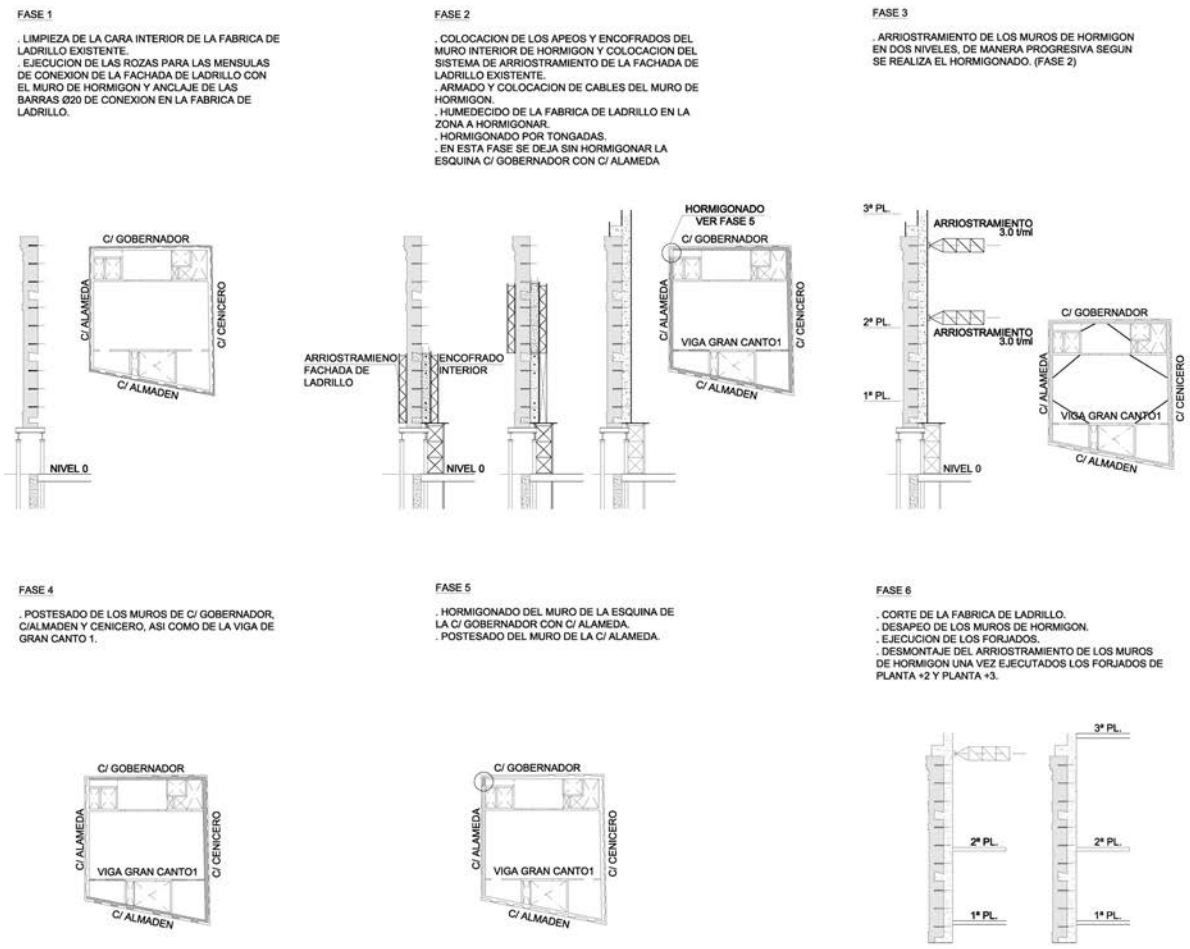


Figura 26. Proceso constructivo del muro perimetral postesado.



Figura 27. Colocación de las vainas de postesado en el muro perimetral.

quina y permitirle recoger y transferir libremente la acción del postesado. Al dejar sin hormigonar esta esquina, el muro de la calle Alameda se debe postesar en una fase posterior.

- Postesado de los muros de los alzados de Gobernador, Almadén y Cenicero, así como de la viga de gran canto interior (Figura 28). El postesado se realiza de manera uniforme en toda la altura del muro, alternando los cables a tesar.

- Hormigonado del muro de la esquina de las calles Gobernador y Alameda, con los mismos criterios indicados para el resto de los muros. Postesado del muro de la calle Alameda.



Figura 28. Ejecución del tesado del muro perimetral.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

- Ejecución de los forjados superiores y progresiva eliminación de los dos niveles de arriostramiento horizontal provisional de los muros.

5. CONCLUSIONES

Tratar de establecer pautas o criterios de diseño en el campo de la edificación singular resulta en cierto sentido contradictorio con la propia naturaleza de sus estructuras, singulares, particulares y en gran medida únicas o intransferibles. Sin embargo, de la experiencia del desarrollo y ejecución de los sistemas estructurales postesados aquí expuestos consideramos que se pueden extraer, si no conclusiones categóricas, sí algunos aspectos diferenciadores y puntos de reflexión que resulta interesante tener en cuenta en el planteamiento de este tipo de soluciones.

En primer lugar, los sistemas postesados ofrecen grandes posibilidades a las estructuras de edificación singular, permitiendo resolver eficazmente problemáticas asociadas a este tipo de proyectos, como los derivados de las grandes luces y voladizos, y permitiendo además conjugar y compatibilizar adecuadamente tanto los requisitos derivados de la magnitud y complejidad estructural, como de su condición intrínseca de edificación. No olvidemos que la adopción de tipologías estructurales exigentes conlleva dimensiones significativas de esos elementos estructurales y que con tecnologías menos apropiadas plantearían problemas de escala con la arquitectura de muy difícil conciliación y solución.

En este sentido, uno de los requisitos más significativos y delicados de las estructuras de edificación son sus importantes condicionantes de flecha, que resultan de difícil resolución en el caso de grandes luces, y que el postesado permite regular y controlar adecuadamente.

Por otra parte, las estructuras de edificación están asociadas a la definición, en líneas generales, de esquemas estáticos complejos, de gran hiperestaticidad espacial, que deben ser tenidos en cuenta en el planteamiento y definición del sistema estructural. En el caso de los sistemas postesados, esta problemática puede ser a menudo fácilmente resuelta planteando un proceso constructivo y unas fases y órdenes de tesado acordes con el sistema previsto. Así, una solución en estos casos consiste en aislar temporalmente los sistemas estructurales, de manera que el postesado se aplique sobre una estructura más sencilla y controlable, evitando que la gran hiperestaticidad del sistema completo pueda oponerse a la acción del postesado, reduciendo o incluso desvirtuando su efecto. En este sentido se considera el tesado de las losas de Caixaforum o del Auditorio de Torrevieja, independizándolas temporalmente de determinados elementos de apoyo de gran rigidez, o el proceso constructivo y de tesado del muro perimetral de Caixaforum, que debe evitar la coacción horizontal de los núcleos principales.

Sin embargo, la necesidad de plantear procesos constructivos por fases, unido a la importante magnitud de los elementos a postesar y a su complejidad inherente, aconsejan a menudo simplificar al máximo el trazado y la disposición de los cables de postesado. Así, si de una manera simplificada consideramos el efecto del postesado en una estructura como el resultado de dos acciones combinadas: compresión uniforme de la sección y fuerzas de desvío procedentes del trazado curvo de los cables, en algunos de los proyectos analizados, como los muros de Caixaforum y del Auditorio de Torrevieja, se renuncia a los efectos derivados del trazado curvo de los cables. En estos casos, el planteamiento de un trazado de los cables correspondiente con el antifunicular de las cargas hubiera supuesto grandes complejidades constructivas y de control, que hubieran puesto en cuestión el interés o incluso la viabilidad de la solución. Sin embargo, la gran dimensión e inercia de los elementos a postesar (muros de hormigón de más de diez metros de altura), permite obtener esfuerzos de flexión opuestos a los debidos a las cargas gravitatorias mediante la concentración de los cables en una zona determinada de la sección, lo que supone una aplicación excéntrica de las fuerzas de postesado. Es el caso del muro lateral del Auditorio de Torrevieja y de uno de los alzados del muro perimetral y del muro interior postesado de Caixaforum. En este último proyecto se considera incluso en el resto de los alzados la disposición de un trazado recto horizontal uniforme de los cables, que genera una compresión uniforme del muro en toda su sección y no supone esfuerzo alguno de flexión.

Dentro de las consideraciones relativas al proceso constructivo es interesante también señalar la importancia de valorar detenidamente la disposición de los anclajes activos y pasivos, en función de las características geométricas, a menudo de cierta irregularidad y complejidad, los intereses arquitectónicos (como el dejar determinados elementos o cantos del forjado en hormigón visto, sin las cajas de anclaje visibles), y los requisitos derivados del propio proceso de montaje y tesado. La compatibilidad de estos criterios obliga en ocasiones a alternar la disposición de anclajes activos y pasivos o a la colocación de los anclajes en cara superior de forjado, como ocurre en el proyecto de Juzgados en Ciudad Real.

Por último, destacar que como sistema de postesado se ha considerado en todos los casos analizados postesado adherente, según se ha ido indicando, cuyas características y productos consideramos se adaptan mejor, en líneas generales, a las necesidades estructurales y constructivas de estos proyectos.

Se incluye a continuación una tabla resumen de los sistemas postesados planteados en los proyectos analizados, indicando sus principales características y cuantías, reseñadas a lo largo del artículo, a modo de resumen comparativo y referencia (Figura 29).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

PROYECTO	ELEMENTO	DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICAS POSTESADO Y CUANTÍAS
Teatro y Auditorio Municipal de Torrevieja	Losa aligerada de platea	Luz: 22,80 m Canto: 70 cm Aligeramientos entre nervios	Disposición de dos cables por nervio Trazado parabólico Tendones adherentes de 15 x 0,6Ó Cordones Y1860 S7 Hormigón HP-40 Anclajes activo / pasivo accesible Cuantía: 18,0 kg/m^2
	Muro de cuelgue	9 tirantes verticales Longitud tirantes: 14 m	Disposición de dos cables por tirante Trazado recto vertical Tendones adherentes de 4 x 0,6Ó Cordones Y1860 S7 Hormigón HP-40 Anclajes activo / pasivo accesible Cuantía: 4,0 kg/m^2
	Muro lateral en voladizo	Voladizo: 18,0 m Altura muro: 21,50 m Canto: 35 cm	Concentración de cables en tramo superior Tendones adherentes de 15 x 0,6Ó Cordones Y1860 S7 Hormigón HP-40 Anclajes activo / pasivo accesible Cuantía: 5,0 kg/m^2
Nuevo edificio Juzgados de Ciudad Real	Pasarelas	Luz: 14,0 m Canto: 35 cm Vano isostático	Disposición de cables cada 25 cm Trazado parabólico Tendones adherentes de 3 x 0,6Ó Cordones Y1860 S7 Hormigón HP-35 Anclajes activo / pasivo no accesible Cuantía: 14,5 kg/m^2
	Losa de cubierta en voladizo	Vuelo variable: 3,75 – 21,50 m Canto variable: 0,50 – 1,00 m	Trazado parabólico Tendones adherentes de 4 x 0,6Óy 9 x 0,6Ó Cordones Y1860 S7 Hormigón HP-35 Anclajes activo / pasivo no accesible Cuantía: 28,5 kg/m^2
Caixaforum Madrid	Losa sobre auditorio	Luz máxima: 15,0 m Canto: 50 cm Vanos isostáticos / continuos	Distribución uniforme unidireccional Trazado parabólico Tendones adherentes de 12 x 0,6Ó Cordones Y1860 S7 Hormigón HP-40 Anclajes activo / pasivo accesible Cuantía: 18,5 kg/m^2
	Muro perimetral	Luz máxima: 15,0 m Vuelo máximo: 11,5 m Altura muro: 11,0 m Espesor: 50 cm	Distribución uniforme unidireccional Trazado horizontal Tendones adherentes de 12 x 0,6Ó Cordones Y1860 S7 Hormigón HP-40 Anclajes activo / pasivo accesible Cuantía: 9,0 kg/m^2

Figura 29. Tabla resumen de los sistemas postesados analizados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

✓ **Teatro y Auditorio Municipal de Torrevieja**

Arquitectos: FOA Architects, Arquem Arquitectos

Estructuras: NB35 Ingeniería

Contratista general: Necso

Contratista postesado: Freyssinet

✓ **Juzgados de Ciudad Real**

Arquitectos: Guillermo Vázquez Consuegra

Estructuras: NB35 Ingeniería

Contratista general: Alcuba

Contratista postesado: Dywidag sistemas constructivos

✓ **Caixaforum Madrid**

Arquitectos: Herzog & de Meuron, Mateu i Bausells.

Estructuras: NB35 Ingeniería, WGG Schnetzer-Puskas

Contratista general: Ferrovial - Agromán

Contratista postesado: Tecpresa

✓ **NB35 Ingeniería (Equipo de los proyectos analizados)**

Jesús Jiménez, Antonio Gimeno, Eduardo Gimeno, Alejandro Bernabeu, Roberto Duque, Marian Sánchez, José Ignacio García, José Antonio Bermejo, Lola Tena, Javier Garrayo, Germán Gil.

✓ **Fotos y documentación gráfica**

NB35 Ingeniería, Fundación La Caixa, archivo Herzog & de Meuron y Vázquez Consuegra Arquitectos.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] Rui-Wamba, Javier. "El uso del postensado en estructuras de edificaciónÓ *Hormigón y Acero*. 1989, nº 170, p. 23-32.

[2] Llombart, José Antonio. "El postesado en edificaciónÓ *Hormigón y Acero*. 2000, nº 215, p. 127-139.

[3] Lima, Juan y Ossó, Pedro. "Forjados postesados: Tipologías –Rangos de utilización– PredimensionamientoÓ *Quaderns d'Estructures*. Febrero 2006, nº 22, p. 42-52.

[4] Rui-Wamba, Javier. "El pretensado como instrumento de diálogo entre la ingeniería y la arquitecturaÓ *Hormigón y Acero*. 2000, nº 215, p. 35-43.

[5] Aguiló, Miguel. *Estructuras para edificios singulares españoles*. Madrid: Edición Grupo ACS, 2008.

[6] Duque Corroto, Roberto y Jiménez Cañas, Jesús. "Teatro y auditorio municipal de Torrevieja (FOA Architects-Arquem Arquitectos y NB35 Ingeniería)Ó En: *IV Congreso Internacional de Estructuras de la Asociación Científica del Hormigón Estructural (ACHE), (Valencia 24-27 de noviembre de 2008)*.

[7] El Croquis (ed.). "Herzog & de Meuron. 2002-2006Ó *El Croquis*, nº 129 / 130. Madrid, 2006.

[8] Jiménez Cañas, Jesús y Bernabeu Larena, Alejandro. "Caixaforum MadridÓ *Revista de Obras Públicas*, 155 (3487), 2008, p. 8-30.

[9] "Instrucción de hormigón estructuralÓ EHE 08. Ministerio de Fomento, 2008.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Aplicaciones de los campos de esfuerzos cortantes en el análisis y dimensionamiento de losas de hormigón armado

Applications of shear fields in reinforced concrete slab analysis and design

Miguel Fernández Ruiz[1] **y Aurelio Muttoni**[2]

Recibido | *Received:* 12-12-2008
Aceptado | *Accepted:* 21-04-2009

Resumen

Este artículo presenta una revisión del comportamiento estructural y de los mecanismos de transmisión de cargas en losas de hormigón armado a través del estudio de los campos de esfuerzos cortantes. La pertinencia de diferentes tipos de campos obtenidos mediante consideraciones elásticas o plásticas es analizada en relación con el comportamiento de las losas tras su fisuración. El artículo presenta y discute finalmente una serie de aplicaciones prácticas mostrando las posibilidades de esta técnica en el dimensionamiento de losas de hormigón armado.

Palabras clave: Campos de esfuerzos cortantes, teoría de la plasticidad, teoría de la elasticidad, losas de hormigón armado.

Abstract

This paper investigates the mechanical behaviour and the load-carrying mechanisms of reinforced concrete slabs by means of shear fields. The suitability of various shear fields obtained from different approaches (elastic and plastic theory) is investigated with respect to the behaviour of slabs prior to and after cracking. The paper finally introduces a series of practical applications showing some possibilities of this technique in design of concrete slabs.

Keywords: *Shear fields, theory of plasticity, theory of elasticity, reinforced concrete slabs.*

* *An extensive English language summary of the present article is provided on page 110 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.*

(1) Dr. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Station 18, CH-1015 (Lausanne, Suiza).
(2) Prof. Dr. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Station 18, CH-1015 (Lausanne, Suiza).

Persona de contacto / *Corresponding author:* miguel.fernandezruiz@epfl.ch

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

En el proyecto de losas de hormigón armado, la determinación de las armaduras de flexión ha sido tradicionalmente la tarea a la cual se le ha dedicado un mayor tiempo de análisis, considerando la verificación del esfuerzo cortante o del punzonamiento como una tarea secundaria. Esta metodología de proyecto contrasta sin embargo con el hecho de que, por ejemplo en losas apoyadas sobre columnas, el punzonamiento es el estado límite último que determina normalmente el espesor mínimo de las losas.

El análisis en ocasiones demasiado simplificado tanto de la solicitación como de la resistencia de las losas frente a esfuerzos cortantes ha provocado problemas en numerosas estructuras, así como accidentes en algunos casos [1,2] ver Figura 1.

Debe además tenerse en cuenta que las roturas por punzonamiento o por cortante en losas revisten de una especial gravedad debido a la fragilidad de las mismas (con escasa capacidad de aviso) y al hecho de que son roturas propagables [3]. Debido a esta situación, se ha realizado un esfuerzo muy significativo en la comunidad científica para la comprensión de los fenómenos de rotura por cortante en losas sin armadura transversal, existiendo hoy en día una serie de teorías consistentes para la evaluación de su resistencia aplicadas en normas para el dimensionamiento de estructuras de hormigón. Algunos ejemplos lo constituyen la aplicación de la teoría del campo de compresiones [4] en la norma canadiense CSA (2004) [5] o la aplicación de la teoría de la fisura crítica [6, 7, 8] en la norma suiza SIA 262 (2003) [9].

Sin embargo, contrastando con el gran esfuerzo desarrollado para mejorar la comprensión en los mecanismos resistentes a cortante, un esfuerzo muy limitado ha sido llevado a cabo para entender la transmisión del esfuerzo cortante en losas y cómo integrar este aspecto a la hora de concebir y proyectar una estructura. Algunas trabajos importantes sobre ese tema pueden sin embargo consultarse en [10, 11, 12].

Este artículo presenta una revisión de la transmisión del esfuerzo cortante en losas de hormigón armado y cómo puede efectuarse un estudio sistemático del mismo a través de los campos de esfuerzos cortantes. Dichos campos serán utilizados para la comprensión de los mecanismos de transmisión de carga en las losas y se discutirá su aplicación para la identificación de regiones potencialmente peligrosas o para la optimización de algunos aspectos de diseño.

2. EQUILIBRIO DE UN ELEMENTO DIFERENCIAL

La Figura 2 muestra la convención de signos que será adoptada en este artículo para los esfuerzos actuantes en un elemento losa. El equilibrio de las fuerzas verticales permite obtener:

$$q \cdot dx \cdot dy = dv_x \cdot dy + dv_y \cdot dx \rightarrow q = \frac{dv_x}{dx} + \frac{dv_y}{dy} \qquad (1)$$

mientras que a partir del equilibrio de momentos proporciona:

$$v_x \cdot dy \cdot dx - dm_x \cdot dy - dm_{xy} \cdot dx = 0 \rightarrow v_x = \frac{dm_x}{dx} + \frac{dm_{xy}}{dy}$$
$$v_y \cdot dx \cdot dy - dm_y \cdot dx - dm_{yx} \cdot dy = 0 \rightarrow v_y = \frac{dm_y}{dy} + \frac{dm_{yx}}{dx} \qquad (2)$$

donde m_{xy} es el momento torsor de la losa (= m_{yx}).

Gracias a las condiciones de equilibrio, las reacciones lineales en los bordes apoyados (r_b) así como las reacciones de esquina (R_b) pueden también obtenerse directamente (ver Figura 3):

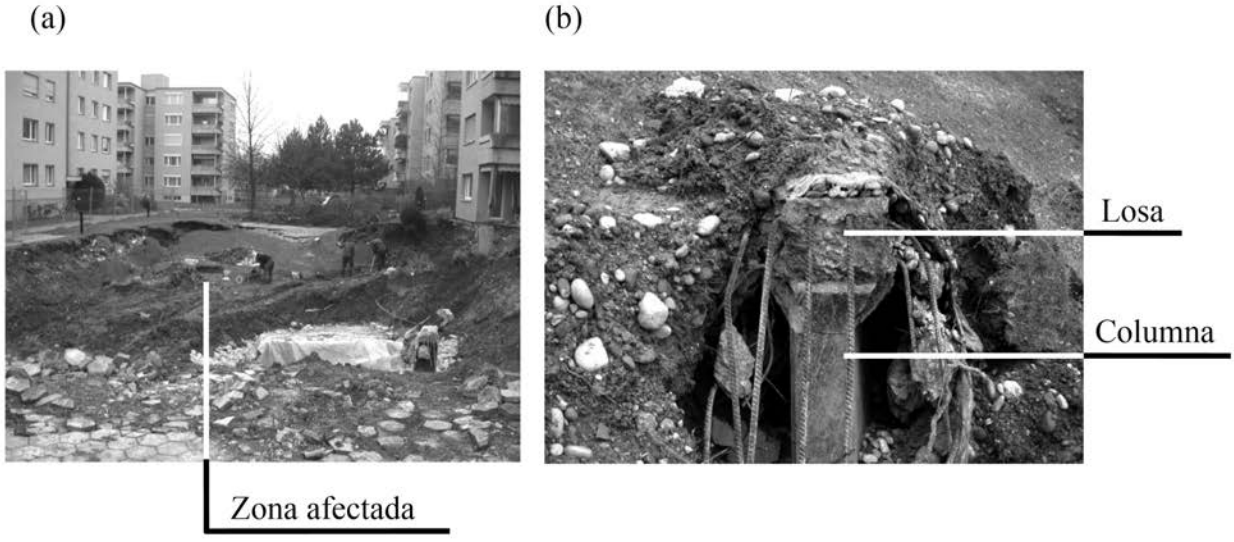


Figura 1. Derrumbe de la losa de cubierta del parking de Gretzenbach (Suiza) en 2004 (a) estado tras derrumbe; (b) detalle de una columna tras el punzonamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

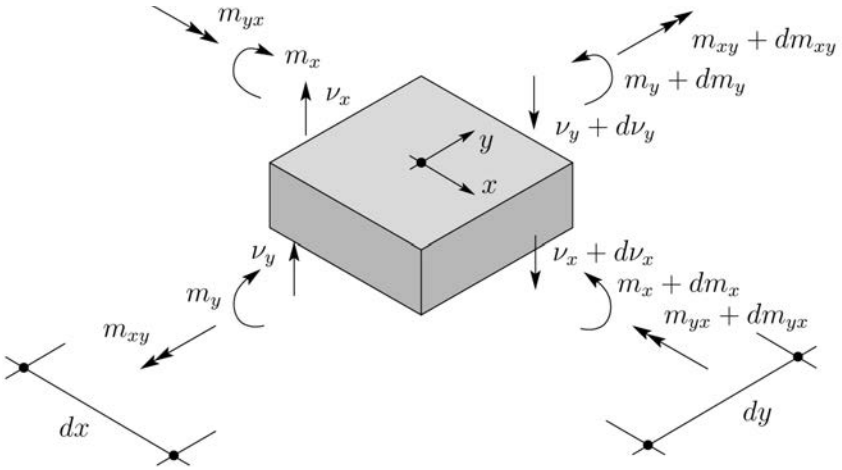


Figura 2. Elemento diferencial de una losa y esfuerzos.

$$r_b = \nu_n + \frac{\partial m_{tn}}{\partial t}$$
$$R_b = 2 \cdot m_{xy} \qquad (3)$$

3. CAMPO DE ESFUERZOS CORTANTES

Según la teoría de la plasticidad, una solución que permite equilibrar los esfuerzos actuantes sobre la losa (Figura 2) puede ser encontrada considerando el trabajo de la misma según un modelo "sandwichÓ[13] ver Figura 4a. Según este modelo, la losa se encuentra dividida en tres capas (Figura 4b) dos externas sometidas a esfuerzos de membrana (las cuales se encargan de equilibrar los momentos de flexión y torsión mediante compresiones en el hormigón y tracciones en las armaduras) y un núcleo que equilibra los esfuerzos cortantes (ν_x y ν_y, ver Figura 2).

Los esfuerzos cortantes por unidad de longitud (desarrollados a lo largo de secciones perpendiculares al plano de la losa) se encuentran a su vez equilibrados mediante sendos esfuerzos rasantes que se desarrollan en las caras superior e inferior del núcleo (paralelas al plano de la losa), como se aprecia en la Figura 4b (los cuales están equilibrados en las capas externas del sandwich mediante la variación de los esfuerzos de membrana). Los esfuerzos rasantes que se desarrollan en las caras superior e inferior del núcleo constituyen por lo tanto un campo vectorial que puede ser descrito a partir de dos componentes.

Una manera conveniente para describir dicho campo consiste en considerar, para un punto cualquiera de la losa, el esfuerzo rasante principal. La magnitud de dicho esfuerzo (ν_{tot}, de igual valor que el esfuerzo cortante principal según la Figura 4c) y su dirección principal θ con respeto al eje x (perpendicular a la sección de

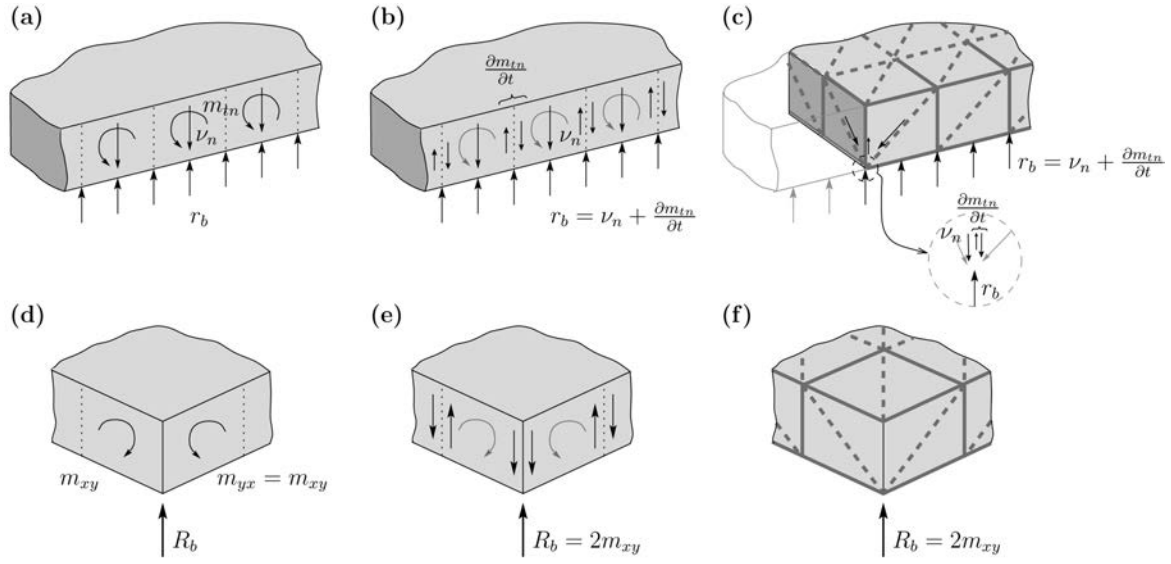


Figura 3. Reacciones de borde y de esquina
(a) borde apoyado y esfuerzos de la losa; (b) reacción lineal obtenida a partir de los esfuerzos de la losa;
(c) reacción lineal obtenida a partir de un modelo de celosía (con detalle de fuerzas en un nudo);
(d) esquina y esfuerzos de la losa; (e) reacción de esquina obtenida a partir de los esfuerzos de la losa;
(f) reacción de esquina obtenida a partir de un modelo de celosía (con detalle de fuerzas en un nudo).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

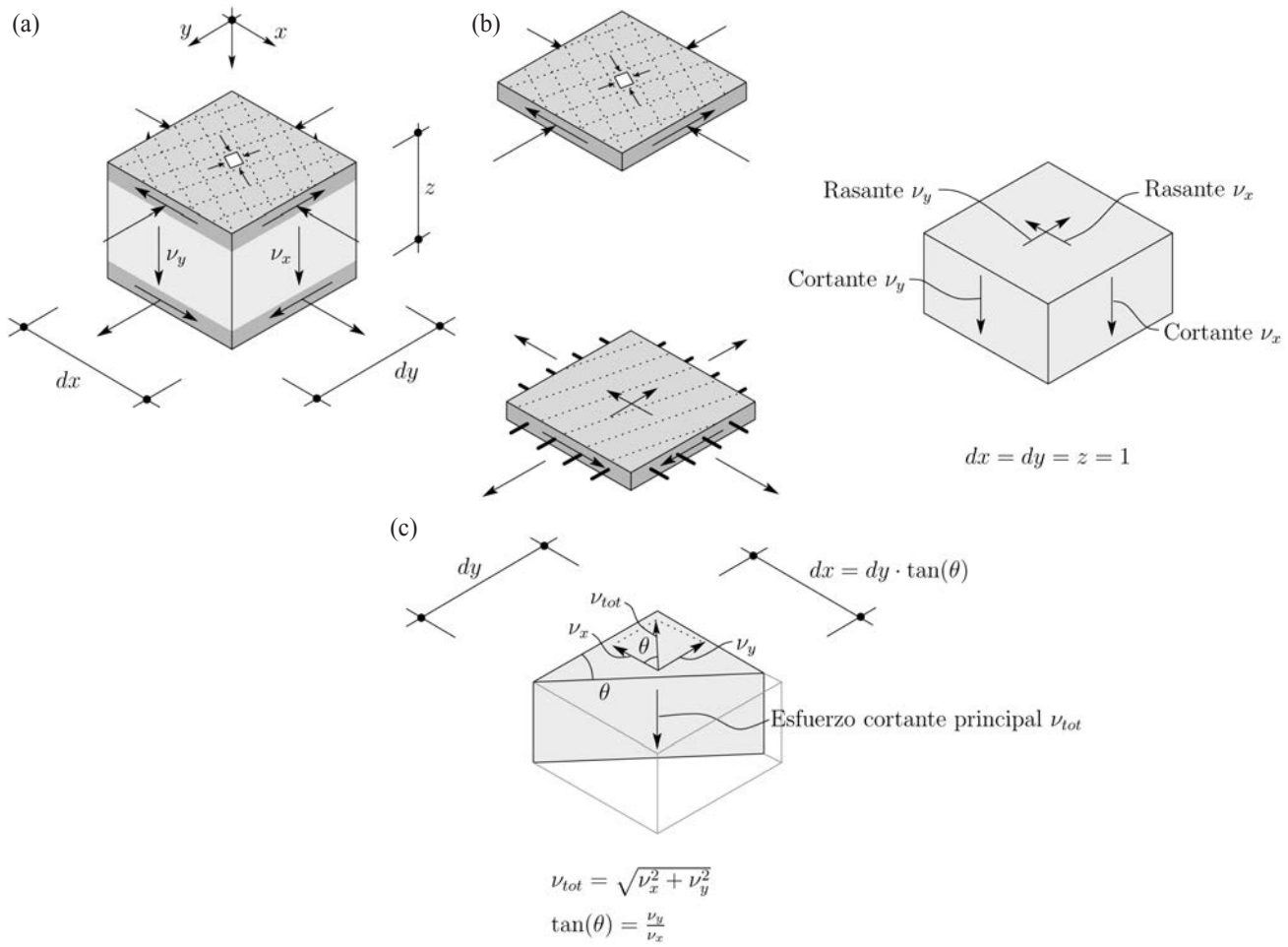


Figura 4. Modelo sandwich: (a) capas; (b) detalle de los esfuerzos desarrollados en el núcleo y capas externas; y (c) determinación del esfuerzo cortante principal.

esfuerzo cortante principal según la Figura 4c) pueden calcularse gracias a sus componentes v_x y v_y como:

$$v_{tot} = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$$
$$\theta = \arctan \frac{v_y}{v_x} \quad (4)$$

A partir de las componentes de dirección y valor del esfuerzo cortante principal, el campo vectorial puede ser dibujado punto por punto, indicando la dirección según la cual el esfuerzo cortante es transmitido. En este artículo se utilizará para ello un conjunto de líneas paralelas a la dirección principal del esfuerzo cortante y cuyo espesor varía con la magnitud del esfuerzo cortante principal, ver Figura 5.

4. DETERMINACIÓN DE CAMPOS DE ESFUERZOS CORTANTES EN CASOS SENCILLOS

En esta sección se presentan diferentes métodos para determinar el campo de esfuerzos cortantes en losas, comparando los resultados obtenidos.

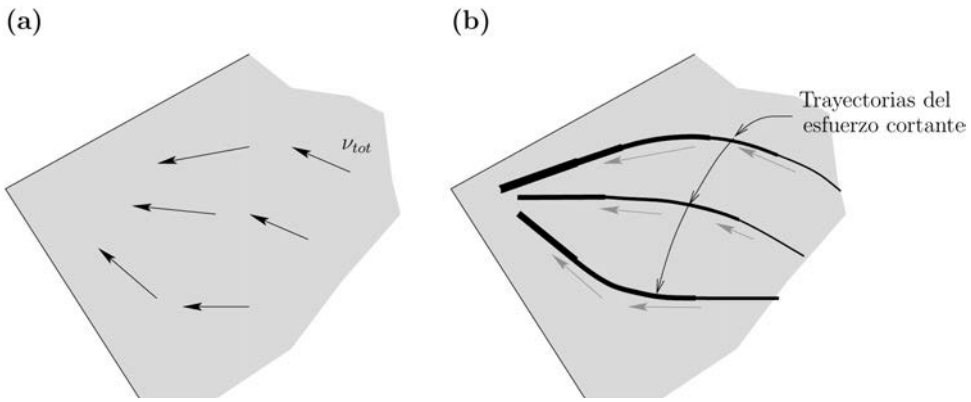


Figura 5. Representación gráfica del campo de esfuerzos cortantes en una losa: (a) campo vectorial; y (b) trayectorias del esfuerzo cortante

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

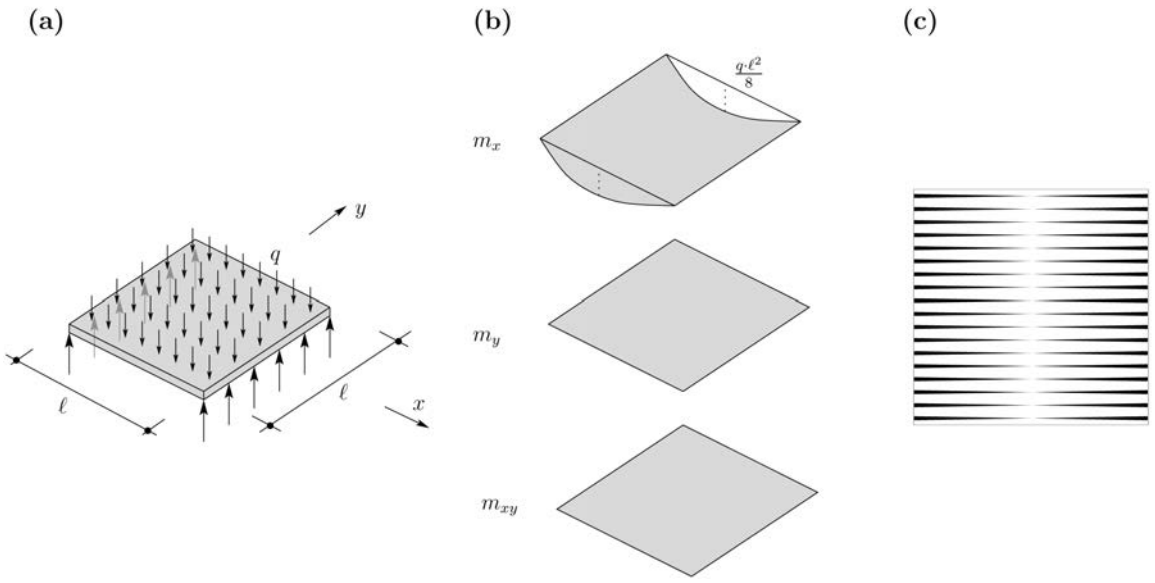


Figura 6. Losa cuadrada apoyada en dos lados sometida a carga distribuida q.
(a) esquema de la losa; (b) solución de equilibrio para el campo de momentos; y (c) campo de esfuerzos cortantes resultante.

4.1. Obtención a partir de campos de momentos plásticos

Los campos de momentos plásticos [14, 15] son campos tensoriales de tres componentes (m_x, m_y y m_{xy}) que permiten equilibrar las cargas aplicadas en una losa según las condiciones de equilibrio enunciadas en las ecuaciones (1) y (2) y que respetan las condiciones de borde de la estructura. Dichos campos (que en caso de respetar la condición de plasticidad en todos los puntos de la losa se convierten en soluciones lícitas según el teorema del límite inferior de la teoría de la plasticidad) pueden ser obtenidos sin necesidad de recurrir a condiciones de compatibilidad.

La obtención del campo de esfuerzos cortantes a partir de un campo de momentos en equilibrio es inmediato mediante la ecuación (2). Algunos resultados correspondientes a campos de momentos plásticos conocidos, están representados en las Figuras 6, 7 y 8:

1. En el primer caso (Figura 6) se examina una losa apoyada de los dos lados. La carga se transmite exclusivamente según la dirección x, de esta manera el campo de momentos resultante es:

$$m_x = \frac{q\cdot\ell^2}{8}\left(1-\frac{4\cdot x^2}{\ell^2}\right) \qquad (5)$$
$$m_y = m_{xy} = 0$$

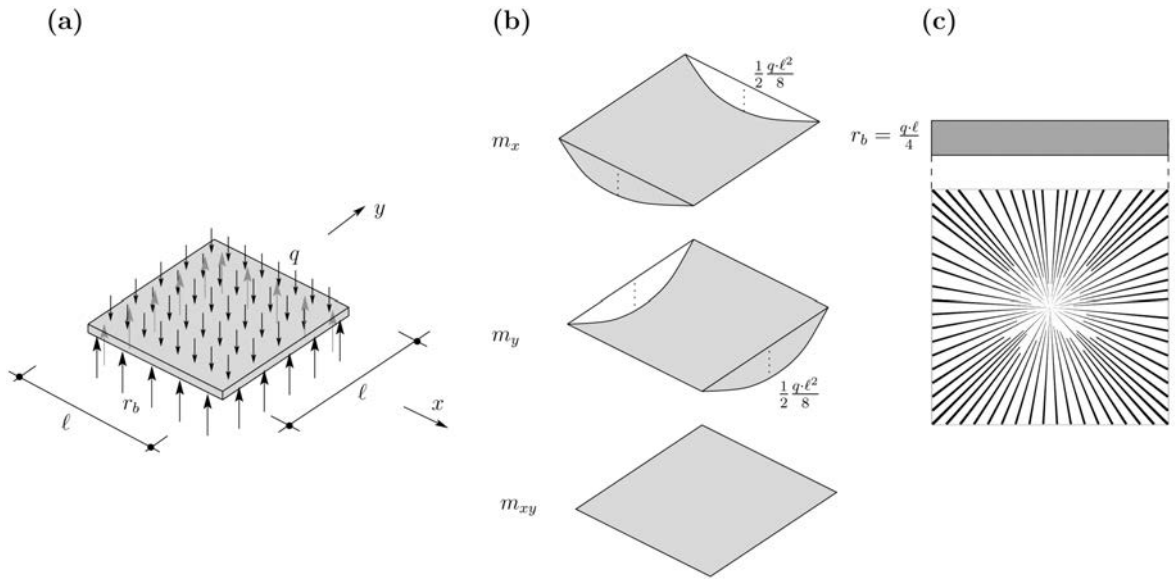


Figura 7. Losa cuadrada apoyada en sus cuatro lados sometida a carga distribuida, sin reacciones de apoyo en las esquinas:
a) esquema de la losa ; (b) solución de equilibrio para el campo de momentos; y (c) campo de esfuerzos cortantes y distribución de las reacciones de apoyo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

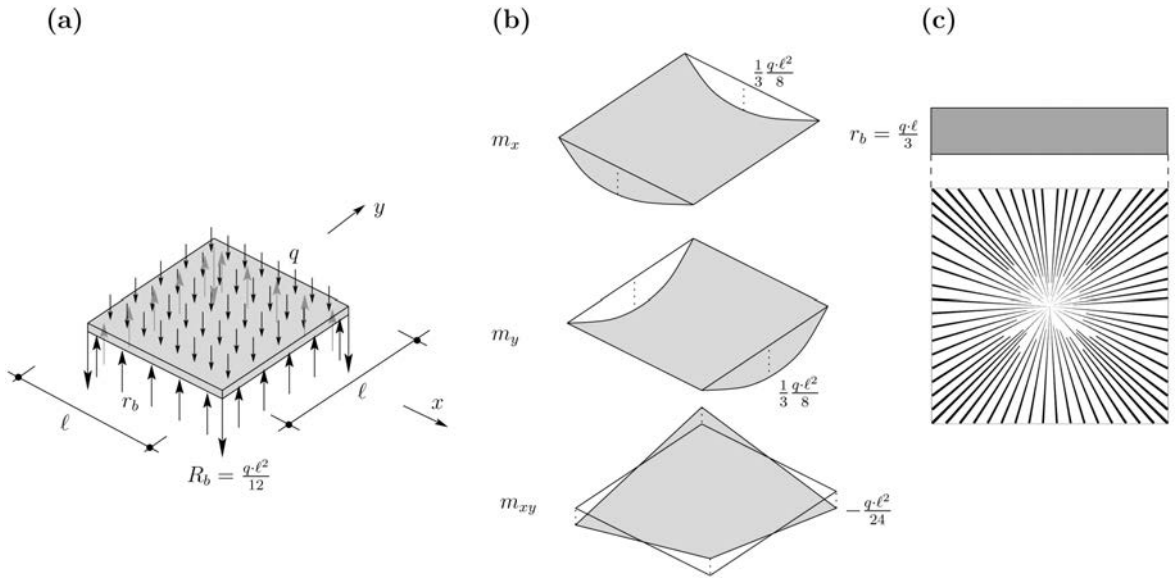


Figura 8. Losa cuadrada apoyada en sus cuatro lados sometida a carga distribuida, con reacciones de apoyo en las esquinas: (a) esquema de la losa; (b) solución de equilibrio para el campo de momentos; y (c) campo de esfuerzos cortantes y distribución de las reacciones de apoyo.

Gracias a la Ecuación (2), pueden determinarse los esfuerzos cortantes:

$$v_x = \frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} = -q \cdot x$$
$$v_y = \frac{\partial m_y}{\partial y} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} = 0 \qquad (6)$$

En este caso, las trayectorias de los esfuerzos cortantes discurren paralelas a los bordes libres de la losa (Figura 6c).

2. El segundo caso (Figura 7) estudia la respuesta de una losa apoyada en sus cuatro lados y cuyas reacciones en las esquinas son nulas (bordes con capacidad de levantarse). En este caso se adopta la hipótesis de que las cargas se transmiten en un porcentaje de 50 % en dirección x y en un porcentaje de 50 % en dirección y (equivalente al método de las bandas, según [16]). La contribución de los momentos de torsión es por lo tanto nula y el campo de momentos resulta:

$$m_x = \frac{q \cdot \ell^2}{16}\left(1 - \frac{4 \cdot x^2}{\ell^2}\right)$$
$$m_y = \frac{q \cdot \ell^2}{16}\left(1 - \frac{4 \cdot y^2}{\ell^2}\right) \qquad (7)$$
$$m_{xy} = 0$$

siendo los esfuerzos cortantes:

$$v_x = \frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} = -\frac{q}{2} \cdot x$$
$$v_y = \frac{\partial m_y}{\partial y} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} = -\frac{q}{2} \cdot y \qquad (8)$$

El campo de esfuerzos cortantes que resulta (Figura 6c) muestra trayectorias radiales, en oposición al mostrado en la Figura 6c.

3. En el último caso (Figura 8) se consideran reacciones de apoyo en las equinas, (las cuales pueden ser obtenidas a partir de los momentos de torsión por equilibrio como $R = 2m_{xy}$). Suponiendo que un tercio de las cargas se transmiten por flexión en dirección x, un tercio en dirección y, y un tercio por torsión, el campo de momentos en equilibrio con las cargas resulta:

$$m_x = \frac{q \cdot \ell^2}{24}\left(1 - \frac{4 \cdot x^2}{\ell^2}\right)$$
$$m_y = \frac{q \cdot \ell^2}{24}\left(1 - \frac{4 \cdot y^2}{\ell^2}\right) \qquad (9)$$
$$m_{xy} = \frac{-q \cdot \ell^2}{6}\frac{x \cdot y}{\ell^2}$$

y los esfuerzos cortantes:

$$v_x = \frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} = -\frac{q}{2} \cdot x$$
$$v_y = \frac{\partial m_y}{\partial y} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} = -\frac{q}{2} \cdot y \qquad (10)$$

Los esfuerzos cortantes resultan por lo tanto idénticos a los de la situación anterior siendo sus trayectorias nuevamente radiales. Sin embargo, la distribución de reacciones obtenida a lo largo de los bordes se modifica, puesto que las reacciones de las esquinas debidas al momento torsor (del mismo sentido que la carga q) aumentan el valor de la reacción lineal al introducirse a lo largo del borde apoyado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

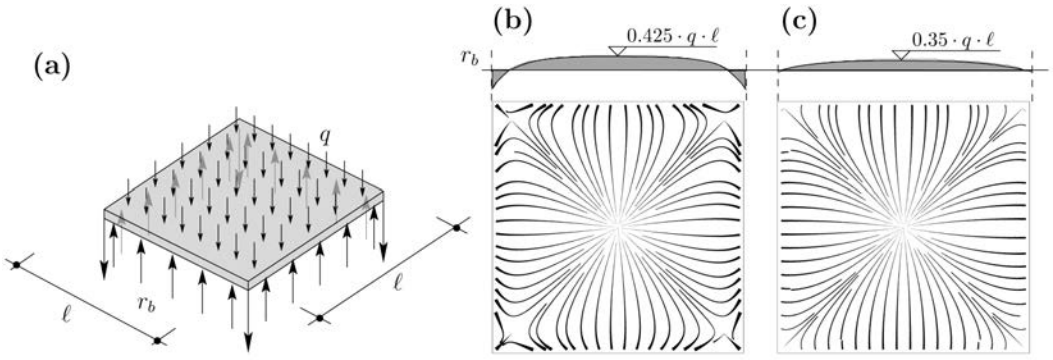


Figura 9. Solución elástica del campo de esfuerzos cortante y distribución de las reacciones de apoyo: (a) losa cuadrada apoyada en sus cuatro lados y cargada uniformemente (q); (b) campo de esfuerzos cortantes élastico no fisurado (G_{el}); y (c) campo de esfuerzos cortantes élastico fisurado (G_{el} /10).

4.2. Obtención a partir de campos de momentos elásticos

Los campos de momentos obtenidos para una losa según la teoría de la elasticidad pueden también ser utilizados para la obtención de campos de esfuerzos cortantes. Dichos campos de momentos respetan, además de las condiciones de equilibrio, una serie de condiciones de compatibilidad que los convierten en soluciones adecuadas para la representación de los mecanismos de transmisión de carga sobre todo bajo condiciones de servicio. La obtención de dichos campos es además relativamente sencilla y sistemática mediante la aplicación del método de los elementos finitos.

La Figura 9 representa dos campos de esfuerzos cortantes posibles para la losa estudiada en el párrafo anterior. El primer campo de esfuerzos cortantes (Figura 9b) resulta de un cálculo efectuado asumiendo un material isótropo elástico no fisurado (módulo de elasticidad E_c, módulo de elasticidad transversal $G = G_{el} = E_c/(2\cdot(1+\nu_c))$. En el segundo caso (Figura 9c) se ha realizado también un cálculo elástico pero donde la rigidez de torsión se ha disminuido diez veces ($G = G_{el}/10$) para tener en cuenta que, tras la fisuración de una losa de hormigón armado, hay una disminución más importante en la rigidez torsional que en la rigidez flexional. El primer caso corresponde por lo tanto a la respuesta de la losa antes de fisuración (o en estados poco avanzados de fisuración) mientras que el segundo caso representa el campo de esfuerzos cortantes en estados avanzados de fisuración.

La figura muestra claramente cómo la hipótesis sobre la rigidez de torsión influye de manera importante sobre el resultado del campo de esfuerzos cortantes así como sobre la distribución de las reacciones de apoyo. El primer caso (Figura 9b) corresponde en gran medida al comportamiento y valores observados en la Figura 8 (contribución de un tercio en la transmisión de cargas de los momentos torsores) mientras que el segundo caso (Figura 9c) se encuentra claramente más próximo de la solución del método de las bandas mostrado en la Figura 7. Dichos resultados son lógicos y permiten recomendar las soluciones plásticas precedentes para estados moderados (caso con reacciones de esquina) o avanzados (caso sin reacciones de esquina) de fisuración.

5. CAMPO DE ESFUERZOS CORTANTES EN LOSAS APOYADAS SOBRE COLUMNAS

En esta sección se analiza el caso de una losa cuadrada apoyada en las cuatro esquinas y solicitada por dos cargas lineales uniformes (muros de carga) en dos bordes enfrentados (ver Figura 10). Este ejemplo se presenta con el objetivo de comprender las diferencias en los mecanismos de transmisión de carga de losas apoyadas en columnas (o sometidas a cargas puntuales) respecto de losas apoyadas a lo largo de líneas y sometidas a cargas distribuidas.

5.1. Campo de esfuerzos cortantes obtenido a partir de un campo de momentos plástico

Una solución de equilibrio posible para el ejemplo de la Figura 10 es [14, 15]:

$$m_x = \frac{\bar{q}\cdot\ell}{4}\left(1-\frac{4\cdot x^2}{\ell^2}\right)$$
$$m_y = 0 \qquad (11)$$
$$m_{xy} = \frac{\bar{q}}{\ell}\cdot x\cdot y$$

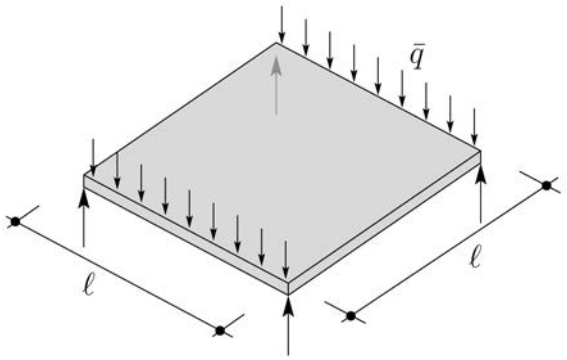


Figura 10. Losa cuadrada apoyada en las esquinas bajo dos cargas lineales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

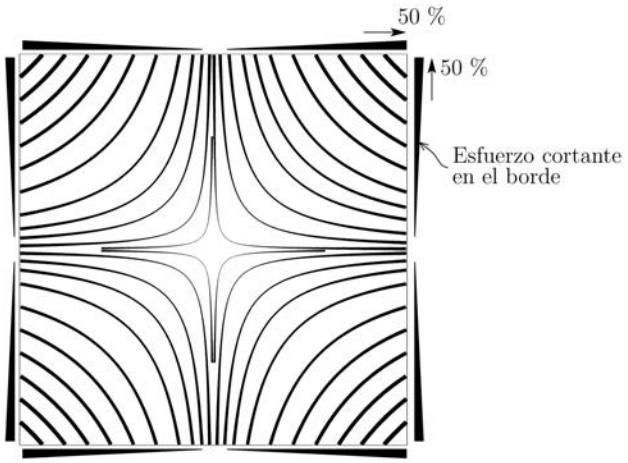


Figura 11. Campo de esfuerzos cortantes de la losa de la figura 9 según el campo de momentos plástico elegido.

resultando los esfuerzos cortantes:

$$v_x = \frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} = -\frac{\overline{q}}{\ell} x$$
$$v_y = \frac{\partial m_y}{\partial y} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} = \frac{\overline{q}}{\ell} x \qquad (12)$$

La Figura 11 muestra el campo de esfuerzos cortantes correspondiente. En el mismo puede observarse que la carga no se transmite directamente a los apoyos por el camino más corto (línea a lo largo del borde). Al contrario, el 50% de la carga aplicada es transmitida hacia los bordes no cargados donde finalmente se transmite hacia los apoyos. Por consiguiente, según el campo de momentos elegido, cada borde transmite al apoyo el 50% de la reacción total.

5.2. Campo de esfuerzos cortantes obtenidos a partir de campos de momentos elásticos

Las Figuras 12b,c muestran los campos de esfuerzos cortantes obtenidos según un análisis elástico-lineal de la losa con el módulo de elasticidad transversal (G_{el}), y el módulo de elasticidad transversal reducido ($G_{el}/10$) respectivamente. Aunque el esfuerzo cortante transmitido por cada borde permanece prácticamente igual (51% a través del borde cargado y 49% a través del borde no cargado), el campo de esfuerzos cortantes presenta diferencias significativas en las trayectorias de los esfuerzos cortantes principales.

5.3. Análisis mediante el método de las bandas

Dado que el método de las bandas no permite considerar la activación de los momentos de torsión (los cuales son particularmente activos en la transmisión de cargas de las soluciones discutidas anteriormente) la transmisión de las cargas hacia los apoyos se realiza directa y exclusivamente a lo largo de los bordes cargados (Figura 13). Una solución de este tipo es altamente incompatible, porque implica una flexión de las bandas de borde, mientras que el resto de la losa permanece sin deformar. El dimensionamiento de la armadura de la losa según esta solución conduce por lo tanto a la disposición de una fuerte concentración de armaduras en

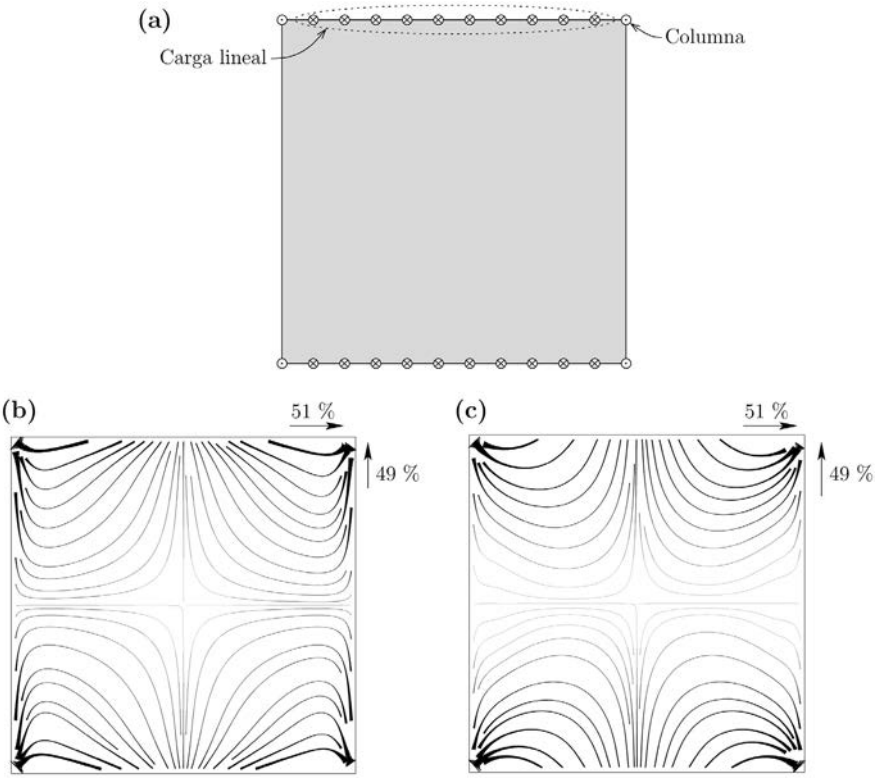


Figura 12. Campo de esfuerzos cortantes de la losa de la figura 9, solución elástica: (a) esquema de carga; (b) solución con módulo de elasticidad transversal G_{el}; y (c) campo de esfuerzos cortantes con módulo de elasticidad transversal reducido ($G_{el}/10$).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

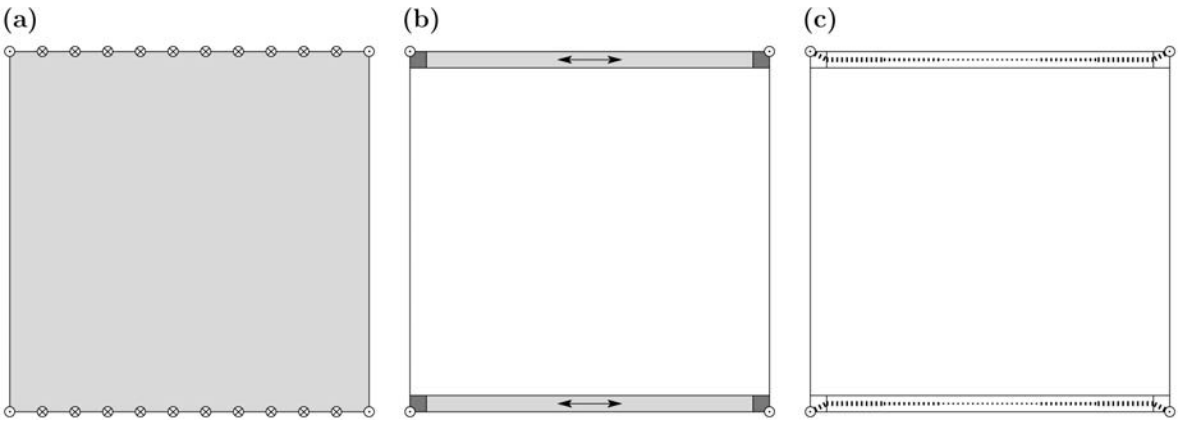


Figura 13. Transmisión de cargas en la losa de la figura 9 según el método de las bandas: (a) geometria de la losa y cargas; (b) bandas de borde; y (c) representación del campo de esfuerzos cortantes.

los bordes cargados y de una armadura mínima en la zona central (ver Figura 14a).

La gran diferencia entre las rigideces de las zonas de borde y de la parte central de la losa tras la fisuración, ocasionan una redistribución de momentos respecto de una solución elástica y por lo tanto una redistribución también en el campo de esfuerzos cortantes. Efectivamente, los bordes, potentemente armados y más rígidos tras la fisuración, transmiten una mayor fracción de la carga. Este hecho puede observarse en la Figura 14b (análisis de la losa fisurada) donde un 71% de la carga es transmitida por la banda rígida. Este comportamiento confirma para las losas el hecho, ya conocido para las lajas [17], que la transmisión de cargas en una estructura de hormigón armado es influenciada por la disposición de las armaduras y por lo tanto del esquema resistente ideado por el proyectista.

6. APLICACIONES DE LOS CAMPOS DE ESFUERZOS CORTANTES

En esta sección se presentan tres posibles aplicaciones prácticas de los campos de cortante en el dimensionamiento de losas de hormigón armado.

6.1. Determinación de perímetros de control para esfuerzo cortante o punzonamiento

El formato actual adoptado en la mayor parte de normas o recomendaciones para el proyecto de losas de hormigón armado estima la resistencia al punzonamiento o al esfuerzo cortante (V_d) multiplicando una resistencia por unidad de longitud (v_{Rd}, resistencia nominal) por un perímetro de control (u):

$$V_d = v_{Rd} \cdot u \qquad (13)$$

La resistencia por unidad de longitud suele ser obtenida conociendo una serie de parámetros físicos, mecánicos y geométricos de la losa tales como la resistencia a la compresión del hormigón, el espesor de la losa, etcétera. Respecto del perímetro de control, dicho valor se conoce de forma exacta para algunos casos (como el punzonamiento axisimétrico de losas), siendo aproximado mediante reglas geométricas para otros casos (punzonamiento en losas con columnas empotradas y cargas asimétricas por ejemplo) e incluso puede no estar definido o no ser aplicable para otra serie de casos. Un ejemplo clásico que debe ser verificado en el proyecto de nuevos puentes de carretera y donde los perímetros de punzonamiento no se encuentran definidos en

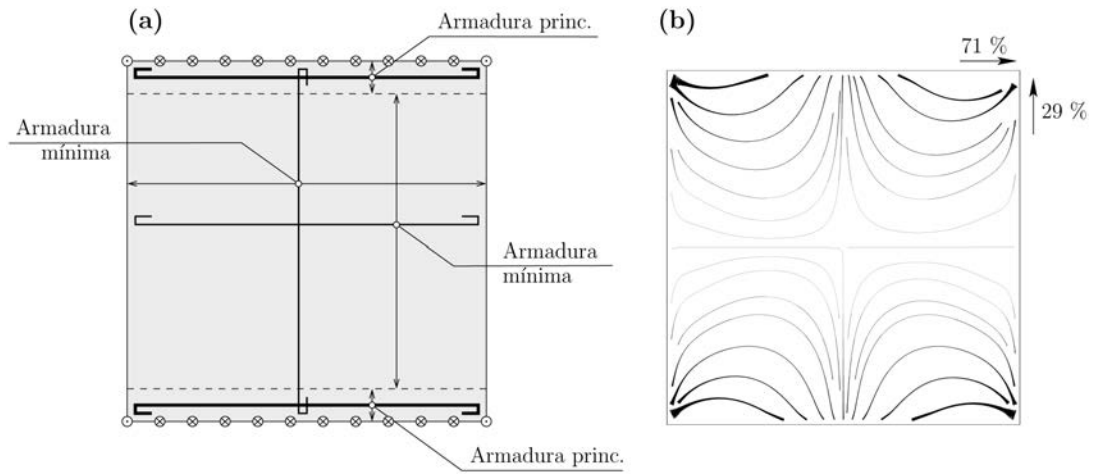


Figura 14. Campo de esfuerzos cortantes en la losa de la figura 9, para zonas con rigideces diferentes (con armadura mínima y principal): (a) losa y esquema de armado; y (b) campo de esfuerzos cortantes-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

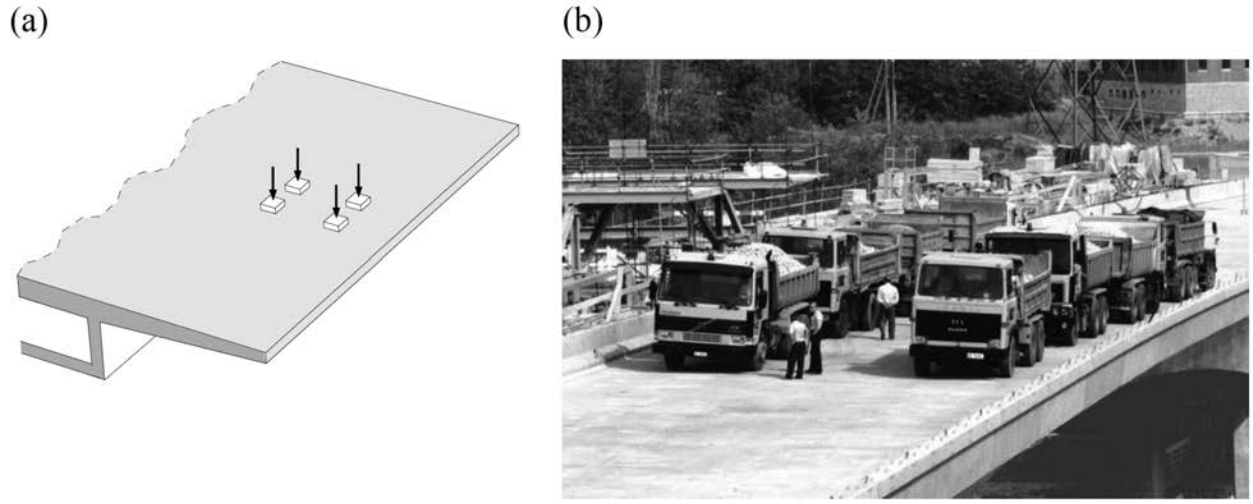


Figura 15. Losa de un puente cajón sometido a la acción de cargas puntuales (carro): (a) esquema estructural; y (b) prueba de carga del puente de Aigues-Vertes (A1, Ginebra, Suiza)

normas o recomendaciones lo constituyen por ejemplo las losas de puentes sometidas a la acción de cargas puntuales (carro), ver Figura 15.

Una metodología general para la determinación del perímetro de control tanto en casos de punzonamiento como de esfuerzo cortante ha sido desarrollada por los autores y presentada en [18]. Dicha metodología consiste en la definición de un perímetro de referencia (ver Figura 16b) que es un perímetro a la misma distancia del borde de la superficie de apoyo que aquél definido por el modelo teórico con el que se desea estimar la resistencia al corte v_{Rd} (por ejemplo a una distancia igual a $2d$ en el caso de la EHE 2008 [19] o el EC-2 [20] o igual a $d/2$ en el caso de ACI 318-08 [21] o la SIA 262 [9]). Sobre dicho perímetro, se calcula el valor máximo del esfuerzo cortante principal perpendicular al mismo ($v_{\max d}$, ver Figura 16c) obtenido mediante un cálculo elástico-lineal del campo de esfuerzos cortantes. El perímetro de control (u) se calcula entonces como (Figura 16d):

$$u = \frac{V_d}{v_{\max d}} \tag{14}$$

Por consiguiente, adoptando dicho perímetro para la verificación de la resistencia al corte, se comprueba la

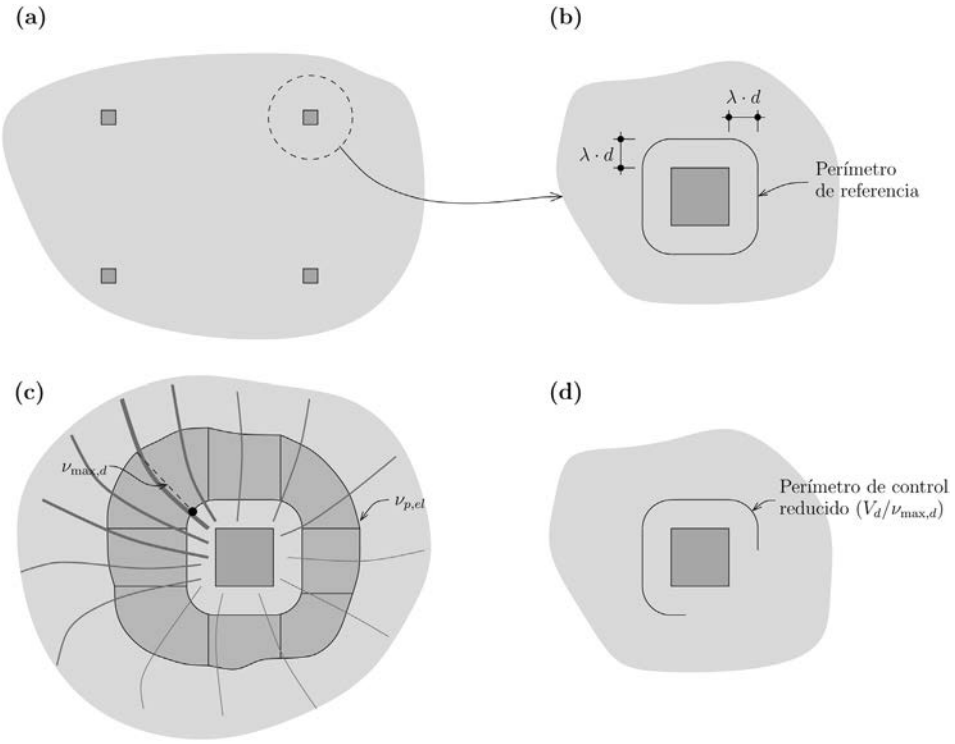


Figura 16. Determinación del perímetro de control en un caso general mediante la aplicación de los campos de esfuerzos cortantes: (a) losa apoyada sobre columnas y zona de estudio; (b) perímetro de referencia (λ=2 para EHE-08 o EC-2; λ=½ para ACI 318-08 o SIA 262); (c) reparto del esfuerzo cortante en el perímetro de referencia y valor máximo perpendicular al mismo; y (d) perímetro de control resultante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

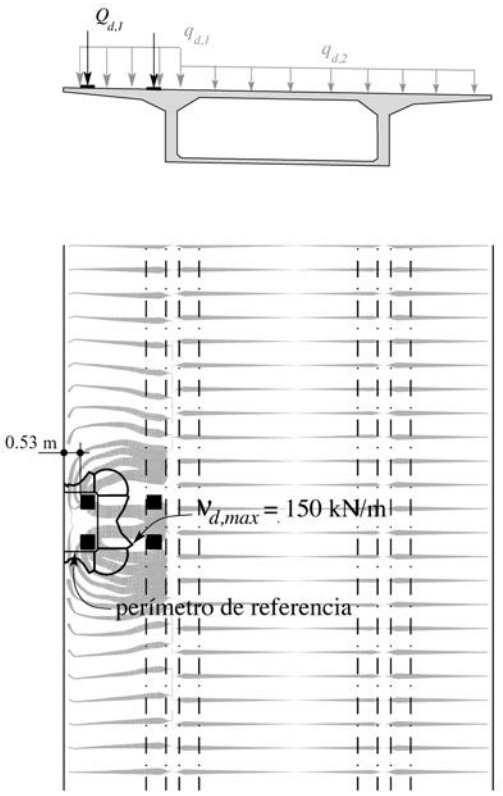


Figura 17. Campo de esfuerzos cortantes y reparto del esfuerzo cortante sobre el perímetro de referencia en la losa de un puente cajón.

resistencia de la losa para el valor máximo del esfuerzo cortante por unidad de longitud. Dicho criterio es por lo tanto prudente (al no considerar posibles redistribuciones en el campo de esfuerzos cortantes tras fisuración o plastificación de armaduras) manteniendo además una excelente correlación con resultados experimentales [12, 22] y pudiendo aplicarse a diferentes formulaciones [18] como el EC-2, ACI 318-08 o la teoría de la fisura crítica.

Un ejemplo práctico de la aplicación de esta metodología puede observarse en la Figura 17 para el caso de una losa de un puente de autopista existente en Suiza de sección cajón y canto variable. La figura presenta el campo de esfuerzos cortantes así como el reparto de los esfuerzos cortantes alrededor de las ruedas más externas del carro (lo que conduce a un perímetro u = 2.1 m a $d/2$ del borde de las cargas). Dicha figura muestra concentraciones importantes en las esquinas del perímetro respecto de los bordes o la zona intermedia, indicando que un reparto constante de la carga aplicada sobre el perímetro de referencia puede conducir a resultados sensiblemente del lado de la inseguridad.

6.2. Identificación de zonas críticas sometidas a esfuerzo cortante o punzonamiento

En las situaciones típicas de proyecto en losas de hormigón armado (cargas uniformemente distribuidas en losas apoyadas a lo largo de muros o mediante columnas), la transmisión de esfuerzos suele privilegiar trayectorias paralelas del campo de esfuerzos cortantes (caso del esfuerzo cortante, asociado a apoyos lineales y cargas distribuidas, ver Figura 18a) o bien trayectorias radiales (caso del punzonamiento, asociado a cargas o reacciones concentradas, ver Figura 18b). Sin embargo, existen situaciones intermedias, donde la transmisión de esfuerzos cortantes no se realiza claramente de ninguna de las dos formas anteriores, ver por ejemplo el caso mostrado en la Figura 15.

El análisis de las solicitaciones y de la resistencia en dichos casos intermedios es compleja y no siempre se dispone de tratamientos sistemáticos de los mismos en las normas o recomendaciones de proyecto. En dichos casos, el análisis de campos de esfuerzos cortantes se convierte en una herramienta eficaz y que puede además ser aplicada de forma general en combinación con teorías existentes sobre la resistencia al esfuerzo cortante o punzonamiento (una serie de trabajos teóricos sobre este aspecto pueden ser consultados en [18, 2, 3]).

Un ejemplo que permite comprender la aplicación de esta técnica se presenta en la Figura 19. Se trata de una losa de 25 cm de espesor apoyada sobre cinco columnas y un muro en forma de "LÓ El análisis del campo de cortantes permite identificar claramente los comportamientos enunciados anteriormente, con regiones donde debe considerarse la resistencia al punzonamiento (tra-

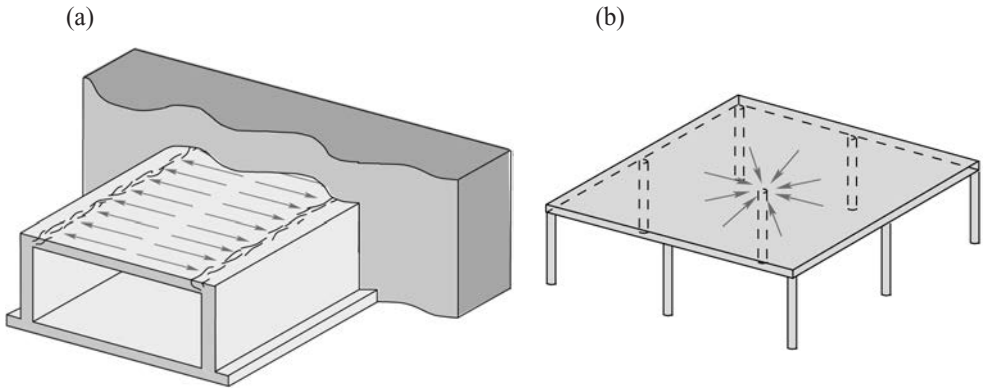


Figura 18. Transmision de esfuerzos cortantes en losas de hormigón armado: (a) losa superior de un falso túnel; y (b) losa apoyada sobre columnas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

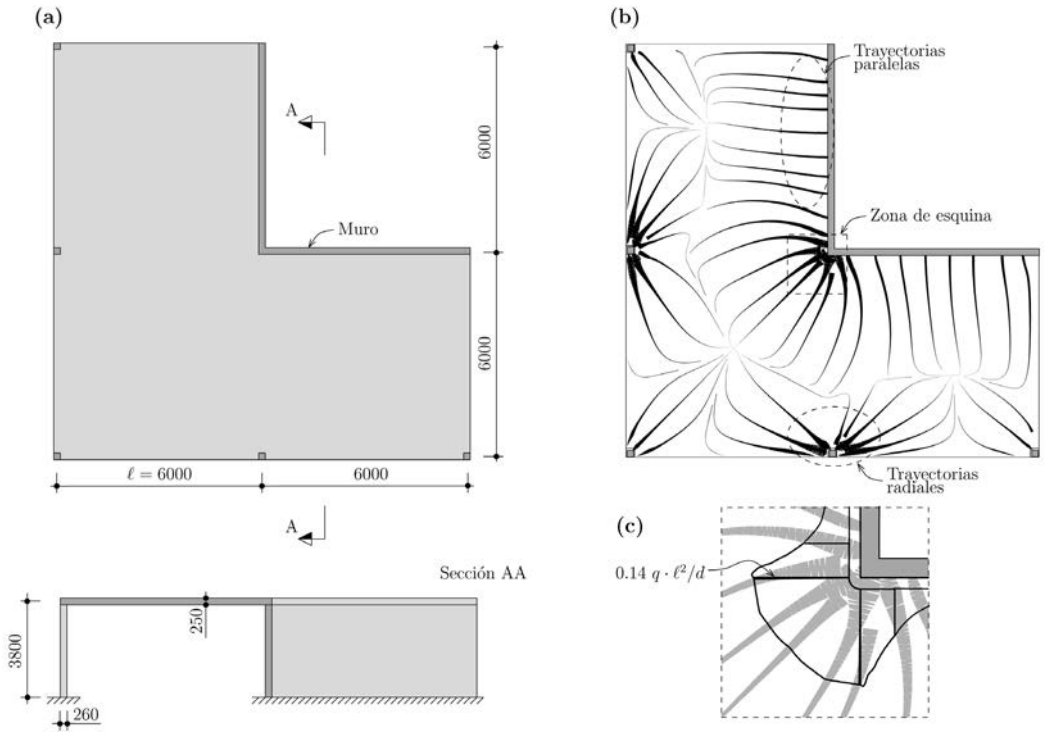


Figura 19: Campo de esfuerzos cortantes en una losa delgada apoyada sobre cinco pilares y un muro en forma de "LÓ (a) geometría de la losa (cotas en [mm]); (b) campo de esfuerzos cortantes y regiones; y (c) detalle del reparto de esfuerzos cortantes en la región de la esquina.

yectorias radiales cerca de las columnas) y regiones donde debe considerarse la resistencia de la losa frente al esfuerzo cortante (trayectorias paralelas del campo de esfuerzos cortantes en las zonas de los muros a una cierta distancia de la región de esquina). Respecto del comportamiento de la losa en la zona de la esquina del muro, las trayectorias del campo de esfuerzos cortantes no son paralelas sino radiales. Además, dicha región concentra una parte significativa del esfuerzo cortante (como se aprecia en la Figura 19c donde se dibuja el reparto de esfuerzos cortantes) lo que indica que es una región potencialmente crítica.

El análisis de la resistencia de la losa en dicha región en la zona de la esquina del muro puede por lo tanto ser efectuado comprobando si la resistencia de la losa frente al punzonamiento es superior al esfuerzo cortante máximo por unidad de longitud según se explicó en el apartado anterior ($0.14 q \ell^2 / d$ en este caso). Dicho tratamiento se encuentra por ejemplo actualmente introducido (considerando ciertas simplificaciones prudentes) en la norma suiza de hormigón estructural SIA 262. Otros casos en los que los campos de cortantes se aplican para el estudio de regiones no convencionales puede consultarse en [2, 3].

6.3. Optimización en la disposición de armaduras transversales

Otra aplicación importante de los campos de esfuerzos cortantes, debido a la comprensión que permiten sobre la transmisión de esfuerzos cortantes en una losa, es la optimización en la disposición de armaduras de punzonamiento. Por ejemplo, la Figura 20 muestra una losa apoyada sobre nueve columnas (sin capacidad de empotrar momentos) donde la luz en una dirección es sensiblemente superior a la luz en la otra dirección.

El análisis del campo de esfuerzos cortantes muestra, para la columna central, un reparto prácticamente uniforme del esfuerzo cortante a lo largo del perímetro de referencia, ver Figura 21. Este hecho, a primera vista tal vez sorprendente ya que los momentos son muy diferentes en las dos direcciones, se explica debido a que el esfuerzo cortante depende en realidad de la variación de éstos (ecuación (2)). En general, si la reacción en una losa no tiene excentricidad (momento de empotramiento en

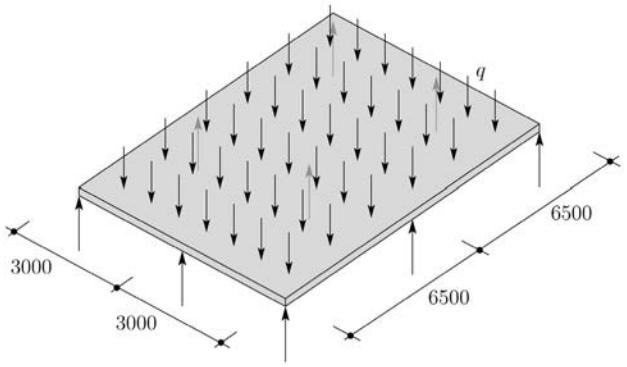


Figura 20. Losa apoyada sobre nueve columnas, con luces diferentes dos direcciones, y sometida a una carga uniforme (cotas en [mm]).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

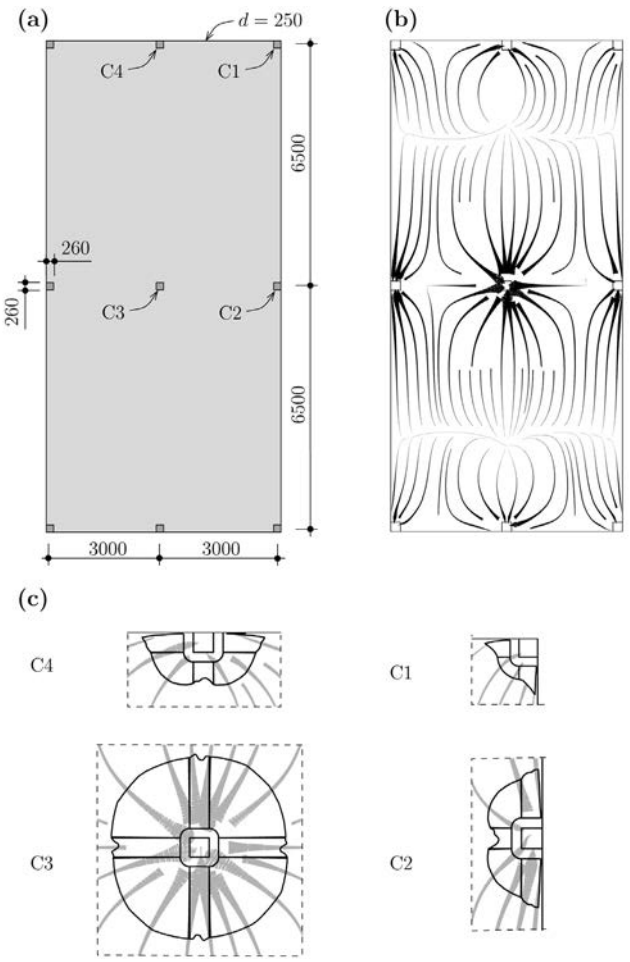


Figura 21. Losa apoyada sobre nueve columnas, con luces diferentes dos direcciones, y sometida a una carga uniforme: (a) detalle de columnas estudiadas; y (b) reparto de los esfuerzos cortantes a lo largo de los respectivos perímetros de referencia

cabeza del pilar nulo) y el tamaño de la superficie de apoyo es similar o inferior al espesor de la losa, la reacción se encuentra repartida de manera uniforme a lo largo del perímetro de control y una disposición axisimétrica de una armadura de punzonamiento (si ésta es necesaria) puede adoptarse, ver Figura 22.

Respecto de las columnas en los bordes o en las esquinas, el reparto del esfuerzo cortante a lo largo de todo el perímetro es en este caso (momentos de empotramiento nulos en cabeza de pilares) nuevamente uniforme salvo cerca de los bordes de la losa donde, sistemáticamente, se desarrollan aumentos locales. Dichas concentraciones son debidas a la torsión que se desarrolla a lo largo del borde libre (ver Figura 3a y 3c). Por lo tanto, un esquema lícito de armado transversal debe considerar, además del reparto regular en este caso de la armadura de punzonamiento, la disposición de horquillas en los bordes (o doblado en gancho de las barras de flexión) para asegurar una correcta transmisión de los momentos de torsión (desvío del campo de compresiones inclinado de las caras superior e inferior de la losa).

En el caso en que las columnas se encuentren empotradas en la losa (en vez de apoyadas), el reparto de esfuerzos cortantes a lo largo del perímetro de referencia se modifica sensiblemente. Este hecho se muestra en las Figuras 23 y 24 donde una carga puntual se aplica sin alineación en la trama de pilares (caso típico en las losas de transición). En este caso extremo, el reparto de los esfuerzos cortantes sigue siendo razonablemente regular si la losa se encuentra apoyada sobre las columnas sin capacidad de transmisión de momentos (Figura 23). Por lo tanto, solamente deberán considerarse ligeras reducciones en el perímetro de control según explicado anteriormente y un esquema de armado de punzonamiento axisimétrico seguirá siendo todavía razonable. Sin embargo, en el caso en el que la losa se empotra en las columnas (Figura 24), el campo de cortantes cambia sensiblemente, presentando fuertes concentraciones de esfuerzos cortantes en la zona de la columna próxima

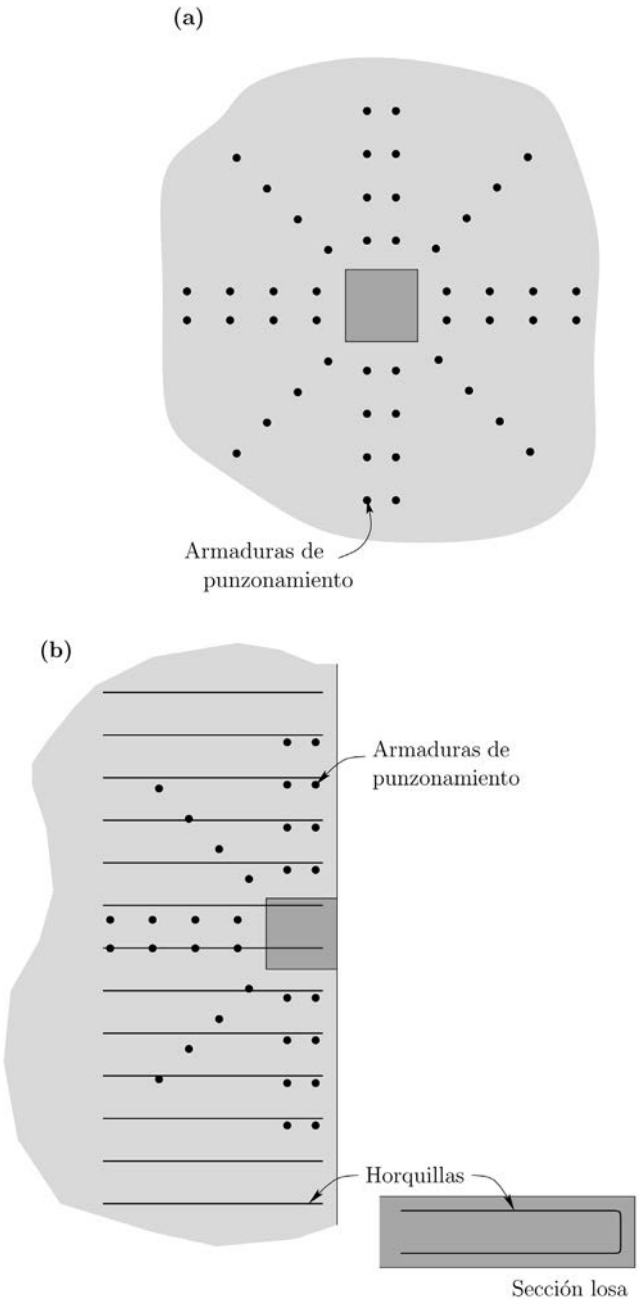


Figura 22. Armaduras transversales: (a) columna central (C3); columna de borde (C2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

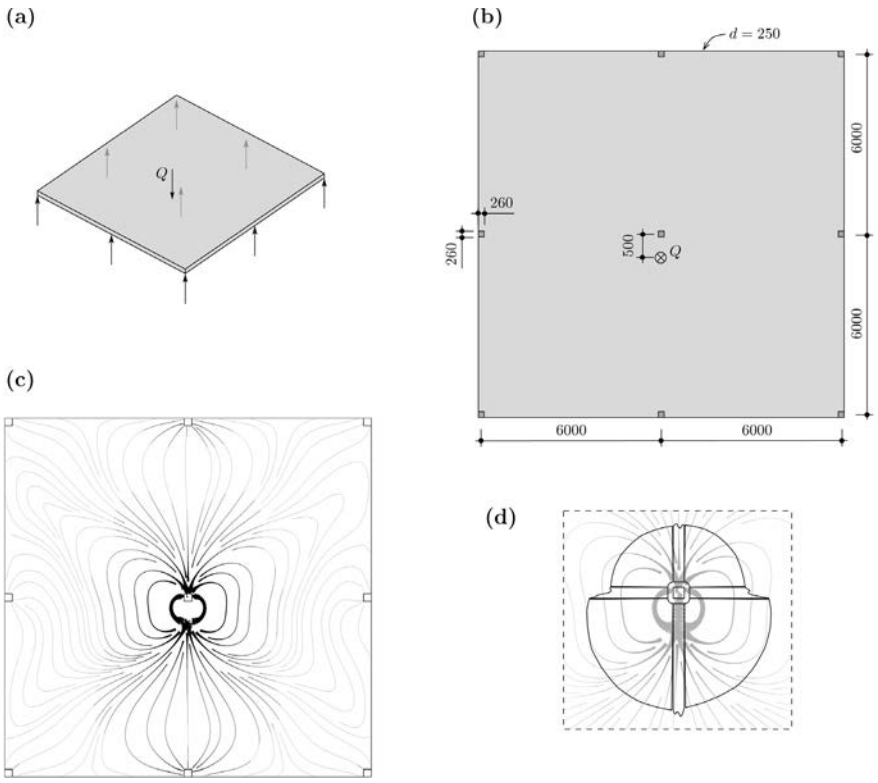


Figura 23. Losa apoyada sobre nueve columnas simplemente apoyadas y sometida a una carga puntual: (a) esquema de la losa y cargas; (b) dimensiones (cotas en [mm]); (c) campo de esfuerzos cortantes; y (d) reparto de los esfuerzos cortantes alrededor de la columna central.

de la carga. Dichas concentraciones reducen notablemente el perímetro de control a considerar y deben además tenerse en cuenta a la hora de disponer las armaduras de punzonamiento (las cuales serán muy probablemente necesarias teniendo en cuenta las grandes concentraciones experimentadas).

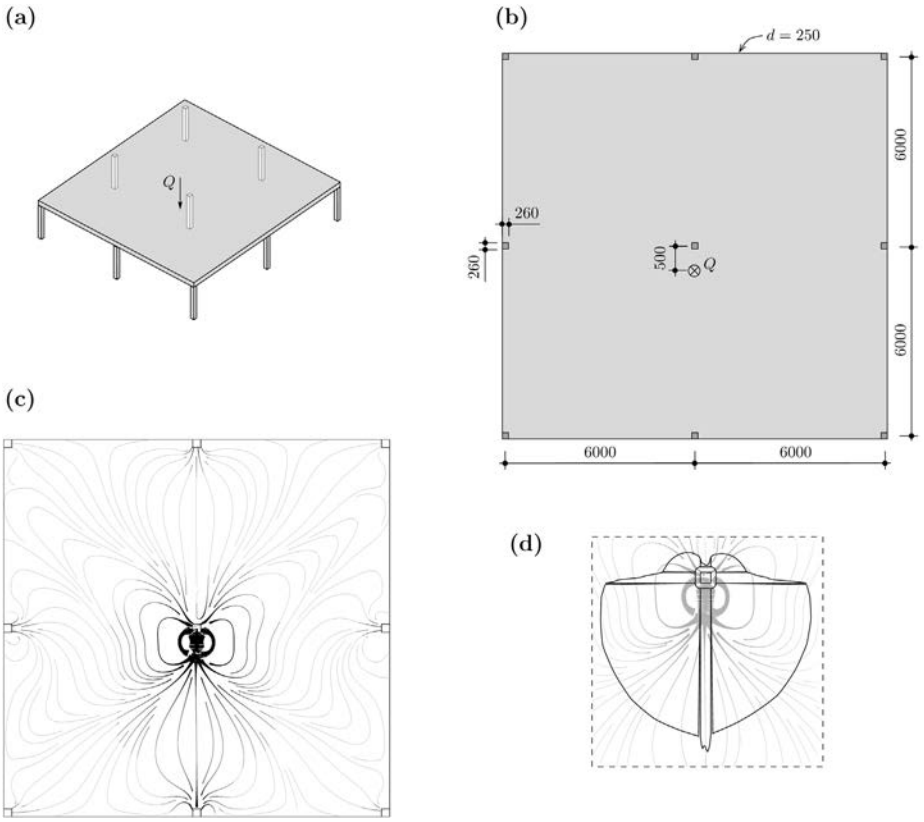


Figura 24. Losa empotrada en nueve columnas y sometida a una carga puntual: (a) esquema de la losa y cargas; (b) dimensiones (cotas en [mm]); (c) campo de esfuerzos cortantes; y (d) reparto de los esfuerzos cortantes alrededor de la columna central.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

De manera aproximada, pero con una precisión razonable [22], la influencia de los momentos de empotramiento en las columnas de pequeño tamaño, pueden considerarse reduciendo el perímetro de referencia por un coeficiente (K_e) cuyo valor puede ser estimado mediante la expresión siguiente:

$$K_e = \frac{1}{1+\frac{e}{b}} \qquad (15)$$

donde e es la excentricidad de la reacción y b el diámetro de un círculo con la misma superficie que la de la columna. Puede notarse que el coeficiente K_e (recogido en la norma SIA 262) cumple un papel similar al coeficiente β de punzonamiento del EC-2, pero reduciendo el perímetro de control en vez de aumentando el valor de la acción.

7 . CONCLUSIONES

Este artículo estudia el campo de esfuerzos cortantes en losas de hormigón armado y presenta algunas aplicaciones prácticas del mismo. La principales conclusiones del artículo son:

1. El esfuerzo cortante es un vector y como tal puede definirse en cada punto de una losa mediante un campo vectorial.
2. El esfuerzo cortante se transmite en una losa según una dirección principal en cada punto, la cual define su trayectoria.
3. La trayectoria del esfuerzo cortante no es evidente de determinar *a priori* y depende de los mecanismos de transmisión de cargas de la losa.
4. El campo de esfuerzo cortantes está por lo tanto fuertemente influenciado por las condiciones de borde así como del reparto de rigideces en la losa tras su fisuración (rigideces a la flexión en dos direcciones ortogonales y rigidez a la torsión).
5. Los campos de esfuerzos cortantes son una herramienta muy eficaz a la hora de analizar determinados problemas prácticos como:
   a) determinar el perímetro de control de punzonamiento o cortante en casos especiales
   b) identificar regiones críticas frente al esfuerzo cortante así como determinar su comportamiento resistente
   c) disponer de manera adecuada armaduras de punzonamiento.

Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento al Dr. Miguel Gómez Navarro (MC-2, Estudio de Ingeniería) por sus valiosos comentarios y sugerencias así como por su ayuda en la selección de ejemplos para el artículo.

Apéndice

Los cálculos por elementos finitos se hicieron utilizando al programa ANSYS (ANSYS Inc.). Las losas están modelizadas con elementos lámina (SHELL 43) con seis grados de libertad en cada nudo (tres desplazamientos y tres rotaciones). El elemento fue empleado principalmente en su forma de cuatro nodos, existiendo además en algunas zonas elementos triangulares.

La conexión entre las columnas y las losas fue modelizada mediante zonas infinitamente rígidas, estando el nodo central de estas zonas apoyado o empotrado según las condiciones de borde pertinentes.

BIBLIOGRAFÍA

[1] Kunz, J., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., *Enhanced safety with post-installed punching shear reinforcement*, fib Symposium, Amsterdam, the Netherlands, CRC Press, 2008, pp. 679-684.

[2] Muttoni, A. (Ed.), Fernández Ruiz, M., Fürst, A., Guandalini, S., Hunkeler, F., Moser, K., Seiler, H., *Sécurité structurale des parkings couverts*, SIA, Documentation D0226, 2008, 105 p.

[3] Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., Burdet, O., *Poinçonnement des planchers-dalles : nouveaux acquis et applications pratiques*, Journée d'étude 10 septembre 2008, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 102 pp.

[4] Bentz, E. C., Vecchio, F.J., Collins, M.P., *Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements*, ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 4, 2006, pp. 614-624.

[5] CSA Committee A23.3, *Design of Concrete Structures (CSA A23.3-04)*, Canadian Standards Association, Mississauga, 2004, 214 p.

[6] Muttoni, A., *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 98, 2003, pp. 74-84.

[7] Muttoni, A., *Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement*, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 4, 2008, pp. 440-450.

[8] Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., *Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width*, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 2, 2008, pp. 163-172.

[9] SIA 262, *Construction en béton*, Norme Suisse SN 505 262, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2003, 94 p.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

[10] Marti, P., *Design of Concrete Slabs for Transverse Shear*, ACI Structural Journal, V. 87, No. 2, 1990, pp. 180-190.

[11] Marti, P., *Kraftfluss in Stahlbetonplatten*, Beton- und Stahlbetonbau, V. 98, No. 2, 2003, pp. 85-93.

[12] Vaz Rodrigues, R., *Shear strength of reinforced concrete bridge deck slabs*, ph.D. Thesis 3739, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2007, 114 p.

[13] Muttoni, A., Schwartz, J. y Thürlimann, B., *Design of concrete structures with stress fields*, Birkhaüser / Springer, 1997, 145 p.

[14] Marti, P., *Gleichgewichtslösungen für Flachdecken*, Schweizer Ingenieur und Architekt, V. 99, No. 38, Zürich, 1981, pp. 799-809.

[15] Nielsen, M. P., *Limit analysis and concrete plasticity*, 2nd Edition, CRC Press, 1999, 908 p.

[16] Hillerborg, A., *The advanced strip method - a simple design tool*, Magazine of Concrete Research, V. 34, No. 121, 1982, pp. 175-181.

[17] Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., *Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones*, Hormigón y Acero, Madrid, n° 243, 2007, pp. 93-102.

[18] Vaz Rodrigues R, Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., *Shear strength of R/C bridge cantilever slabs*, Engineering Structures, Elsevier, Vol. 30, No. 11, pp. 3024–3033.

[19] EHE-08, *Instrucción de hormigón estructural*, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008, 346 p.

[20] Eurocode 2, *Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings*, prEN 1992-1-1, Bruselas, 2004, 226 p.

[21] ACI Comitee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2008, 473 p.

[22] Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., Guandalini, S., *Poinçonnement des ponts-dalles*, 4. FBH / ASTRA - Studientagung « Neues aus der Brückenforschung », Dokumentation D0223 SIA, Societé suisse des ingénieurs et architects, Zürich, 2007, pp. 85-94.

NOTACIÓN

E_c	módulo elástico del hormigón
G	módulo de elasticidad transversal
G_{el}	módulo de elasticidad transversal no fisurado ($=E_c/(2\cdot(1+\nu_c))$
R_b	reacción de apoyo concentrada
V_d	Esfuerzo cortante de dimensionamiento
ℓ	luz, distancia entre dos apoyos
d	altura eficaz (distancia entre la fibra exterior de hormigón comprimida y el centro de gravedad de las armaduras de flexión)
m_x	momento de flexión en dirección x por unidad de longitud
m_y	momento de flexión en dirección y por unidad de longitud
m_{xy}	momento de torsión por unidad de longitud
q	carga distribuida (carga por unidad de superficie)
$\overline{q}$	carga lineal (carga por unidad de longitud)
r_b	reacción de apoyo distribuida
u	perímetro de control
x, y	coordenadas
ν_c	coeficiente de Poisson
v_x	esfuerzo cortante por unidad de longitud en una sección a lo largo de la dirección y = componente de dirección x del campo de esfuerzos cortantes
v_y	esfuerzo cortante por unidad de longitud en una sección a lo largo de la dirección x = componente de dirección y del vector campo de esfuerzos cortantes
$v_{max,d}$	esfuerzo cortante máximo de dimensionamiento por unidad de longitud a lo largo del perímetro de control
$v_{p,el}$	esfuerzo cortante perpendicular al perímetro de control (análisis elástico-lineal)
v_{tot}	esfuerzo cortante principal

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Modelado del comportamiento a pandeo de paneles y pilares esbeltos de hormigón armado

Modelling the buckling behaviour of slender reinforced-concrete panels and columns

Jacinto Ruiz Carmona[1, 2], **Gonzalo Ruiz López**[1] y **Rocío Porras Soriano**[1]

Recibido | *Received:* 16-01-2009
Aceptado | *Accepted:* 03-03-2009

Resumen

El presente trabajo muestra un modelo desarrollado para estudiar el comportamiento frente a pandeo de paneles y pilares esbeltos de hormigón armado que flectan sobre su eje débil. El modelo reproduce la pérdida de rigidez del elemento durante el proceso de carga debido a la iniciación y progreso de fisuras en el hormigón. Esta pérdida de rigidez va a tener una gran influencia en el fallo por pandeo del elemento de hormigón. Para modelar el comportamiento del hormigón en fractura se han simplificado todos los procesos de fractura a una única fisura situada en la parte central del elemento. Las características del hormigón en fractura son descritas mediante un modelo cohesivo. El modelo se plantea en grandes desplazamientos para que en cada iteración se tenga en cuenta el cambio en la geometría. De esta forma el fallo por pandeo queda explícitamente resuelto. Hemos tratado de dar una metodología práctica y sencilla de implementar en códigos de elementos finitos comerciales. En la parte final del artículo incluimos una discusión de los resultados obtenidos, contrastando los resultados obtenidos con el modelo con resultados experimentales y analizando la sensibilidad del modelo al variar los parámetros que intervienen en el problema.

Palabras clave: pandeo, hormigón armado, modelo cohesivo, paneles portantes, pilares.

Abstract

This work reports a model that predicts the behaviour of lightly reinforced concrete panels and columns when subjected to buckling. The model simulates the loss of stiffness of these structures due to the initiation and development of cracks during loading. The fracturing process was represented by considering a single crack at the centre of the panel or column. The behaviour of the concrete under traction was described by means of a cohesive model. When subjected to compression an analogous model was used: before reaching the maximum load the behaviour of the concrete was described by a stress-strain relation- ship, whereas a stress-displacement relationship was employed after the maximum load. The proposed model contemplates large deformations so that in each iteration the change in geometry is taken into account. In this manner, failure due to buckling is explicitly simulated. The methodology of the proposed model is simple and practical, and can be integrated into commercial finite element programs. The model was validated comparing its predictions with experimentally obtained results. The sensitivity of the model to changes in the slenderness of the panel or column, the reinforcement ratio and the characteristics of the concrete was determined.

Keywords: *buckling reinforced concrete, cohesive model, panels, columns.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 111 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

(1) E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha (Ciudad Real, España).
(2) Mecanismo, diseño y cálculo de estructuras, S.L. (Madrid, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* jacinto.ruiz@uclm.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras realizadas con materiales que trabajan fundamentalmente en régimen elástico, como por ejemplo las estructuras metálicas, alcanzan su agotamiento bien cuando agotan su resistencia mecánica o bien cuando se produce un proceso de inestabilidad (pandeo). No obstante, en la mayoría de las estructuras y en particular en las de hormigón el fallo de los elementos se produce debido a una combinación entre el agotamiento del material y la inestabilidad geométrica. El desarrollo de procesos de fisuración durante el proceso de carga, con el consiguiente deterioro de la matriz de hormigón, produce cambios en la respuesta del elemento de hormigón armado. Estos procesos de fisuración van a tener una gran influencia en el proceso de pérdida de estabilidad de la estructura y en su fallo [1].

En el diseño de elementos de hormigón armado el estudio del fallo por pandeo ha sido históricamente un campo importante en la investigación [2]. En los últimos años el pandeo de elementos de hormigón armado ha sido objeto de diferentes estudios. Entre ellos podemos destacar los realizados por Bažant et al., en los que propusieron una solución analítica suponiendo una deformación de forma sinusoidal del elemento comprimido [3, 4]. Kim et al. analizaron el comportamiento de los pilares comprimidos teniendo en cuenta las no linealidades de los materiales y geométricas [5, 6]. Recientemente Yalcin y Saatcioglu han desarrollado un modelo analítico para estudiar el pandeo que consideraba la adherencia entre hormigón y acero y la formación de una zona plastificada en el centro del elemento [7]. Finalmente Kwak y Kim analizaron el efecto de la fluencia en la carga de pandeo [8–10]. Todos estos estudios han ayudado a comprender mejor el problema del pandeo en elementos de hormigón y las variables que en él intervienen. No obstante, el análisis global de un elemento teniendo en cuenta todas las propiedades mecánicas de los materiales y su interacción con la inestabilidad geométrica está todavía lejos de ser perfecto. Las formulaciones propuestas por los diferentes códigos, véase p. e. [11–13], incluyen métodos que realizan diferentes simplificaciones, las cuales dan lugar a variaciones importantes en los coeficientes de seguridad comparados con resultados experimentales. Por ello se hace necesario un análisis detallado del comportamiento del elemento estructural y una modelación de los materiales acorde al comportamiento físico de los mismos.

En el caso particular de los paneles portantes o pilares débilmente armados que flectan alrededor de su eje débil, al ser estos elementos muy esbeltos y poseer cuantías de armado relativamente bajas, los procesos de fisuración van a tener una influencia elevada en el comportamiento global del elemento. Como marco teórico para realizar el estudio vamos a utilizar teorías basadas en Mecánica de la Fractura aplicada al hormigón [14]. Precisamente la relación entre el desarrollo de los procesos de fisuración y el fallo del elemento va a permitir que el fallo por pandeo pueda ser estudiado mediante estas teorías [15]. El estudio plantea un modelo siguiendo las directrices del método general para estudiar el estado límite de inestabilidad descritas en la EHE-08 (articulo 43.2) [16]. En el modelo vamos a tener en cuenta las no linealidades materiales (acero, hormigón y adherencia) y geométricas.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En general el fallo por pandeo de un panel o pilar esbelto sometido a esfuerzos de compresión se produce de forma frágil. Si antes de alcanzar la carga de pandeo en algún punto del panel se supera una tensión superior a la resistencia de tracción del material comienzan a desarrollarse diversos procesos de fisuración. Estas fisuras provocan una considerable pérdida de rigidez en el elemento lo que conlleva que los desplazamientos transversales aumenten y el peligro de pandeo se incremente de forma considerable. Precisamente este riesgo de fallo por pandeo tras la iniciación de los procesos de fisuración en paneles y pilares débilmente armados es lo que nos ha conducido a estudiar detalladamente el fallo por pandeo en elementos de hormigón armado.

Los modelos realizados para estudiar el comportamiento de elementos de hormigón débilmente armados, se concentran principalmente en el caso de una fisura que atraviesa la capa de armadura y que, al abrirse, provoca el arrancamiento de las barras de armado que cosen la fisura, véanse por ejemplo las referencias [17, 18]. La mayor dificultad que encuentran estos modelos es el hecho de reproducir la propagación de la fisura a través de la armadura (al menos en los modelos bidimensionales) ya que ésta constituye una discontinuidad que impide el desarrollo de la fisura. Otro problema que se presenta es el modelado numérico de la interacción entre acero y hormigón ya que el proceso de arrancamiento produce un deterioro de la intercara hormigón acero, llegándose incluso a producir procesos de fisuración secundarios [19]. Algunos modelos resuelven ambos problemas sustituyendo la armadura por unas fuerzas de cierre situadas a ambos lados de la fisura, cuyo valor está relacionado con la resistencia del acero y la adherencia hormigón-acero [20, 21]. Otros modelan explícitamente las barras de acero, aunque sólo tienen en cuenta los casos límite de adherencia perfecta o deslizamiento libre [22]. En el presente trabajo partimos del modelo propuesto por Ruiz, Carmona y Cendón [23], que hace posible la propagación de fisuras a través de la armadura y que permite el deterioro de la intercara acero-hormigón. La estrategia seguida consiste en superponer los dos materiales, y unirlos mediante una serie de vínculos que permitan reproducir su comportamiento conjunto [24]. El hormigón se modela de modo continuo mientras que el acero se le superpone. La unión entre ambos se realiza creando unos nudos situados en la misma posición unidos por una serie de elementos que admiten unas leyes de comportamiento no

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

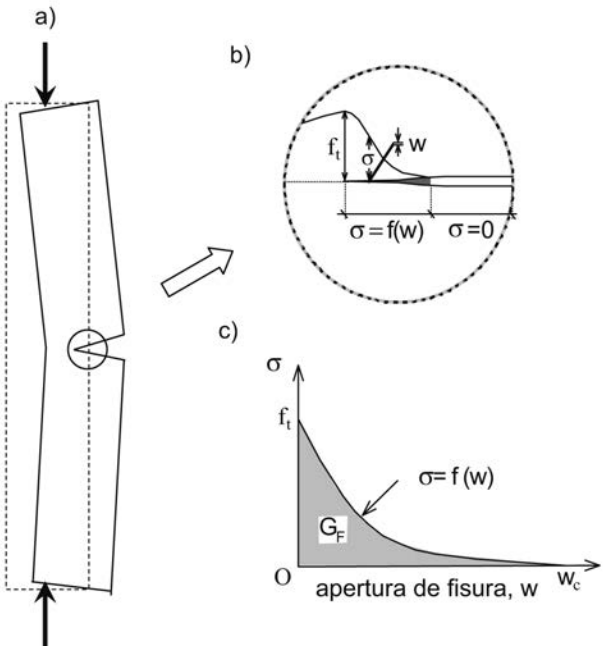


Figura 1. a) Panel sujeto a una carga excéntrica; b) Fisura cohesiva; c) Función de ablandamiento y energía de fractura.

lineal. La continuidad del hormigón permite que la fisura se pueda propagar a través del acero y que los elementos de unión acero-hormigón transmitan los esfuerzos de adherencia en función del desplazamiento relativo entre materiales. En el modelo pueden introducirse tantas líneas de armado como se quieran. Asimismo tenemos la posibilidad de variar el ancho de la sección e introducir diferentes valores de la excentricidad como ya hemos comentado. El modelo se plantea en grandes desplazamientos de forma que el problema del pandeo queda resuelto de modo explícito al tenerse en cuenta la geometría deformada del panel en cada paso de carga. El modelo va a realizarse en dos dimensiones estando el plano de pandeo contenido en el eje de simetría de la sección, véase la Figura 1a.

El modelo se resuelve con un programa de elementos finitos comercial, en este caso ANSYS. Esto permite que el modelo pueda ser resuelto por cualquier técnico con unos conocimientos básicos acerca de mecánica de fractura y teoría de estructuras. Las soluciones obtenidas

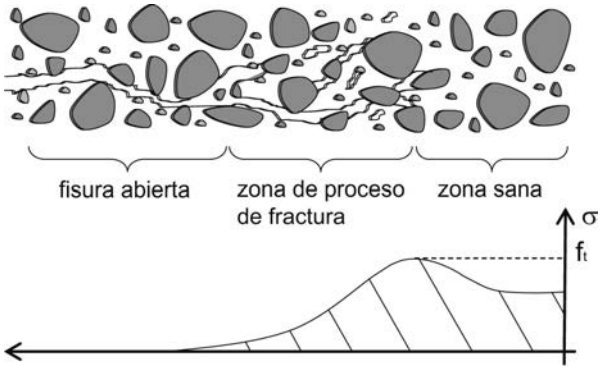


Figura 2. Zona de proceso de fractura.

son validadas con resultados experimentales consultados en la bibliografía científica.

2.1. Hipótesis básicas

La fractura del hormigón se representa por medio de un modelo cohesivo. Tras alcanzar la tensión de tracción máxima, f_t, la resistencia no baja a cero repentinamente, sino que comienza un proceso de decohesión en el que van a transmitirse tensiones entre los labios de la fisura. Esta idea se debe a Dugdale [25] y Barenblatt [26], aunque fue aplicada al hormigón por Hillerborg y sus colaboradores [27,28] a través del modelo de fisura ficticia también denominado de fisura cohesiva. Una fisura cohesiva se inicia cuando una de las tensiones principales alcanza en un punto el valor de la resistencia a tracción del material, véase la Figura 1b. La fisura se va a considerar perpendicular a la dirección de dicha tensión principal, lo que es conocido en fractura como Modo I. El modelo describe el proceso de decohesión desde que se alcanza la tensión máxima hasta que se abre la fisura completamente de forma discreta, véase la Figura 2. Durante ese periodo el hormigón va perdiendo su resistencia progresivamente. En Modo I estas tensiones cohesivas se pueden considerar función de la apertura de la fisura:

$$\sigma = f(w) \quad siendo:\ f(0) = f_t \ \ y\ f(w_c) = 0 \qquad (1)$$

Donde $f(w)$ se conoce como función de ablandamiento, y es considerada como una característica del material, véase la Figura 1c. Esta función tendrá un valor nulo cuando la apertura de fisura, w, alcance un valor superior a un valor crítico, w_c. A partir de esta apertura la fisura está abierta por completo y hay una discontinuidad en el material. Cuando la fisura se va desarrollando en un punto en el material, el campo tensional de este punto recorrerá toda la curva de ablandamiento, esto implica que hasta llegar al punto definido por w_c se le ha suministrado a ese punto una energía por unidad de área igual al área encerrada por la curva de ablandamiento, véase la Figura 1c. Por tanto podemos definir que la energía necesaria para producir una fisura de superficie unidad es igual al área anteriormente citada. Esta energía se denomina energía específica de fractura, G_F. Este parámetro y la resistencia a tracción, f_t, son los que definen el comportamiento en fractura de un material. El Código Modelo (MC-90) [11] contempla la energía de fractura como un parámetro característico del hormigón en masa. Para medir este parámetro existe una recomendación RILEM [29,30]. En nuestro caso, vamos a suponer, que fuera de la zona en proceso de fractura, el material se comporta de forma elástica lineal, estando caracterizado el material por su módulo de Young, E_c y su coeficiente de Poisson, ν_c. De esta forma se simplifica el tratamiento numérico. El error cometido lo podemos considerar de segundo orden, ya que la deformación inelástica antes de que se forme la fisura es despreciable fuera de la zona de daño si la cuantía de acero no es elevada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

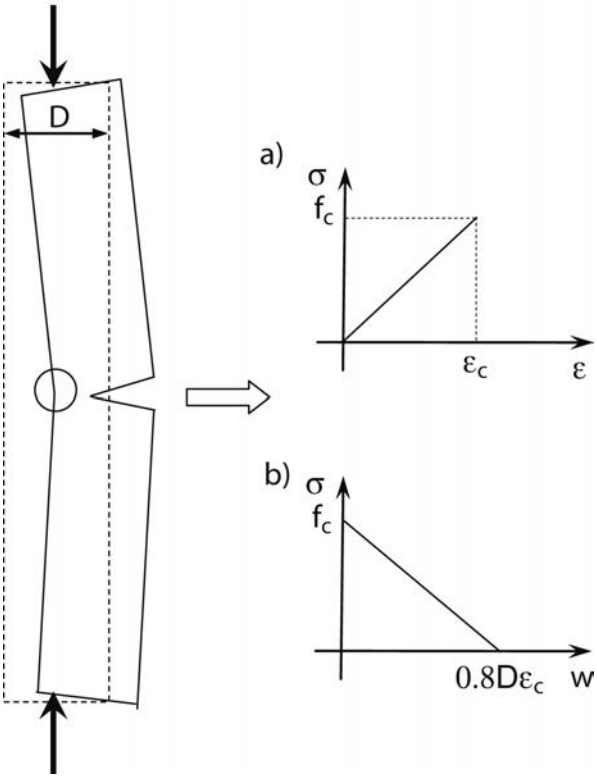


Figura 3. Modelado del hormigón en compresión: a) Diagrama tensión-deformación; b) Diagrama tensión-desplazamiento.

Los elementos que vamos a modelar en general tienen una cuantía baja de armado. En estas condiciones se genera inicialmente una zona microfisurada en la fibra más traccionada en torno a la sección central, de la que surge posteriormente una única fisura [31,32]. Vamos a considerar que sólo progresa una fisura cohesiva en la sección central del panel. Esta fisura va a representar el comportamiento en fractura del hormigón en la zona central del panel y/o pilar. De esta forma se simplifica el tratamiento numérico.

Al igual que en el proceso de fractura en tracción, en compresión también se observa una localización del daño tras alcanzar la resistencia a compresión. El comportamiento es más complejo que en tracción debido al confinamiento del material. Estos efectos fueron ampliamente estudiados por van Mier [33]. Hillerborg propuso un modelo sencillo, similar al de fisura cohesiva, para reproducir el comportamiento del hormigón en compresión [34]. Antes de alcanzar la carga máxima el comportamiento del hormigón es descrito mediante un diagrama tensión-deformación, Figura 3a, y tras la carga máxima por un diagrama tensión-desplazamiento, Figura 3b, donde D es el canto del elemento. Este tipo de modelado es coherente con el fenómeno físico de pérdida de rigidez del elemento por fisuración.

El comportamiento de la intecara acero-hormigón se modela a partir de una ley que relaciona las tensiones tangenciales que se transmiten con el desplazamiento relativo entre los materiales. El esfuerzo tangencial lo podemos representar a través de de una función que representa la tensión de adherencia por unidad de longitud, Figura 4a.

$$q = p\tau(s) \tag{2}$$

Donde p es el perímetro de la sección de refuerzo. La acción del acero sobre el hormigón está totalmente determinada por la distribución de q a lo largo de la armadura, la cual depende a su vez de la relación tensión-deformación del acero y de la ley de adherencia, $\tau(s)$, véase la Figura 4b. El modelo admite todo tipo de funciones $\tau(s)$.

El modelo se plantea en grandes desplazamientos para que en cada iteración se tenga en cuenta el cambio en la geometría. De esta forma el fallo por pandeo queda explícitamente incorporado al modelo

2.2. Modelo mecánico

La Figura 5 esquematiza el modelo mecánico propuesto para estudiar el pandeo de los paneles y pilares. El panel se encuentra biarticulado en ambos extremos y la carga se aplica con una excentricidad inicial, e_0, que es constante y del mismo signo a lo largo del panel o pilar. Al existir simetría con respecto a la sección central, se representa y se modela únicamente la mitad del panel. La fisura cohesiva situada en la sección central del panel se representa por medio de unos elementos tipo muelle que siguen la función de ablandamiento del hormigón. La masa del hormigón se discretiza de modo continuo usando elementos triangulares de 6 nodos. Para modelar el refuerzo se crean una serie de líneas de nodos en los elementos que representan al hormigón. Dichos nodos se duplican y se unen entre sí por medio

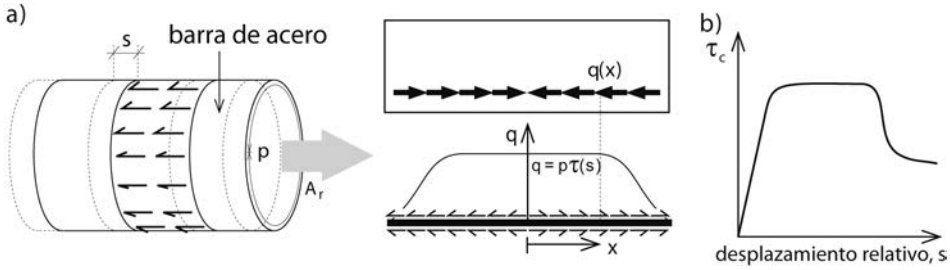


Figura 4. Mecanismo de adherencia hormigón-acero: (a) Carga trasferida a través de la intercara; (b) Tensión rasante por unidad de longitud.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

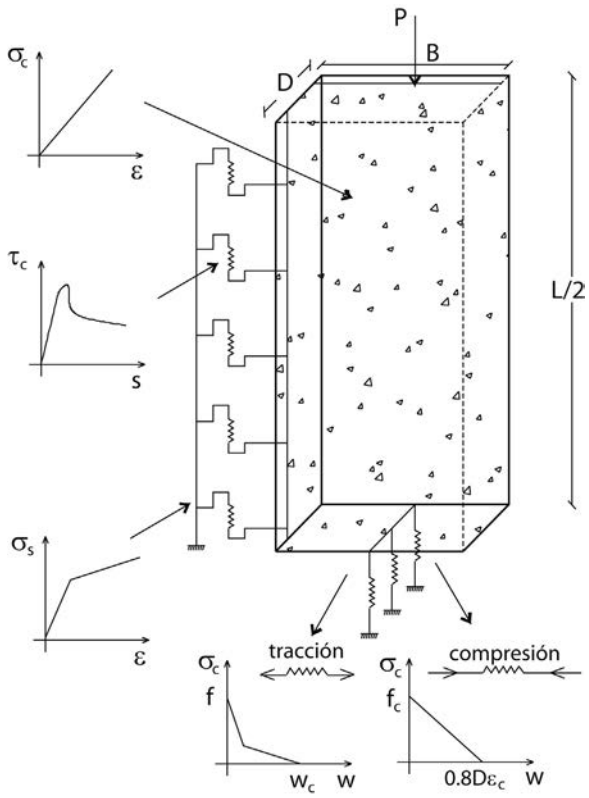


Figura 5. Modelo mecánico.

de unos elementos tipo barra que simulan el refuerzo. El primer nodo, coincidente con el extremo en la fisura cohesiva se bloquea en su movimiento vertical con objeto de representar la restricción al movimiento debida a la mitad de armadura no simulada. Los nodos que representan la armadura se conectan con sus recíprocos en el hormigón por medio de unos elementos tipo muelle que transmiten una fuerza entre ellos, la cual se calcula teniendo en cuenta el perímetro de la sección de la armadura, la distancia entre nodos y la ley de tensiones tangenciales. Se debe de disponer un número de elementos tal que resuelva la zona de transferencia de tensiones entre acero y hormigón. Este número de elementos estará relacionado con la longitud de anclaje necesaria para las barras. Para que los elementos barra se desplacen conjuntamente con la matriz de hormigón hemos dispuesto unos elementos horizontales muy rígidos que unen los nodos de las barras con sus correspondientes nodos en el hormigón en sentido transversal. Hacemos, pues, la hipótesis de que las barras están siempre sujetas por cercos y de que el recubrimiento es suficiente para evitar el pandeo de la barras.

Es importante destacar que esta forma de modelar la armadura conserva la continuidad en el hormigón y, por tanto, permite que la fisura cohesiva progrese a través de la capa o capas de armado. Este modelo también es compatible con hipótesis más refinadas para representar el comportamiento de la matriz del hormigón, como aquellas en las que se tiene en cuenta la microfisuración, el efecto de la fluencia o el envejecimiento del hormigón. Para modelar varias capas de armado simplemente se deben disponer elementos tipo barra situados en varias capas unidos al hormigón. En la Figura 6 mostramos la discretización realizada de la masa de hormigón y la posición de las capas de armado.

La carga se introduce a través de un desplazamiento impuesto sobre una placa con una rigidez muy superior a la del hormigón en el extremo de la mitad del panel modelado. De esta forma podemos evaluar la carga de pandeo del panel o pilar para diferentes excentricidades. En los resultados que mostraremos en los apartados siguientes no hemos tenido en cuenta el peso propio del panel, el cual, para paneles muy esbeltos, puede ser una fracción importante en la carga resistida. No obstante, introducir este parámetro en los cálculos es relativamente sencillo. Por último indicamos que el modelo mecánico presentado es extrapolable a tres dimensiones, con lo que se podría estudiar el problema del pandeo con flexión esviada.

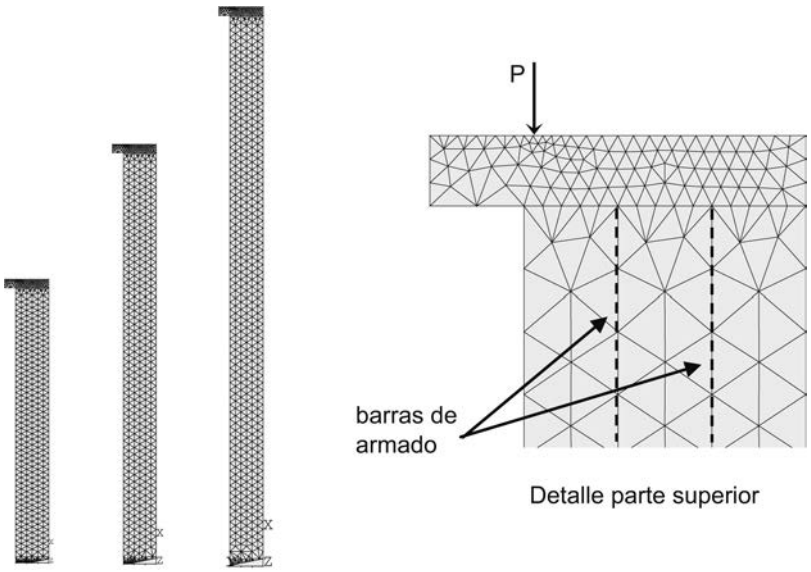


Figura 6. Ejemplo de mallado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

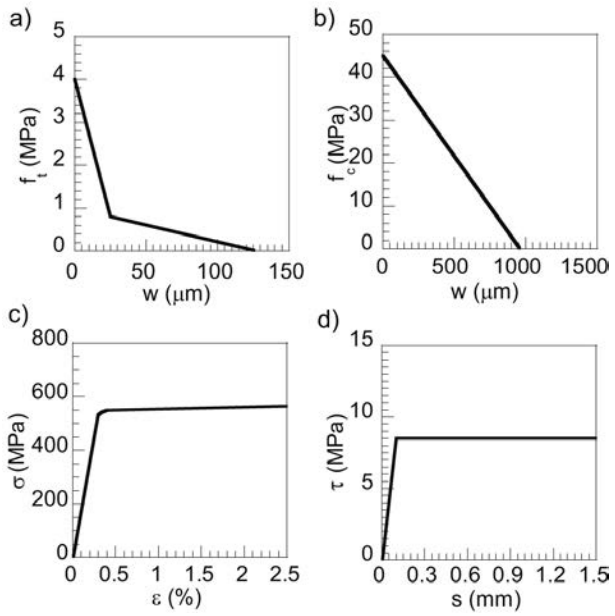


Figura 7. Características de los materiales: a) Curva de ablandamiento del hormigón; b) Diagrama tensión de compresión-desplazamiento; c) Diagrama tensión-deformación para el acero; d) Diagrama tensión rasante-deslizamiento relativo hormigón-acero.

Para la implementación y resolución de este modelo hemos utilizado el programa de elementos finitos ANSYS. Con ello también queremos mostrar que es posible con herramientas comerciales la resolución de este tipo de modelos, los cuales son extrapolables fácilmente para permitir la resolución de otros tipos de problemas, como pudieran ser el estudio de refuerzos mediante fibras de carbono (añadiendo una nueva línea de refuerzo con las características de las fibras) o la utilización de hormigones con fibras o cualquier material cuasifrágil siempre que esté debidamente caracterizado.

3. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

Una cuestión fundamental a la hora de plantear el modelo ha sido la selección de ecuaciones constitutivas para los materiales cuyas características mecánicas puedan ser obtenidas a través de ensayos estandarizados. En el caso del hormigón las propiedades mecánicas que es necesario determinar son el módulo de elasticidad, E_c, la resistencia a tracción, f_t, la resistencia a compresión, f_c y la energía de fractura, G_F. Todas estas propiedades pueden ser obtenidas mediante ensayos relativamente sencillos de realizar. También es necesario conocer la deformación última del hormigón, ε_u, la cual puede ser evaluada bien a través de ensayos a compresión para obtener la curva tensión-deformación completa, o bien a partir de los diversos diagramas tensión-deformación propuestos en la bibliografía para el hormigón [11, 35–37]. A partir de las características enumeradas podemos obtener tanto la función de ablandamiento para tracción [14] como el diagrama tensión-desplazamiento en compresión [34]. En la actualidad el comportamiento del hormigón en compresión y su modelado son objetos de intensa investigación. En los próximos años es de esperar que aparezcan nuevas relaciones más ajustadas a la realidad del fenómeno físico. Este es uno de los caminos que podrá enriquecer el modelo que proponemos.

Para modelar el comportamiento del acero introducimos la curva tensión-deformación como dato en el modelo. Podemos introducir bien la curva obtenida directamente desde el ensayo de las barras, o algún diagrama simplificado, como puede ser una curva elasto-plástica o elasto-plástica con endurecimiento.

La adherencia hormigón-acero también es un parámetro del modelo. Esta característica se introduce a través de la curva tensión rasante-deslizamiento relativo entre hormigón y acero, τ_c - s. La curva puede ser obtenida experimentalmente o en base a los modelos propuestos en las diferentes normativas, véase por ejemplo [11].

En la Figura 7 mostramos un ejemplo de las características de los diferentes materiales a introducir en el modelo. Las características del hormigón, el acero y la intercara hormigón-acero mostradas corresponden a un caso real. La caracterización de los materiales así como las propiedades adherentes entre ambos fueron medidas en el laboratorio de Estructuras de la ETS de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Castilla-La Mancha a partir de probetas facilitadas por la empresa INDAGSA. La Figura 7a muestra la función de ablandamiento. En este caso se ha optado por una función bilineal, en particular la conocida como función bilineal de Hillerborg [27], siendo susceptible el modelo de utilizar cualquier otra propuesta en la Bibliografía científica [14]. La Figura 7b muestra la relación tensión de compresión-desplazamiento utilizada para modelar el comportamiento en compresión tras alcanzarse la tensión máxima en el hormigón. El diagrama tensión-deformación utilizado para modelar el comportamiento del acero es el mostrado en la Figura 7c. En este caso se ha optado por un diagrama simplificado elasto-plástico con endurecimiento, obtenido a partir de los resultados de los ensayos de las barras a tracción. El acero ensayado fue del tipo B500S y el diámetro de las barras fue de 8 mm. Por último mostramos el diagrama tensión rasante-deslizamiento relativo entre hormigón y acero τ_c - s. La curva elegida ha sido elasto-plástica ya que hemos observado que es una curva de gran sencillez y que reproduce de forma adecuada el comportamiento adherente entre hormigón y acero, véase la referencia [23]. El módulo elástico del hormigón tiene un valor de 29.5 GPa y se introduce como característica del material de los elementos triangulares de 6 nodos con los que se modela la matriz de hormigón del panel o pilar. Igualmente, el coeficiente de Poisson utilizado es de 0.2.

Las características de los materiales anteriormente mostradas son las que vamos a utilizar en los diversos estudios paramétricos que hemos realizado para comprobar la sensibilidad y respuesta del modelo propuesto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

4. RESULTADOS

En esta sección vamos a exponer los resultados de un ejemplo para analizar la respuesta del modelo y mostrar los resultados que genera. Posteriormente realizaremos una contrastación del modelo con experimentación realizada sobre el tema. Tras ello presentaremos los resultados de unos estudios paramétricos variando la excentricidad, la cuantía de armado, la esbeltez y las características del hormigón para comprobar la respuesta del modelo ante el cambio de estos parámetros.

4.1. Ejemplo de cálculo

Como ejemplo vamos a modelar el comportamiento de un panel de hormigón armado que tiene una altura, *L*, de 2900 mm, un canto, *D*, de 120 mm y un ancho, *b*, de 1000 mm. El armado del panel está formado por 2 capas de 4 barras de 8 mm de diámetro cada una situadas longitudinalmente a lo largo del panel a una distancia de 40 mm de los paramentos. La excentricidad inicial considerada para el cálculo es e_0 =20 mm, véase la Figura 8a. En este trabajo hemos considerado la tensión de compresión en el hormigón como positiva, mientras que en las barras de acero la tensión de tracción es la que se ha considerado como positiva.

En la Figura 8b se muestra la curva carga-desplazamiento en el punto de aplicación de la carga (*P* - *u*). La curva resultante está formada por una parte inicial lineal. Antes de llegar a la carga máxima se observa una pérdida de linealidad causada tanto por el comportamiento no lineal del material como por el aumento de la deformación transversal del panel. En un cierto momento la curva alcanza un máximo, e inmediatamente después la estructura pandea, los desplazamientos transversales comienzan a crecer rápidamente y se acaba produciendo el agotamiento de la pieza. Tras la descarga por agotamiento de la sección de hormigón queda una carga residual debida a las barras. La Figura 8c muestra el gráfico carga frente a la excentricidad adicional (*P* - *e*). La excentricidad adicional se va a considerar igual a la flecha del panel en el centro de vano. En la curva resultante se observa claramente el carácter no lineal del proceso. La excentricidad adicional crece a lo largo de todo el proceso de carga y claramente se observa el salto tras la carga máxima que indica el fallo por pandeo. En la Figura 8d dibujamos el gráfico carga-momento (*P* - *M*). El momento se calcula como la carga actuante multiplicada por la suma de la excentricidad inicial más la adicional. En este mismo gráfico y en línea discontinua se ha dibujado una recta cuya pendiente es la inversa de la excentricidad inicial. Esta recta representa la relación carga-momento en el caso de que no existieran efectos de segundo orden. El diagrama carga-momento se va alejando de esta recta conforme se desarrolla el proceso carga debido a la no linealidad introducida tanto en el comportamiento del material como por la consideración de la deformada real en cada paso del proceso de carga. Tras el fallo por pandeo vemos como la carga desciende bruscamente provocando un descenso del momento en la sección central.

En la Figura 9 analizamos la variación de las tensiones normales en el hormigón en la sección central del panel

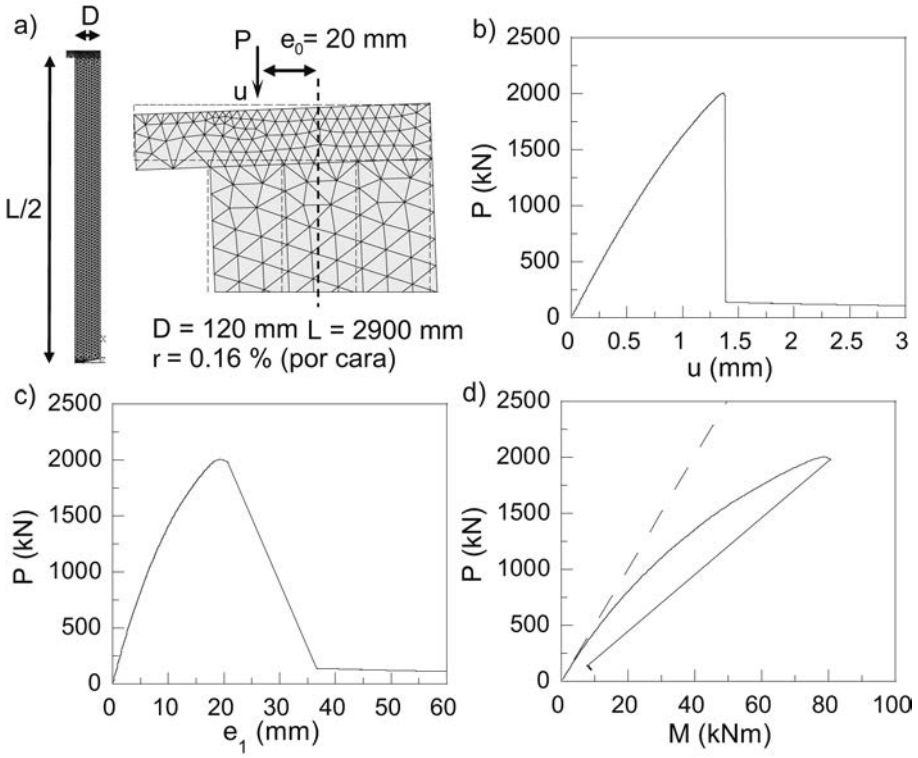


Figura 8. Ejemplo de cálculo: (a) Geometría del panel modelado; (b) Curva carga-desplazamiento en el punto de aplicación de la carga (*P* - *u*); (c) Curva carga frente a la excentricidad adicional (*P* - *e*); (d) Diagrama carga-momento (*P* - *M*).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

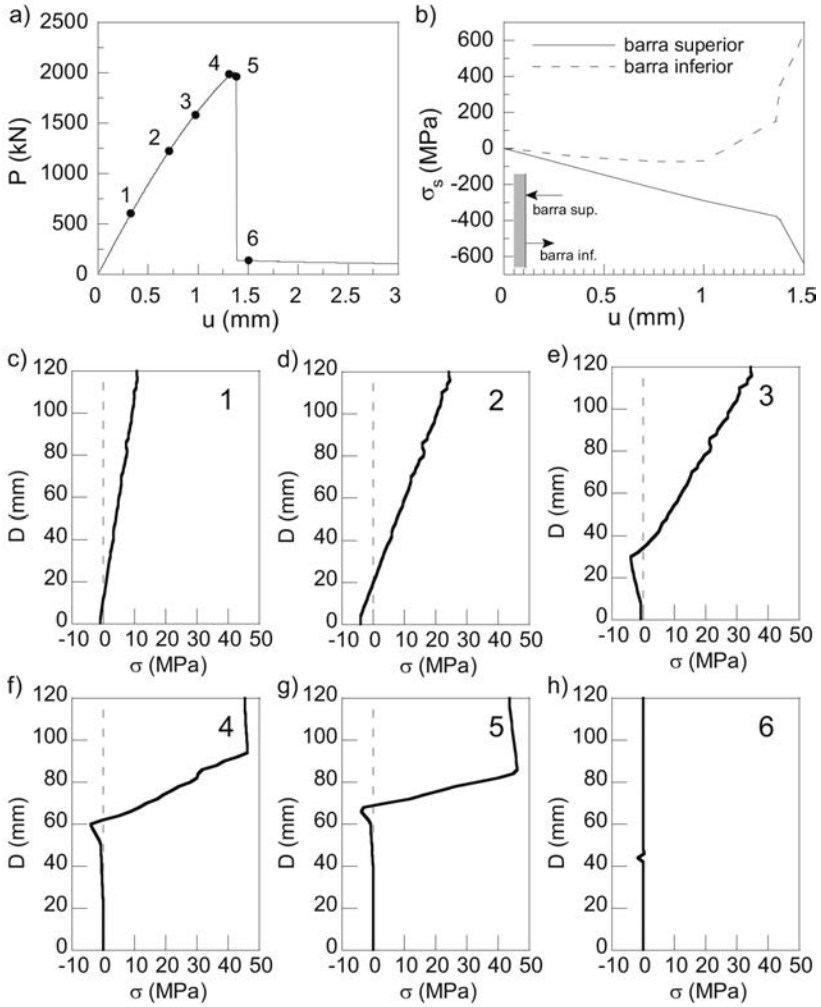


Figura 9. Ejemplo de cálculo: a) Curva *P* - *u* ; b) Tensiones en la barras de acero. Perfil tensional para: *c*) *u* =0.35 mm; d) *u* =0.75 mm; e) *u* =1.00 mm; f) u =1.36 mm; g) *u* =1.38 mm; h) *u* =1.50 mm.

y en las barras de acero durante el proceso de carga. La Figura 9a muestra la curva carga-desplazamiento en el punto de aplicación de la carga. En esta curva hemos marcado 6 puntos que nos facilitarán la observación de la evolución de las tensiones a lo largo del proceso de carga. La variación de las tensiones en las barras de acero se muestra en la Figura 9b. Denominamos barra inferior a la barra que está más cerca de la zona inicialmente traccionada y barra superior a la que está más cerca del paramento más comprimido. Inicialmente las barras están descargadas, al ir aumentado la carga externa las barras comienzan a trabajar, primero ambas están comprimidas y al ir evolucionando el proceso de fisuración la barra inferior se tracciona mientras que la barra superior se queda dentro del área comprimida.

Las Figuras 9c-h muestran los perfiles de las tensiones normales en el hormigón en la sección central del panel, es decir la sección donde hemos introducido la fisura cohesiva. Cada perfil muestra el estado tensional para un punto del diagrama P - u representado en la Figura 9a. Cada punto seleccionado es indicado con un número que coincide con el mostrado en cada perfil. En el inicio del proceso de carga, Figuras 9c y d, el perfil de tensión es prácticamente plano, sin alcanzar ni la resistencia a compresión ni la resistencia a tracción del hormigón. En la Figura 9e se aprecia que la fisura ya ha comenzado a propagarse. Existe una zona traccionada que representa el efecto cohesivo en la rotura a tracción introducido en el modelo a través de la fisura cohesiva. La Figura 9f muestra el perfil en el momento de alcanzar la carga máxima. El hormigón en la zona comprimida ha alcanzado la resistencia máxima y el modelo reproduce la localización de este daño. Tras la carga máxima se produce el pandeo del elemento estructural y los desplazamientos horizontales aumentan considerablemente. Este aumento de los desplazamientos provoca la rotación de la sección y el agotamiento. En el perfil de tensiones mostrado en la Figura 9g puede observarse que se pasa del bloque comprimido al traccionado, de menor tamaño, de forma muy brusca. Poco después, el elemento falla y se produce su descarga, Figura 9h.

Con este ejemplo hemos querido ilustrar como el modelo propuesto reproduce todo el proceso de pandeo del elemento teniendo en cuenta tanto la fractura del material como la inestabilidad geométrica. En un ordenador Pentium 4 a 2.6 GHz el tiempo de cálculo de un modelo con 500 pasos de carga es de unos 4 minutos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

4.2. Validación del modelo

Una vez que hemos presentado un ejemplo de la respuesta del modelo vamos a contrastar los resultados obtenidos con casos experimentales. Si bien existen numerosos estudios experimentales de pandeo en pilares de hormigón, la mayoría de las publicaciones y estudios no recogen una completa caracterización de los materiales y en muchos casos las metodologías de ensayo seguidas hacen difícilmente modelables los mismos. Asimismo señalamos la dificultad que entraña la realización de unos ensayos estables tras la carga máxima y en los que todo el proceso de pandeo quede recogido convenientemente. En particular, para contrastar el modelo vamos a utilizar los resultados de la campaña experimental realizada por Bažant y Kwon [38] para estudiar el efecto de escala en el pandeo de piezas de hormigón. La razón fundamental para tomar estos resultados es la cuidada realización de los ensayos y el amplio rango cubierto con ellos. En esta campaña se ensayaron 9 tipos de pilares variando la esbeltez y las dimensiones de la sección de los mismos. En su trabajo, Bažant y Kwon exponen toda la metodología experimental seguida, las características de los materiales utilizados en la fabricación de los pilares y los resultados obtenidos.

Los pilares fueron ejecutados con un micro-hormigón con un tamaño máximo de árido de 3 mm. La resistencia del hormigón medida en probetas cilíndricas de 150 mm de alto por 75 mm de diámetro fue de 28.96 MPa. Para realizar el armado utilizaron barras de acero lisas con un módulo de elasticidad de 200 GPa y un límite elástico de 552 MPa. El porcentaje de armado se mantuvo constante en todo el programa experimental siendo igual a 4.91 %. Se ensayaron tres secciones cuadradas de pilares diferentes de lado 12.7, 25.4 y 50.8 mm. Para cada tamaño se realizaron pilares de tres esbelteces diferentes con un valor igual a $\lambda = 19.2$, 35.8 y 52.5. Por cada tipo de pilar se ensayaron tres probetas. En total se realizaron 27 ensayos.

La Figura 10 muestra los resultados obtenidos en la experimentación y los obtenidos con el modelo. En la Figura 10a en ordenadas representamos la carga máxima obtenida en los ensayos y con el modelo y en abscisas la esbeltez de la columna. El modelo capta de forma sensiblemente correcta la carga máxima obtenida experimentalmente y responde al aumento de la esbeltez, disminuyendo la carga de fallo al aumentar ésta. También al aumentar el tamaño de la sección aumenta la carga, como era de esperar. En la Figura 10b mostramos en abscisas nuevamente la esbeltez y en ordenadas el valor del desplazamiento o flecha en la sección central en el momento de alcanzar la carga máxima. Experimentalmente se aprecia que el desplazamiento aumenta al aumentar la esbeltez. El modelo reproduce este efecto y los valores obtenidos son del mismo orden que los valores obtenidos experimentalmente. Con carácter general las tendencias observadas experimentalmente y los valores obtenidos para la carga de pandeo y el desplazamiento han sido reproducidas por el modelo de forma sensiblemente correcta.

4.3. Efecto de la excentricidad de la carga

Partiendo del elemento modelado en la sección 4.1, vamos a presentar el resultado de diversos cálculos para ver cómo afecta una variación de la excentricidad en la respuesta del panel. Hemos realizado cálculos para unas excentricidades que varían desde 1 mm hasta 200 mm. En la Figura 11a mostramos las curvas P - u obtenidas. La respuesta es variable con la excentricidad. Al aumentar ésta, la carga máxima disminuye de forma considerable. El desplazamiento en carga máxima también disminuye al aumentar la excentricidad. No obstante, para excentricidades grandes, véase la Figura 11b, observamos que aunque la carga disminuye el desplazamiento vuelve a crecer. Esto es debido a que para excentricidades grandes el panel tiende a comportarse de forma más parecida a una viga que a un pilar. Gráficamente se observa que, para las curvas e_0 =100 mm y e_0 =200 mm, aparece un primer pico debido al momento en el que se alcanza la carga de fisuración y posteriormente una segunda rama creciente correspondiente a la entrada en carga del acero, siendo esta rama más dúctil que en el caso de excentricidades bajas.

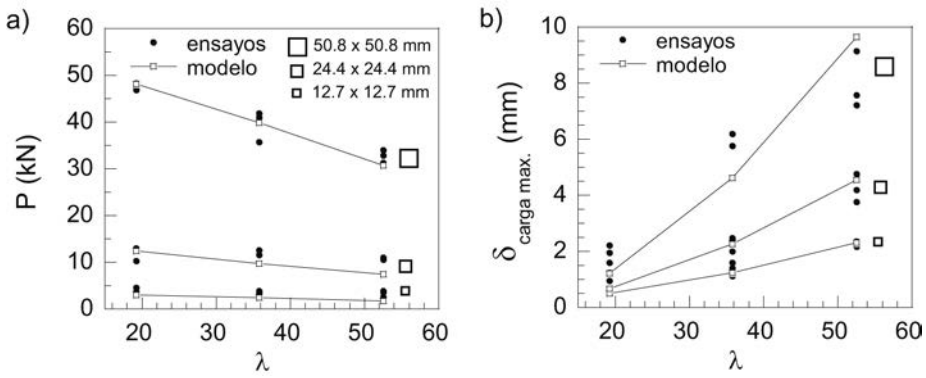


Figura 10. Contrastación experimental: a) Carga máxima; b) Desplazamiento en la sección central para la carga máxima, en función de la esbeltez.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

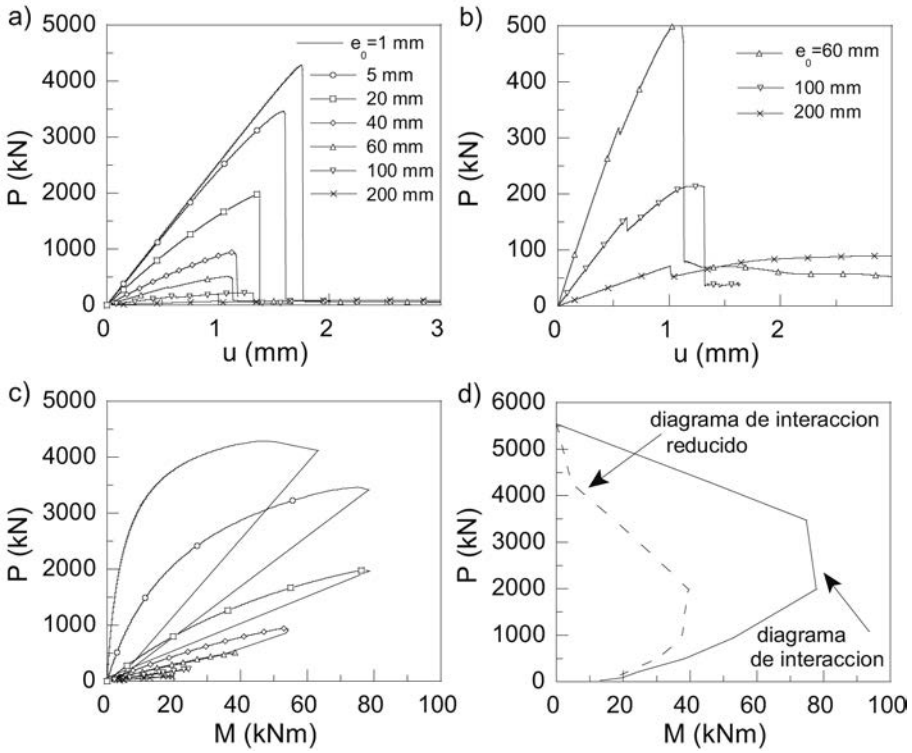


Figura 11. Influencia de la excentricidad: a) Curvas *P* - *u*; (b) Curvas *P* - *u*, detalle para excentricidades mayores; c) Diagrama *P* - *M*; d) Diagramas de interacción.

En la Figura 11c representamos todas las curvas *P* - *M* obtenidas. Uniendo los puntos de carga máxima de estas curvas obtenemos el diagrama de interacción teniendo en cuenta los efectos de segundo orden para el panel modelado. Este diagrama se representa en la Figura 11d. Igualmente mostramos el diagrama de interacción reducido. En este diagrama se representa la carga frente al momento reducido, definido éste como el producto de la carga máxima por la excentricidad inicial, e_0. Hemos visto que a partir de los resultados del modelo podemos obtener los diagramas de interacción para una geometría dada. El modelo es susceptible de ser utilizado para evaluar estos diagramas de interacción y facilitar el diseño de elementos estructurales.

En el diagrama de interacción de la Figura 12b, identificamos una serie de puntos correspondientes a diferentes excentricidades que nos van a facilitar el análisis de los diagramas de tensiones. La variación de las tensiones en las barras de acero según la excentricidad se representa en la Figura 12b. Los perfiles tensionales en el hormigón para la carga máxima según las diferentes excentricidades se muestran en las Figuras 12c-h. En la Figura 12b observamos que, al aumentar la excentricidad, las barras pasan de estar comprimidas a traccionarse cada vez más, hasta llegar al caso de mayor excentricidad en el que las dos armaduras dispuestas llegan a plastificar para la carga máxima. En los perfiles tensionales se observa que, para excentricidades pequeñas, Figura 12c, la sección está completamente comprimida. Al ir aumentando la excentricidad, el bloque comprimido se va haciendo cada vez más pequeño hasta llegar a ser el perfil tensional cada vez más parecido al de una viga. En el caso extremo, Figura 12h, el bloque comprimido se reduce a una pequeña fracción de la parte superior de la viga. Con este ejemplo se observa claramente la transición al variar la excentricidad desde el comportamiento del panel a compresión prácticamente centrada, cuando la excentricidad es pequeña, a una flexión prácticamente pura para una excentricidad alta. En todos los casos el modelo representa el fallo por inestabilidad.

4.4. Efecto de la cuantía de armado

En este apartado analizamos el comportamiento de un panel cuando se varía la cuantía de armado. Las cuantías indicadas en las figuras presentadas en esta sección son por cara, de modo que el total de la cuantía de acero del panel sería el doble de la indicada. En la Figura 13 se aprecia cómo el aumento de la cuantía provoca un aumento de la carga máxima y del desplazamiento en el centro del vano (excentricidad adicional). Tras la carga máxima observamos que la respuesta del modelo también está influida por la cuantía, obteniéndose que los valores de carga post-pico para cuantías altas llegan a tener un valor significativo. Este comportamiento post-pico puede ser de especial importancia en la evaluación de estructuras ya ejecutadas o que hayan sufrido algún tipo de daño. La Figura 13b muestra los diagramas carga-momento obtenidos. Todas las cargas máximas se sitúan aproximadamente en la una línea recta que pasa por el origen.

La Figura 14a muestra la evolución de la carga de pandeo frente a la cuantía de armado. Tal y como indica-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

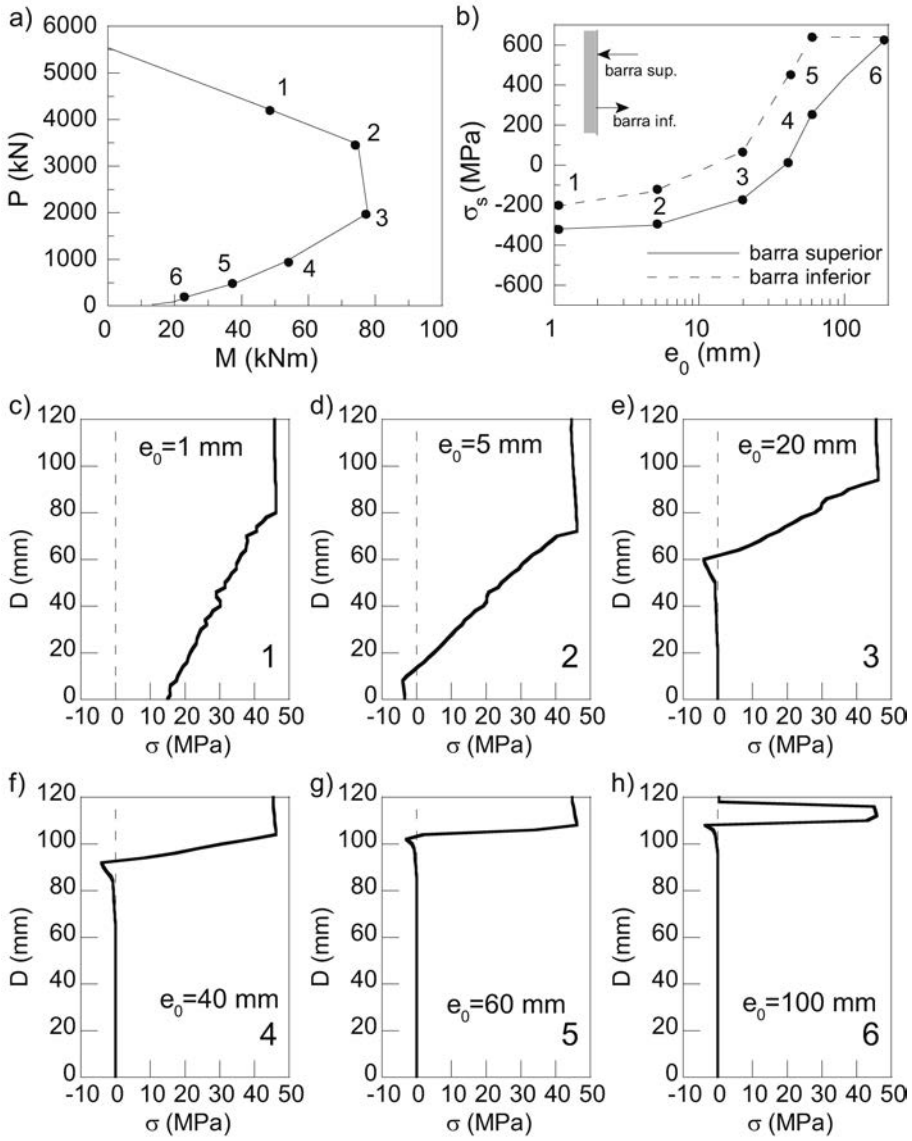


Figura 12. In fluencia de la excentricidad: a) Diagrama de interacción; b) Tensiones en la barras de acero. Perfil tensional para: c) e_0 =1 mm; d) e_0 =5 mm; e) e_0 =20 mm; f) e_0 =40 mm; g)e_0 =60 mm; h) e_0 =100 mm.

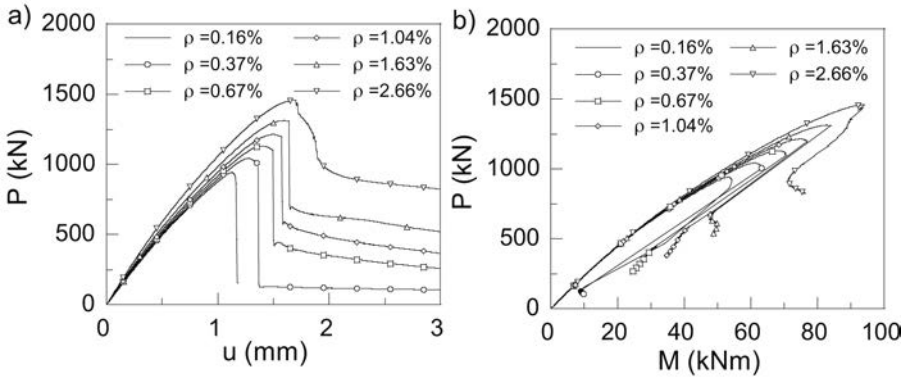


Figura 13. Influencia de la cuantía: a) Curvas *P - u*; (b) Diagramas *P - M*.

mos anteriormente, la carga crece al aumentar la cuantía, aunque este crecimiento no es proporcional al incremento de cuantía. En la Figura 14b podemos ver la variación de la tensión en las barras al aumentar la cuantía. La tensión en las barras disminuye al aumentar la cuantía, lo que significa que la sección de las barras se aprovecha peor. El modelo tiene en cuenta la rigidez de las barras. Por ello aumentar su diámetro las barras

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

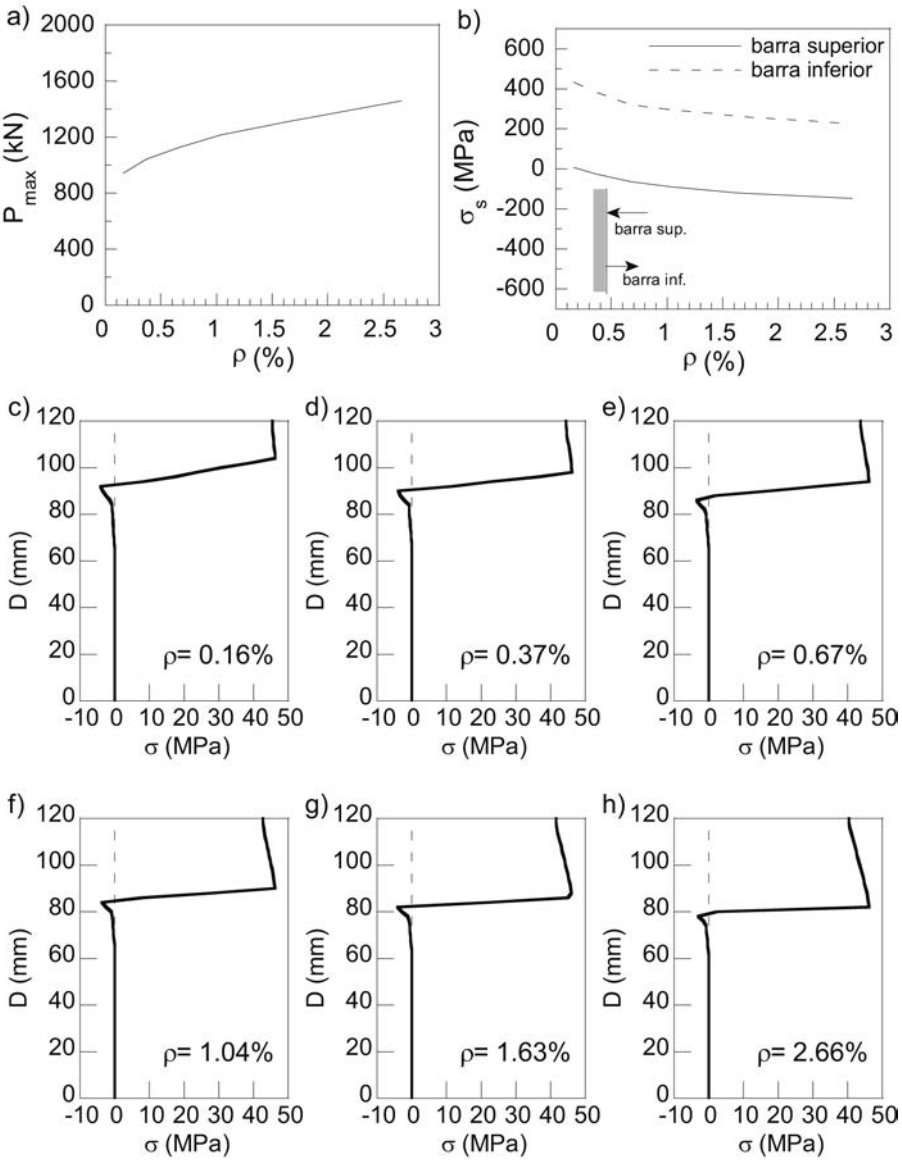


Figura 14. Influencia de la cuantía: a) Variación de la carga con la cuantía de armado; b) Tensiones en la barras de acero. Perfil tensional para: c) ρ =0.16 %; d) ρ =0.37 %; e) ρ =0.67 %; f) ρ =1.04 %; g) ρ =1.63 %; h) ρ =2.66 %.

son más rígidas y colaboran activamente para impedir el pandeo del elemento. Las Figuras 14c-h representan los perfiles tensionales en el hormigón para cada una de las cuantías modeladas. El aumento de la cuantía provoca un crecimiento del bloque comprimido, lo que se traduce en un aumento de la capacidad de carga del elemento. En este caso observamos que la máxima tensión en el hormigón no se alcanza en la fibra más externa sino que se obtienen en un punto interior. Este efecto es debido a la metodología seguida en el modelado del daño en compresión [34]. Una vez que en el extremo se llega a la máxima tensión posible se va produciendo un agotamiento de la sección y la tensión va disminuyendo.

4.5. Efecto de la esbeltez

Para estudiar cómo responde el modelo a los cambios de esbeltez vamos a presentar una serie de cálculos partiendo de la geometría del panel que nos ha servido de ejemplo en la sección 4.1. En esta ocasión la cuantía de armadura dispuesta por cara es igual al 0.67 % y la excentricidad inicial utilizada en los cálculos ha sido de 40 mm. La altura del panel se ha variado desde los 2 metros hasta los 9 metros, lo cual, es equivalente a variar la esbeltez mecánica desde 55.5 a 250. Este último caso está fuera de las recomendaciones dadas por la Normativa española EHE [16], no obstante con el modelo podemos llegar a predecir el comportamiento mecánico de este panel. La Figura 15a muestra la curvas P - u obtenidas. Cuando se aumenta la esbeltez disminuye la carga de pandeo, pero al incrementarse la flexibilidad del elemento el desplazamiento transversal en carga máxima también se ve incrementado. Al ser el panel más esbelto, el efecto de la excentricidad es mayor, comprobándose que para los paneles más esbeltos obtenemos curvas similares a las que obteníamos en el caso de aplicar excentricidades más grandes en paneles más pequeños. En la Figura 15b se aprecia que al aumentar la esbeltez se acentúa el carácter no lineal de la res-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

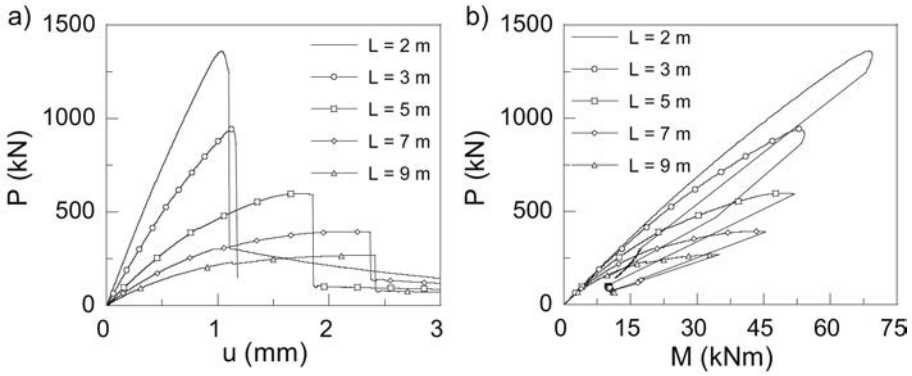


Figura 15. Influencia de la esbeltez: a) Curvas *P – u*. b) Diagramas *P - M*.

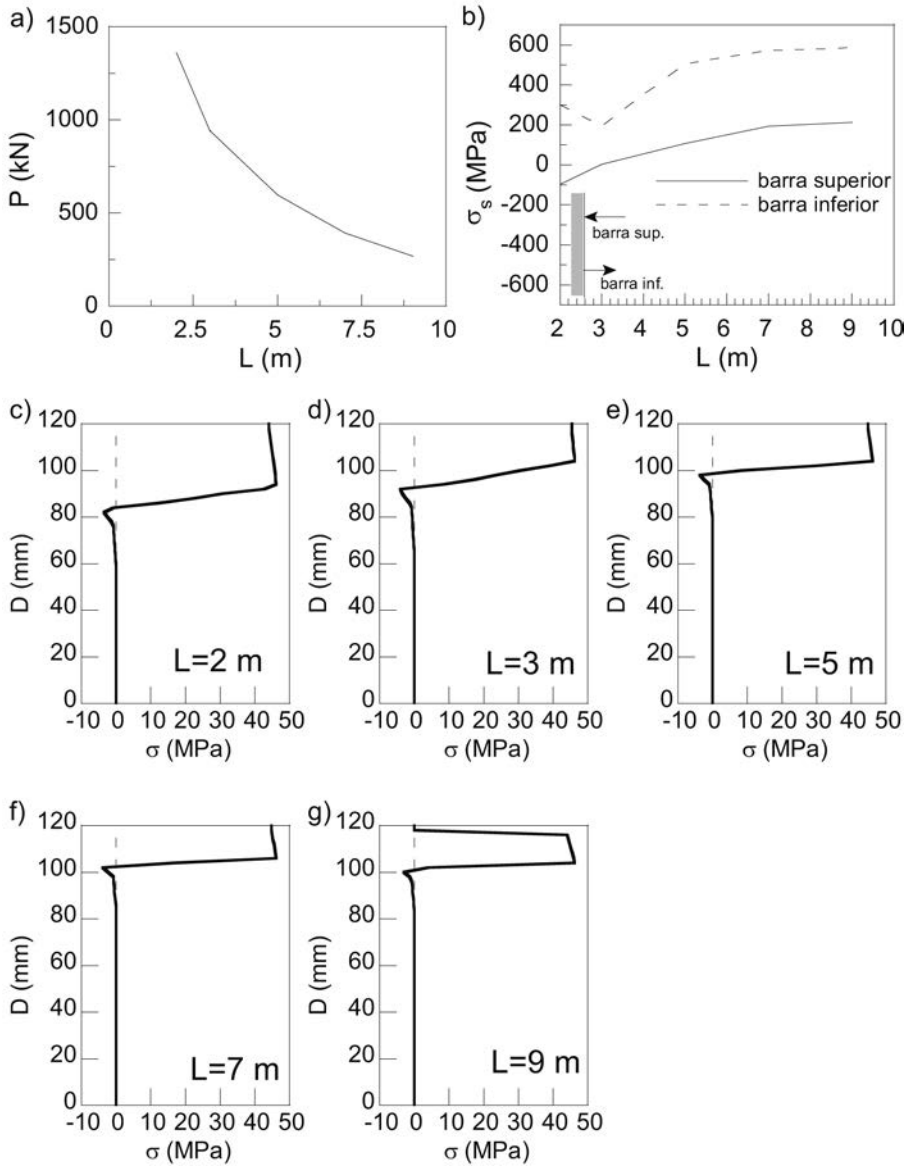


Figura 16. Influencia de la esbeltez: a) Variación de la carga con la altura del panel; b) Variación de las tensiones en las barras según la altura del panel. Perfil tensional para: c) *L* =2 m; d) *L* =3 m; e) *L* =5 m; f) *L* =7m; g) *L* =9 m.

puesta del panel, desviándose la curva carga-momento de la recta teórica obtenida al multiplicar la carga por la excentricidad inicial ($M = P\ e_0$). Tanto el momento como la carga disminuyen con el aumento de la esbeltez.

La Figura 16a muestra un gráfico en el que se observa la variación de la carga frente a la altura del panel. La curva descrita sigue aproximadamente la trayectoria de una hipérbola, tal y como varía la carga de pandeo a través de la ecuación de Euler:

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

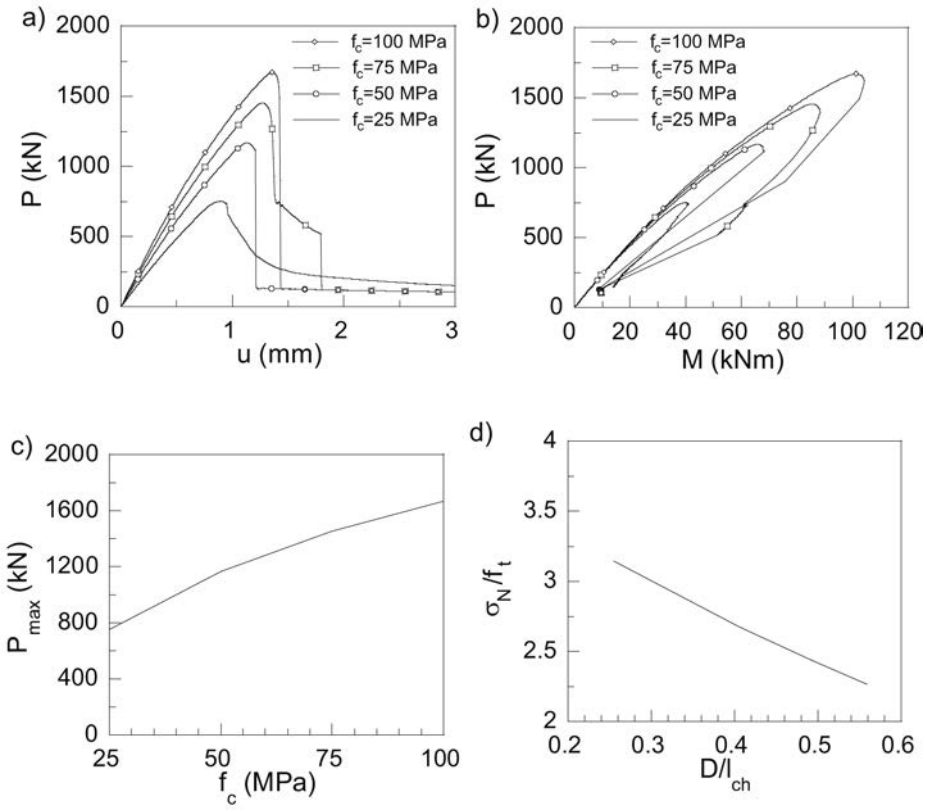


Figura 17. Influencia de la resistencia a compresión: a) Curvas *P* - *u*; b) Diagramas *P* - *M*; c) Variación de la carga según la resistencia a compresión; b) Efecto de escala al cambiar las propiedades de material.

$$P = \frac{K}{L^2}\pi^2 \qquad (3)$$

Donde L es la longitud del panel y K es una constante dependiente de las características del material y de la geometría de la sección para el caso de comportamiento elástico lineal. En estructuras de hormigón armado K no es constante, ya que al tener en cuenta las características en fractura del hormigón para cada esbeltez la geometría de la sección es distinta en el momento del fallo. Este efecto se debe a que el proceso de fisuración ya ha comenzado en el momento del fallo, e implica que la rigidez de la sección se ha visto reducida. Este efecto se aprecia claramente en los diagramas de tensiones normales en el momento de fallo mostrados en las Figuras 16c-g. Al aumentar la esbeltez, el bloque comprimido se va haciendo más pequeño, efecto similar al observado al aumentar la excentricidad. Respecto a la variación de las tensiones en las barras de acero, en el modelo realizado, véase la Figura 16b, observamos que la tensión aumenta al aumentar la esbeltez debido a que los desplazamientos son mayores, tal y como se observó en la Figura 15a. No obstante, para esbelteces muy bajas se observa que también existe un incremento de la tensión en la barra inferior, debido a que en esos casos la sección se encuentra comprimida en mayor medida durante el proceso de carga, pudiéndose deformar transversalmente el elemento sin que el elemento llegue a pandear. Este resultado indica que para bajas excentricidades los efectos de segundo orden son menos importantes. Con este ejemplo hemos querido comprobar la respuesta del modelo a los cambios de esbeltez del panel o pilar.

4.6. Efecto de la resistencia del hormigón

El último estudio paramétrico que vamos a realizar está referido a la variación de la resistencia a compresión del hormigón. Para ser coherentes hemos variado todas las propiedades del mismo, f_t, E_c y G_F, además de la resistencia a compresión, f_c. Los valores de las propiedades se han obtenido a partir de las expresiones recogidas en el Código Modelo [11]. Las resistencias a compresión para las que se ha modelado el panel son 25, 50, 75 y 100 MPa.

El panel utilizado tiene la misma geometría que el utilizado en la sección 4.1. El porcentaje de armado se estableció en el 0.37% por cara y la excentricidad inicial se ha mantenido constante e igual a 40 mm. En la Figura 17a mostramos la curvas P - u obtenidas. La carga de pandeo y el desplazamiento en carga máxima aumentan al aumentar la calidad del hormigón. El fallo se produce de forma más brusca al aumentar la resistencia. La Figura 17b muestra las curvas carga-momento. La variación en la resistencia, en este caso, es muy similar a la variación de la cuantía, Figura 13b. Los máximos se sitúan aproximadamente en un línea recta que pasa por el origen. El incremento en la resistencia del hormigón no aumenta el carácter no lineal de las curvas P - M, efecto contrario al que se observó al variar la esbeltez. La variación de la carga de pandeo con la resistencia se

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

muestra en la Figura 17c. La variación de la carga no es proporcional al aumento de la resistencia. Al pasar de un hormigón de una resistencia de 25 MPa a otro de 100 MPa se obtiene un aumento de un 100% en la carga del panel (de 800 a 1600 kN aproximadamente).

En la Figura 17d mostramos la tensión nominal adimensionalizada resistida por el panel en ordenadas y el tamaño del elemento relativo a las propiedades del material en abscisas. La tensión nominal es definida como:

$$\sigma_N = \frac{P}{bD} \qquad (4)$$

Para adimensionalizarla se ha dividido por la resistencia a tracción f_t. El tamaño relativo es definido por el denominado número de fragilidad de Hillerborg [14], β_H, el cual se define como el cociente entre el tamaño del elemento, representado en este caso por el canto D, y la longitud característica del material, l_{ch} [28], ($l_{ch}= EG_F / f_t^2$).

En la Figura 17d observamos que la resistencia nominal adimensionalizada disminuye al aumentar el tamaño relativo. Este hecho indica la existencia de un efecto de escala en el comportamiento del panel relativo a las propiedades del hormigón. Para comprender mejor este efecto podemos observar los perfiles de tensiones normales mostrados en las Figuras 18b-e. El eje de abscisas ha sido escalado según la resistencia a compresión del hormigón. Al aumentar la resistencia del material el bloque comprimido es relativamente más pequeño, lo que indica que un panel ejecutado con un hormigón de alta resistencia tiene una carga en rotura mayor aunque, el aprovechamiento que se hace de la sección de hormigón es menor. La variación de tensión en las barras es mostrada en la Figura 18a. La tensión, tanto en la barra superior como en la inferior, crece al aumentar la resistencia debido a que la fibra neutra cada vez está situada más cerca del borde superior. No obstante, el crecimiento de la misma no es muy significativo.

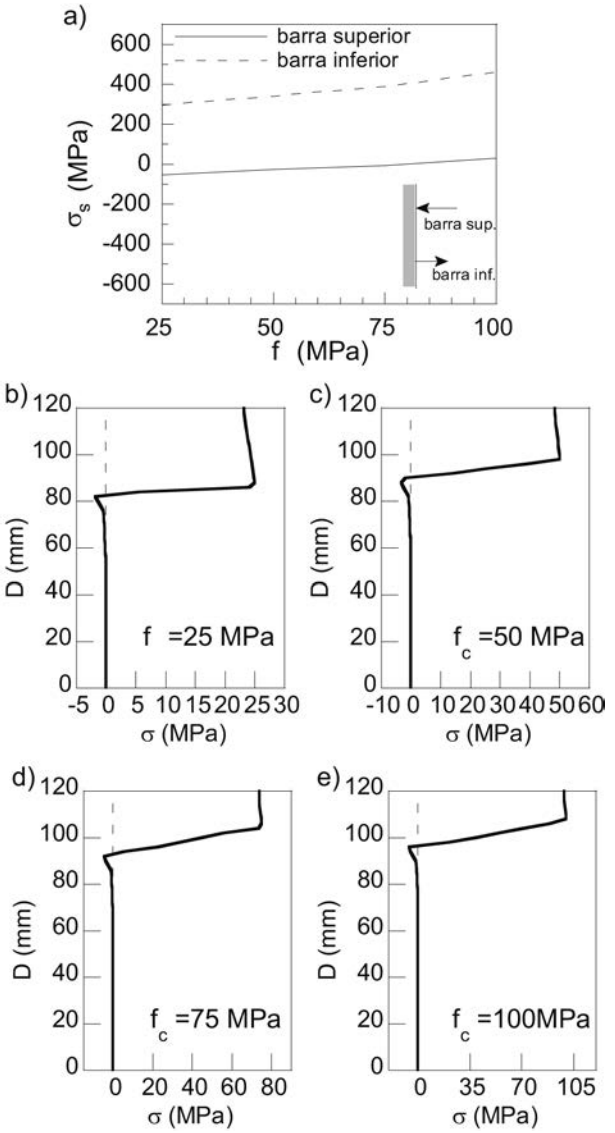


Figura 18. Influencia de la resistencia a compresión: a) Variación de las tensiones en las barras. Perfil tensional para: b) *f* =25 MPa; c) *f* =50 MPa; d) *f* =75 MPa; f) *f* =100 MPa.

5. CONCLUSIONES

En el presente trabajo hemos mostrado una metodología práctica sencilla de implementar en códigos comerciales de elementos finitos para modelar el comportamiento de paneles y pilares de hormigón armado y estudiar su comportamiento a pandeo. El modelo reproduce el proceso de pérdida de rigidez del elemento durante el proceso de carga al aparecer fisuras, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales (hormigón y acero) y la inestabilidad geométrica. El modelo esta especialmente indicado para elementos esbeltos y con poca cuantía de armado (0-1 % por cara), donde la mayor parte del daño se localiza en la sección central. No obstante, para elementos muy armados (2-4 % por cara) la contrastación con resultados experimentales ha sido sensiblemente correcta.

Para modelar el comportamiento del hormigón en fractura se han simplificado todos los procesos de fractura a una única fisura discreta situada en la parte central del elemento, a la que se la ha dotado de propiedades cohesivas. De esta forma se reproduce el comportamiento en tracción del hormigón. De forma simplificada se ha extrapolado este modelo, según la bibliografía consultada, para representar el comportamiento del hormigón en compresión. El modelo es sensible a la excentricidad inicial de la carga, a la esbeltez y a la cuantía de armado, además de serlo a las propias características de los materiales. Todos estos hechos confirman la aptitud de los modelos cohesivos para tratar la fractura del hormigón conjuntamente con el pandeo. También destacamos como a través del modelo se puede ayudar a comprender mejor el comportamiento de los elementos de hormigón armado esbeltos comprimidos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Por la forma de modelar el hormigón a partir de todas sus características, incluyendo los parámetros en fractura, el modelo es susceptible de ser utilizado para estudiar el comportamiento frente a pandeo de pilares y paneles fabricados con otros tipos de hormigones como hormigones con fibras, hormigones ligeros, de alta resistencia y otros materiales considerados cuasifrágiles como fabricas de ladrillo o columnas de materiales pétreos, siempre que estén convenientemente caracterizados estos materiales.

Agradecimientos

Los autores expresan su agradecimiento a la empresa INDAGSA perteneciente al Grupo Ortiz por la financiación concedida.

REFERENCIAS

[1] Z. P. Bažant and L. Cedolin. *Stability of Structures* . Dover, Mineola, New York, 2003.

[2 R. Park and T. Paulay. *Reinforced Concrete Structures*. Wiley, New York, 1975.

[3 Z. P. Bažant, L. Cedolin, and Tabbara M. R. New method of analyses for slender columns. *ACI Structural Journal*, 88 (4), 1991,391–402.

[4] Z. P. Bažant and Y. Xiang. Inelastic buckling of concrete column in braced frame. *Journal of Structural Engineering*, 123 (5), 1997, 634–642.

[5] J. K. Kim and J. K. Yang. Buckling behaviour of slender high-strength concrete columns. *Engineering Structures*, 17 (11), 1995, 39–51.

[6] J. K. Kim and S. S. Lee. The behaviour of reinforced concrete columns subjected to axial force and biaxial bending. *Engineering Structures*, 22 (11), 2000, 1518–1528.

[7] C. Yalcin and M. Saatcioglu. Inelastic analysis of reinforced concrete columns. *Computers and Structures*, 77 (5), 2000, 539–555.

[8] H. G. Kwak and J. K Kim. Ultimate resisting capacity of slender RC column. *Computers and Structures*, 82, 2004, 901–915.

[9] H. G. Kwak and J. K Kim. Nonlinear behaviour of slender RC columns (1). Numerical formulation. *Construction and Building Materials*, 20, 2006, 527–537.

[10] H. G. Kwak and J. K Kim. Nonlinear behaviour of slender RC columns (2). Introduction of design formula. *Construction and Building Materials*, 20, 2006, 538–553.

[11] CEB-FIP. *Model Code 1990, Design Code*. Technical Report 203-205, EFP Lausanne, 1991.

[12] ACI318-02. *ACI Committee 318 Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. American Concrete Institute, Detroit, 2002.

[13] Ministerio de Fomento. *EHE-8 Instrucción del Hormigón Estructural* . Ministerio de Fomento, 2008.

[14] Z. P. Bažant and J. Planas. *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. CRC Press, Boca Raton, 1998.

[15] J. R. Carmona. *Study of Cracking Processes in Reinforced Concrete Structures*. Ph. D. Thesis, Universidad de Castilla-La Mancha, Ciudad Real, 2006.

[16] Ministerio de Fomento. *EHE Instrucción del Hormigón Estructural*. Ministerio de Fomento, 1999.

[17] G. Ruiz. Propagation of a cohesive crack crossing a reinforcement layer. *International Journal of Fracture*, 111 (3), 2001, 265–282.

[18] A. Carpinteri, Ed. *Minimum Reinforcement in Concrete Members*. Number 24 in ESIS Publication. Elsevier, London, 1999.

[19] D. A. Cendón. *Estudio de la Fractura en Modo Mixto de Hormigones y Morteros*. Ph.D. Thesis, Dept. de Ciencia de los Materiales, ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, Spain, 2002.

[20] O. Hededal and I. B. Kroon. *Lightly Reinforced High-Strength Concrete*. M.Sc. Thesis, University of Åalborg, Denmark, 1991.

[21] R. Brincker, M. S. Henriksen, F. A. Christensen, and G. Heshe. Size effects on the bending behaviour of reinforced concrete beams. In *Minimum Reinforcement in Concrete Members*, pages 127–180, London, A. Carpinteri, Ed. Elsevier, 1999.

[22] N. H. Hawkins and K. Hjorseset. Minimum reinforcement requirement for concrete flexural members. In *Application of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete*, pages 379–412, London, A. Carpinteri, Ed. Elsevier, 1992.

[23] G. Ruiz, J. R. Carmona, and D. A. Cendón. Propagation of a cohesive crack through adherent reinforcement layers. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195 (52), 2006, 7237–7248.

[24] D. Ngo and A. C. Scordelis. Finite element analyses of reinforced concrete beams. *ACI Journal Proceedings*, 64 (3), 1967, 152–163.

[25] D. S. Dugdale. Yielding of steel sheets containing slits. *J. Mech. Phys. Solids*, 8, 1960, 100–108.

[26] G. I. Barenblatt. The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle failure. *Advanced Applied Mechanics*, 7, 1962, 55–129.

[27] A. Hillerborg, M. Modeer, and P. E. Petersson. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6, 1976, 773–782.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

[28] P. E. Petersson. *Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials* . Report No. TVBM-1006, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 1981.

[29] RILEM TC 89-FMT. Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. *Materials and Structures*, 23, 1990, 457–460.

[30] RILEM TC FMC-1. Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. In *RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials*, pages 99–101. E & FN SPON, 1994.

[31] G. Ruiz, M. Elices, and J. Planas. Experimental study of fracture of lightly reinforced concrete beams *Materials and Structures*, 31, 1998, 683–691.

[32] G. Ruiz and J. R. Carmona. Experimental study on the influence of the shape of the cross-section and of the rebar arrangement on the fracture of lightly reinforced beams. *Materials and Structures*, 39, 2006, 343–352.

[33] J. G. M. van Mier. *Strain-softening of Concrete Under Multiaxial Loading Conditions*. PhD thesis, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands, 1984.

[34] A. Hillerborg. Fracture mechanics concepts applied to moment capacity and rotational capacity of reinforced concrete beams. *Engineering Fracture Mechanics*, 35, 1990, 233–240.

[35] M. Sargin. *Stress-strain relationship for concrete and the analysis of reinforced concrete sections*. Dept. of Civil Engineering, Univ. of Waterloo, Ontario, Canada, 1971.

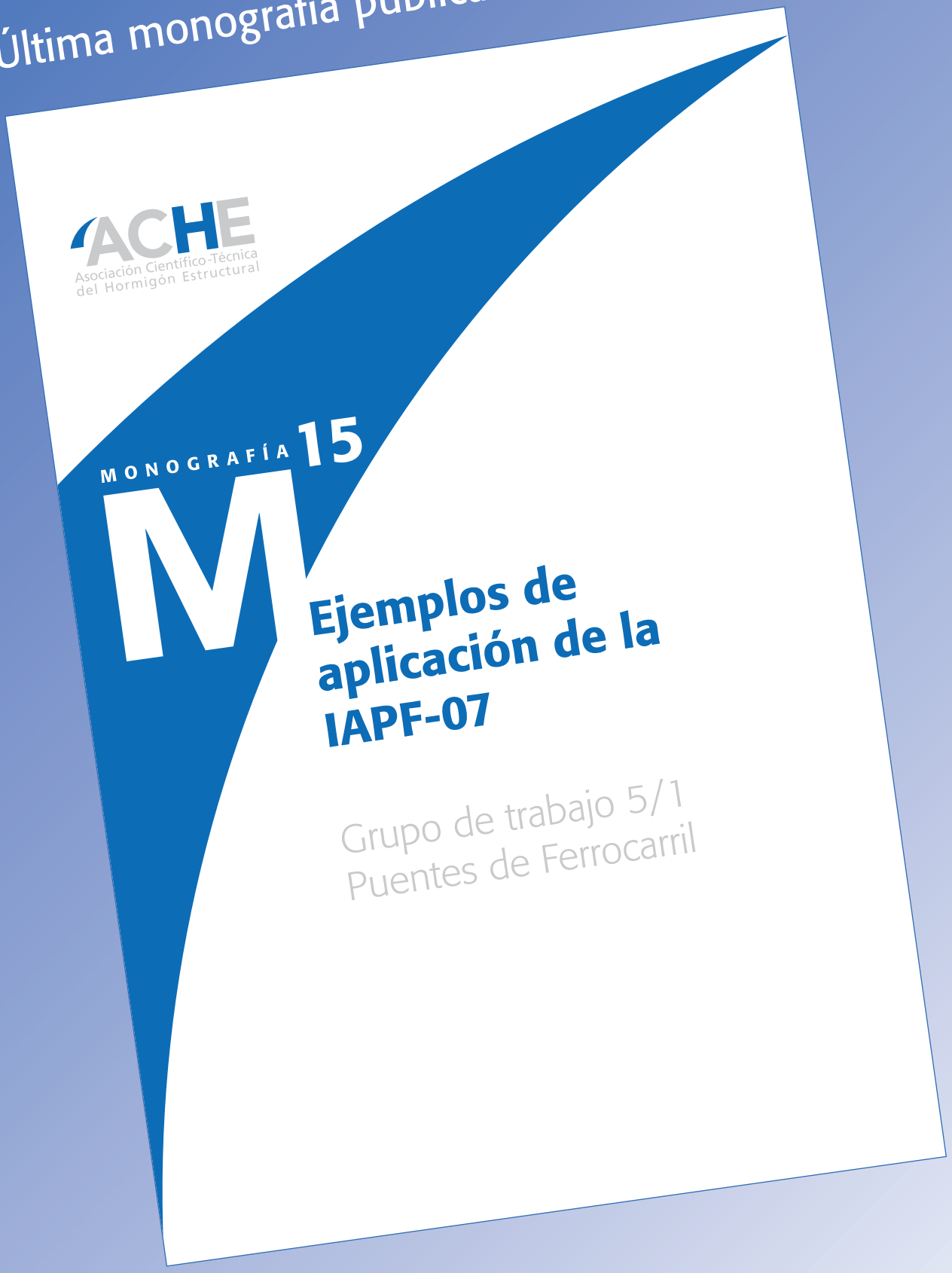
[36] S. Popovics. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, **3**(5), 1973, 583–599.

[37] M. P. Collins, D. Mitchell, and J. MacGregor. Structural design consideration for high strength concrete. *Concrete International*, 15 (5), 1993, 27–34.

[38] Z. P. Bažant and Y. W. Kwon. Failure of slender and stocky reinforced concrete columns: test of size effect. *Materials and Structures*, 27, 1994, 79–90.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Última monografía publicada



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

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Transformation of a bascule bridge into a swing bridge at Valencia Harbour*

Julio Martínez Calzón[1], Pilar Hué Ibargüen[2], Carlos Polimón Olabarrieta[3] and Felipe Tarquis Alfonso[2]

Received: 03-04-2009
Accepted: 07-05-2009

Summary

The urban layout of Valencia Harbour has changed substantially in recent years, primarily as a result of its conversion to a recreational port on the occasion of the 32nd edition of the America's Cup. Such reorganization of the urban layout entailed the closure of the existing neck into the inner harbour between Levante and Poniente Piers, and the opening of a new direct access in the form of a navigation canal that, unlike its predecessor, does not cross the industrial and commercial port.

This in turn generated the need for a new movable bridge over the canal that could be used as an emergency or alternative exit for motor vehicles in the event of incidents in the harbour. The city of Valencia was subsequently designated official host for one of the Formula 1 Grand Prix races, which was to be run on a street circuit circling the harbour's inner marina.

One of the solutions considered to meet the new needs was to relocate and adapt the existing bascule bridge, which after the redesign of the harbour was no longer serving any purpose as a drawbridge.

That original bridge consisted in two mobile leaves with measuring 62,5 metres each, 49,0 m of which spanned the water below and 13,5 metres constituted the back span where the counterweight was housed. Each leaf, made entirely of steel, comprised two main girders on each side and an orthotropic steel deck in between. The total 11,70-m width comprised the central 8,0-m deck, used primarily for railway traffic, the two 0,6-m girders, and two outer walkways measuring 1,25 m each.

- The dimensions and design of the new swing bridge were conditioned primarily by:
- The change from railway to roadway traffic only.
- The use as a circuit for Formula 1 Grand Prix races, which called for a substantially wider deck.
- The need to make maximum reuse of the machinery and steel in the existing bascule bridge.
- The conversion from a lifting (horizontal axis of rotation) to a swinging (vertical axis of rotation) facility.
- The short construction time (eight months) imposed by the date of the Formula 1 race.

The new swing bridge has a 99,2-m span between turntable axes and a total length of 135,2 m. Its full 20,45-m width comprises an 18-m carriageway, the two 0,6-m wide outer girders and a 1,25-m outer walkway.

Nearly the entire bascule bridge structure (95%) was reused to build the swing bridge leaves. Only the counterweights had to be removed and replaced with weights adapted to the mass and geometry of the new bridge. One of the walkways was likewise eliminated. Of the bascule bridge machinery, the rear and central interlocking systems were reused, while the turntable (change in axis of rotation) and rear roller system are specific to the new structure.

The main changes made in the steel structure were:

- Each of the leaves was split longitudinally into two halves that were then separated to accommodate a new steel structure 10 m across, thereby widening the deck to the total 18 metres needed. This new structure, an orthotropic lattice, consists in two longitudinal I-section girders on the sides, joined by a series of U-section transverse joists that are continuous with the joists on the existing bridge deck.
- The area formerly occupied by the railway was regenerated and the new surface was welded to the transverse joists.
- To accommodate the change from lifting to swinging movement, the straight mid-span edge of the deck had to be re-shaped to a 15º oblique angle to prevent the leaves from colliding during movement. This in turn determined a change in girder length. The new rear edge geometry, moreover, is circular, with a 20,05-m radius.
- The box girder constituting the pivot member was reinforced by building a powerful steel beam 3,75 m deep into the central part of the deck.
- A new structure was built for the plain concrete counterweight.
- One of the walkways was eliminated.

The limited time available, a mere eight months, heavily conditioned design, construction and machinery manufacture. In that short period of time, all the civil works for the new pits that were to house the swing bridge leaves had to be completed, the bascule bridge counterweights had to be removed, the steel structural changes had to be made, the bridge components had to be moved on floating cranes to their new site, the new steel section had to be positioned and the whole adapted to the new swing configuration. At the same time, the new counterweights had to be built, the rollers and traction wheels manufactured, the hydraulic and electrical facilities installed and the final tests conducted.

* The full Spanish and English language versions of this article are published in this issue at pages 7-35.

(1) MC-2 Estudio de Ingeniería, S.L. (Madrid, Spain)
(2) DRAGADOS, S.A. (Madrid, Spain)
(3) Flota y Proyectos Singulares (FPS). (Madrid, Spain)

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: MHUEI@dragados.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Pujayo Viaduct*

Marcos Jesús Pantaleón Prieto[1,2], Óscar Ramón Ramos Gutiérrez[1,2] and Guillermo Ortega Carreras[1]

Received: 20-07-2008
Accepted: 01-04-2009

Summary

The Pujayo Viaduct (in the Molledo – Pesquera section of the Cantabria – Meseta Expressway) crosses the Galerón River near its namesake village. The viaduct, with a total length of 420 m, has five spans, the two on each side measuring 60 m and the centre three 100 m each. To accommodate its 600-m radius plan view curve, it is superelevated at a rate of 8 %. The bridge also has an elevation transition curve with a Kv of 7 500 m, whose low point is near pier 3. The platform is 26,10 m wide.

The deck consists in a pre-stressed concrete single-cell box girder with slanted webs and lateral overhangs, whose segments were cast in place and assembled using the balanced cantilevering method. The variation in deck depth is parabolic, with a maximum height of 6,0 m over the piers and a minimum of 2,5 m at mid-span.

On the upper deck the width of the girder is a constant 15,70 m, while on the lower deck it varies from 7,10 m in the pier sections to 12,17 m at mid-span. Overhangs measuring 5,20 m wide by 0,25 m deep were built on each side of the girder to bring the total platform width to the 26,10 m envisaged in the design. These cantilevers or overhangs are stiffened at 5,0-m intervals with transverse ribs running from the outer edge to inside the girder.

A total of 68 tendons, each with nineteen 0,6Óstrands, comprises the prestressing in the T's on piers one and four. To optimize segment construction, the T's on piers two and three were built with tendons having thirty one 0,6Óstrands, thereby reducing the total number of tendons in each of these T's to 42 and facilitating steel placement and concrete casting in the anchorage areas.

The continuity prestressing in the centre spans consisted of a total of 34 tendons with twelve 0,6Óstrands.

Ten (nineteen 0,6Óstrand) tendons constituted the continuity prestressing at the end of the side spans. The webs were also reinforced with vertical prestressing to prevent shear cracking.

The piers have a hollow rectangular cross-section with walls from 0,40 to 0,60 m thick and rounded arris. The dimensions at the head are the same on all the piers (7,1 m wide by 4,2 m deep). Due to the transverse (1/50) and longitudinal (1/75) variation in pier depth, however, the dimensions at the base vary depending on their height.

The height of the two side piers differs: pier one is 28,0 m and pier four 34,4 m tall. The centre piers are taller, pier two measuring 64,0 m and pier three 60,0 m.

Piers one and three have deep foundations consisting in 28 1,500-m ϕ piles. Pier two has shallow foundations in the form of footing that measures 19,0 x 19,0 m. The deep foundations under pier four, in turn, consist in 32 1,500-m ϕ piles.

The abutments are closed, with wing walls and directly laid foundations. The maximum height of abutment one is 8,3 m measured from the top of the foundations, while abutment two is 21,5 m high (due to the need to find a suitable foundation plane).

Balanced cantilevering was used to build the deck from the piers, casting the concrete in place with travelling formwork. But that method was used to build the 15,70-m wide central box girder only; the side overhangs were erected after the space between each two consecutive piers had been spanned. The deck segments were 5,0-m long.

Moment fixity between the piers and deck, required for balanced cantilevering, was temporary only, for the restraint on the rotation between deck and piers was released after construction on each span was completed.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 37-52.

(1) APIA XXI, S.A. (Santander, Spain)
(2) Universidad de Cantabria (Santander, Spain)

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: oramos@apiaxxi.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Post-tensioning systems in distinctive buildings*

Jesús Jiménez Cañas[1], Alejandro Bernabeu Larena[1] and Roberto Duque Corroto[1]

Received: 16-12-2008
Accepted: 18-03-2009

Summary

Distinctive building structures (understood to be those that entail complexities whose solution calls for unconventional or innovative solutions) should be able to jointly accommodate the particularities stemming from the magnitude of structural system stress and complexity, along with the requisites, characteristics and needs intrinsic in the scale of the undertaking. Post-tensioning systems constitute a suggestive and effective approach to addressing this dual need.

Building on this reflection, the present article analyzes the application of post-tensioning to three recently erected distinctive buildings.

In the first, the municipal auditorium at Torrevieja curves upward over the ground level main entrance, accentuating the volume of the theatre.

This design, in which the building hovers over the public square without resting on the main façade, calls for a complex structural system to carry the loads to the foundations. The 70-cm deep lightweight post-tensioned slab that forms the parquet is convex from the outside and spans a distance of 22 m. On the upper end it rests on a beam suspended from the main façade wall beam via post-tensioned cables, making efficient use of its depth to transfer loads to the side walls. One of these walls, with an 18-m cantilever, receives the loads from the parquet at its anchored end thanks to a post-tensioning system in which the cables are positioned at the top of the wall.

The new Ciudad Real Courts of Justice building, the second of the series, has a U-shaped plan with the entrance and distribution area at the front. The two side modules house offices and courtrooms. Structurally speaking, it is a conventional assembly of reinforced concrete slabs and columns with two distinctive elements: a series of 35-cm deep, 15-m span post-tensioned walkways that connect the side modules at different heights and positions, and a post-tensioned slab, the building's most distinctive architectural characteristic, that juts out over the main entrance like a triangular canopy with a maximum depth of 1,00 m and cantilevers ranging from 3,75 to 21,5 m.

In the rehabilitation and enlargement of an existing building for Caixaforum Madrid, the third example, the architecture aimed to generate a spacious public area by eliminating the bottom of the former wall. As a result, the rest of the building appears to be raised several metres above grade. The primary structural issue was to devise a scheme able to receive and transfer all the loads to the foundations without impinging upon the pedestrian square at ground level. The solution consisted in a macro structural system comprising three powerful concrete cores, a post-tensioned concrete perimetric wall set behind and attached to the brick wall, and two very deep interior suspended beams that connect the cores to the perimetric wall.

At ground level, the 50-cm deep post-tensioned slab that spans the 15,0 m over the auditorium and the main lobby accommodates the very demanding loads generated in the pedestrian area.

The evenly distributed straight layout used for the post-tensioning in the perimetric wall was designed to facilitate system construction and control. While the uniform compression generated does not introduce deviation forces, it does control tensile forces, cracking and the deferred effects of the concrete. For the intents and purposes of post-tensioning, the section consisting in the concrete and brick walls was regarded to be a composite section. With the cables positioned at the centre of gravity, post-tensioning generates centred compression and prevents tensile stress.

Based on the designs described above, a number of thoughts and guidelines on post-tensioning as a solution in distinctive buildings are discussed, in particular some of the aspects that distinguish this approach.

Post-tensioning can regulate and suitably control deflection in large spans and cantilevers. Its use in highly statically indeterminate building structures, however, often calls for temporarily isolating the system. Post-tensioning can thereby be applied to a simpler and more readily controlled structure and prevent the static indeterminacy and complexity of the system as a whole from reducing or distorting the effect of post-tensioning members. In some cases, such as in post-tensioned walls, it may also be advisable to greatly simplify cable arrangement and layout to favour construction processes, although this on occasion may entail foregoing the effect of the deviation forces in funicular arrangement. Another relevant constructional question is the positioning of active and passive anchorage, further to geometric, constructional and architectural requirements and convenience.

The potential of post-tensioning in distinctive building structures is enormous, for it simultaneously provides efficient solutions to design challenges stemming from the structural complexity and the architectural scale of the construction involved.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 53-72.

(1) NB35 Ingeniería (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: abernabeu@nb35.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Applications of shear fields in reinforced concrete slab analysis and design*

Miguel Fernández Ruiz[1] **and Aurelio Muttoni**[1]

Received: 12-12-2008
Accepted: 21-04-2009

Summary

Shear fields indicate the orientation and direction in which loads are carried by a slab to the supports. In this article the theory underlying such fields is developed based on the study of a "sandwich modelÓ With this model, bending and torsional forces can be regarded to be carried by the outer layers and the core, respectively. An appropriate graphical representation of such fields is used to provide an intuitive understanding of load transfer mechanisms in reinforced concrete slabs. This study provides insight into how cracking and plastic redistributions perceptibly affect load transfer mechanisms and modify slab reactions, validating reinforcement proposals based exclusively on equilibrium (plastic) solutions.

The article gives a detailed description of shear fields obtained for a series of academic case studies and practical situations. The academic case studies (involving square slabs) facilitate comprehension of the basic load transfer mechanisms in slabs and demonstrate the complexity of certain phenomena (such as torsional stress) that lead to scantly intuitive load transfer solutions. The solutions obtained under equilibrium conditions only (plastic solutions) are systematically compared to elastic solutions and their expediency is discussed. The effect of a decline in torsional stiffness on the slab after cracking is also studied and compared to the effect of a decline in bending stiffness. The examples analyzed cover slabs supported either by walls or columns and subjected to evenly distributed, linear and point loads.

The practical applications include the determination of control perimeters for analyzing shear or punching shear, the identification of critical areas subjected to shear stress and the optimization of transverse reinforcement in slabs. The paper discusses the results obtained by the authors in determining control perimeters to assess the bearing capacity of the deck slab on a box bridge built in Switzerland in the nineteen seventies. Identification of the sensitive areas leads to an understanding of the pertinence of punching verification, which should be performed in slabs supported on the corner areas of walls (such as in building cores). These examples expand on the academic case studies (with slabs supported exclusively by walls or columns) to address practical situations involving a variety of support solutions. Finally, optimization of transverse reinforcement is used to explain the expediency of axisymmetric arrangements of transverse reinforcement in asymmetric slabs, as well as the solutions for reinforcing details on slab edges. This analysis can be used as a basis for understanding the importance of placing stirrups or pins on slab edges to allow for torsion moment transfer.

The article also contains an extensive review of the scientific literature that may serve as a guide for other researchers engaging in the field.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 73-88.

(1) École Polytechnique Fédérale de Lausanne (Lausanne, Switzerland).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: miguel.fernandezruiz@epfl.ch

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Modelling the buckling behaviour of slender reinforced-concrete panels and columns*

Jacinto Ruiz Carmona[1,2], Gonzalo Ruiz López[1] and Rocío Porras Soriano[1]

Received: 16-01-2009
Accepted: 03-03-2009

Summary

The present article describes a model, whose theoretical fundamentals are based on fracture mechanics applied to concrete, that predicts the behaviour of lightly reinforced concrete panels and columns subjected to buckling. This process can be understood in the context of the relationship between crack development and failure. The model proposed takes account of the non-linear behaviour of steel, concrete and the interface between the two materials, as well as the geometric non-linearity of the system as a whole.

The proposal builds on a model authored by Ruiz, Carmona and Cendón [CMAME, 195(52), 7237-7248, 2006] that simulates crack propagation across the reinforcing bars and the deterioration of the concrete-steel interface. In this approach, concrete and steel are bound by a series of ties that reproduce the joint performance of the materials. Behaviour in these ties is non-linear. Given concrete continuity, cracks propagate across the steel and the steel-concrete ties transmit the bonding forces as a function of the relative displacement between the materials. The model proposed establishes no limit on the number of reinforcement bars used. Panel width and load eccentricity values can also be varied. Since the model accepts sizeable deformations and specimen geometry is considered at each load step, buckling failure is explicitly simulated.

To simplify numerical calculations, all fracture processes are modelled as a simple cohesive crack in the centre of the specimen. Concrete compressive behaviour simulation is based on a stress-displacement law derived from Hillerborg's cohesive crack model.

One of the key points in model construction is the choice of constitutive equations for the materials, whose mechanical characteristics are defined by standardized testing. The input required by the model includes concrete modulus of elasticity, E_c, tensile strength, f_t, compressive strength, f_c and fracture energy, G_F . The ultimate concrete strain value, a further requirement, is taken from the stress-strain curve found with compression testing or from stress-strain diagrams. Steel behaviour is simulated from its stress-strain curve, obtained either by testing the bars or using a simplified diagram such as an elastic-plastic curve. Concrete-steel bonding, in turn, defined for the model as a bond stress-slip curve, τ_c-s, is obtained experimentally or extracted from building codes.

The simple and practical methodology used in the proposed model can be integrated into commercial finite element software. Although this model is designed specifically for lightly reinforced panels and columns in which the central section is most susceptible to damage, the correlation between model and experimental results for heavily reinforced concrete was found to be fairly high in this study. Model sensitivity to changes in panel or column slenderness, reinforcement ratio and concrete characteristics was likewise determined. Other model variables include load eccentricity and material properties.

Since the model encompasses both the characteristics of the concrete used in compressed members and crack variables, it can be used to study the buckling behaviour of panels and columns made of different types of concrete (e.g., fibre-reinforced, lightweight, high strength), other quasi-brittle materials such as masonry walls or stone columns, and even pre-stressed structural members.

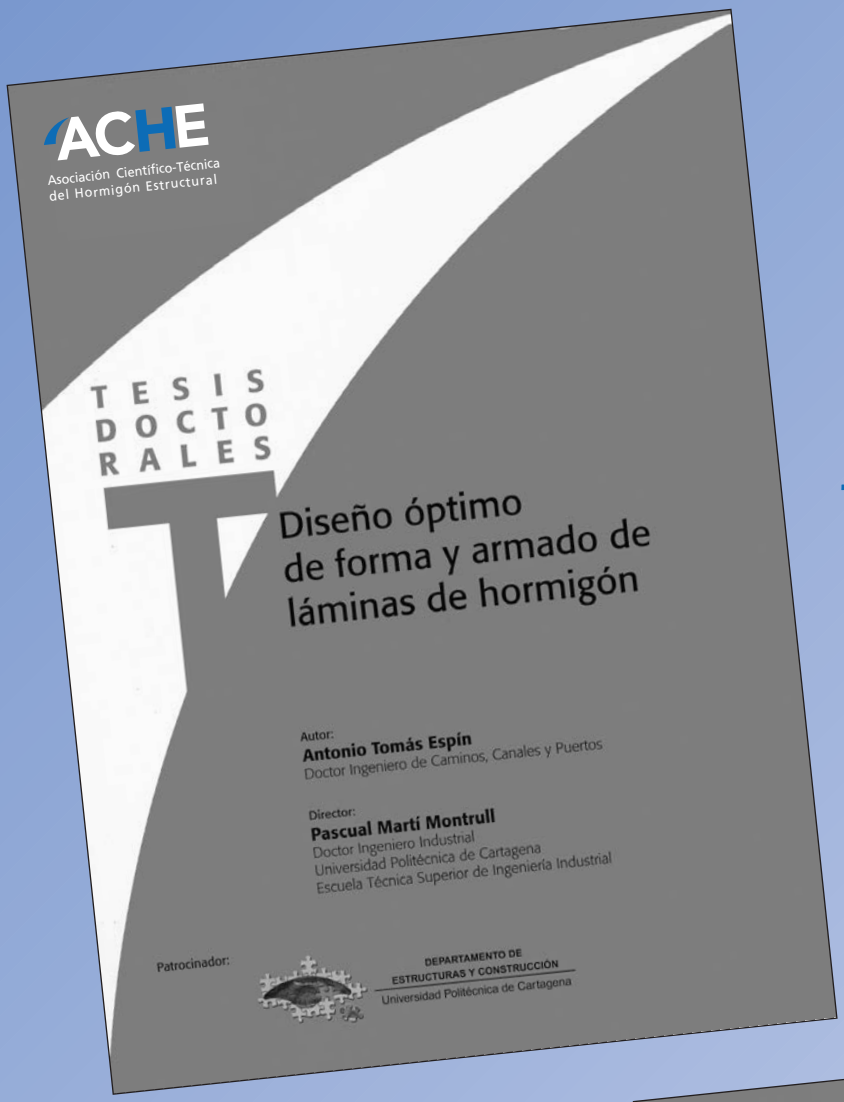
* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 89-105.

(1) E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla-La Mancha (Ciudad Real, Spain).
(2) Mecanismo, diseño y cálculo de estructuras, S.L. (Madrid, Spain)

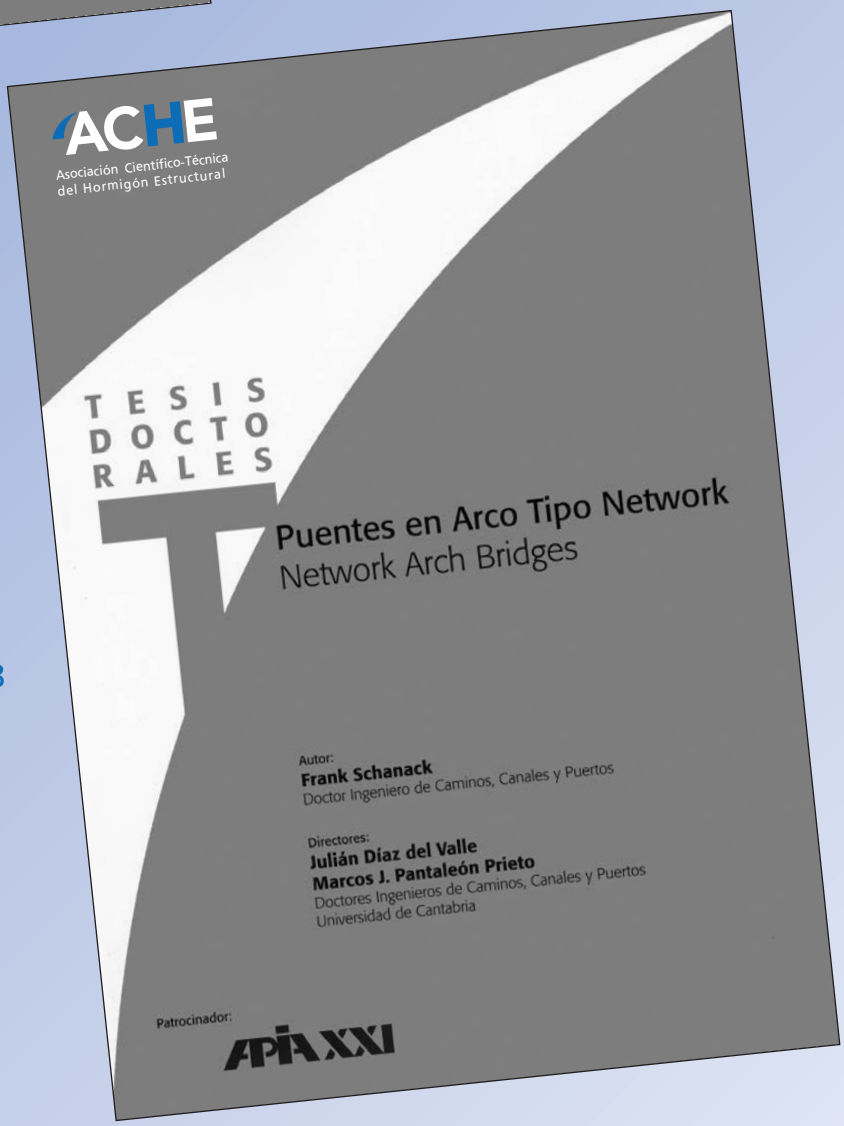
Translation: Margaret Clark

Corresponding author: jacintoruiz@uclm.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Últimas tesis publicadas



ACHE

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Jornada Técnica Anual ACHE 2009
Puentes para el ferrocarril de alta velocidad



Sesión de apertura.

El pasado 6 de mayo se celebró en la Sala Agustín de Betancourt del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, la Jornada Técnica y Asamblea Anual de 2009 de nuestra Asociación.

Este año el tema elegido para la Jornada fue "Puentes para el ferrocarril de alta velocidadÓ justificado entre otros por la cantidad y variedad de puentes de ferrocarril que se están construyendo en el mundo, y también en nuestro país.

En la Sesión de Apertura participaron el Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, D. Edelmiro Rúa, que como siempre nos acogió cordialmente, el Subdirector General de Construcción de la Dirección General de Ferrocarriles del Ministerio de Fomento, D. Antonio Gutiérrez, al que desde estas líneas queremos agradecer su colaboración y participación en la Jornada y el Presidente de ACHE D. Luis Miguel Viartola.

Tras la sesión de Apertura, comenzó la primera sesión técnica que fue presidida por D. Julián Santos, Jefe del Área de Supervisión y Apoyo Técnico de la Subdirección General de Construcción de la Dirección General de Ferrocarriles del Ministerio de Fomento. Durante esta sesión se realizó la presentación de una nueva Monografía de ACHE: "Ejemplos de Aplicación de la IAPF-07Ó cuyas líneas fundamentales fueron explicadas por D. José María Arrieta, como ex presidente de la Comisión Técnica 5 de ACHE, D. Ignacio Granell, como coordinador del grupo de trabajo y D. Manuel Cuadrado y D. Felipe Gabaldón , miembros ambos del citado grupo. Queremos hacer llegar desde aquí el agradecimiento de ACHE, no sólo a los que han intervenido durante esta Jornada en la presentación de la monografía, sino también a todos los demás asociados que han trabajado, como siempre mucho y desinteresadamente, para que esta monografía esté hoy en nuestras manos.



D. José Mª Arrieta.

D. Francisco Millanes pronunció seguidamente la primera conferencia de la Jornada, que versó sobre la utilización de los tableros mixtos en los puentes de ferrocarril. En ella se nos presentó nítidamente el rango de aplicación de esta tipología, así como su experiencia en varios puentes en puentes mixtos de gran longitud y de gran luz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



D. Vincent de Ville.



D. Steffen Marx.

Seguidamente D. Vincent de Ville, proyectista de afamado prestigio en Bélgica, nos explicó varios puentes mixtos construidos recientemente en Francia y Portugal, así como los efectos dinámicos asociados a las estructuras ferroviarias.

A continuación tuvimos la ocasión de disfrutar con la conferencia magistral de D. Javier Manterola, que nos presentó una de sus últimas obras en la materia: el Puente arco sobre el Embalse de Contreras, con la especificidad de su construcción, que con sus 261 m de luz pasará a ser uno de los puentes de récord de su tipología.

Por último D. Steffen Marx, especialista alemán en la materia, nos presentó un interesante trabajo, realizado para la Deutsch Bahn AG, que constituye una guía para la sistematización y el encaje de puentes de ferrocarril, así como los efectos dinámicos relacionados con esta tipología.

Para finalizar, desde ACHE, queremos agradecer muy sinceramente la colaboración de todos los que han hecho posible la realización de esta Jornada que, esperamos, haya resultado del interés de los asistentes.

José Romo Martín

Presidente del Comité de Eventos Técnicos de ACHE

Medalla al Mérito Profesional del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos a varios miembros de ACHE

ACHE tiene el placer de informar a todos los asociados de que el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, ha concedido la medalla al mérito profesional correspondiente al año 2008, entre otras personalidades, a los siguientes miembros de la asociación

D. Álvaro García Meseguer	miembro personal
D. Carlos Siegrist	miembro personal
D. José Manuel Otero	miembro colectivo (Puentes y Calzadas)

La asociación se enorgullece de contar entre sus asociados a tan destacados profesionales y les da la más sincera enhorabuena.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias y conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad podrán clasificarse como Artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los Artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos, o ambientales de las mismas.

Además de los Artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

La Revista se imprime en blanco y negro salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción de entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Solo podrá solicitarse la publicación de Artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4. PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la Revista Hormigón y Acero deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

   En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

   - Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

- Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.

2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..

3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.

4 Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr*. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Frehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución, es la siguiente:

Para envíos postales:
Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

Para envíos por correo electrónico:
secretaria_revista@e-ache.com

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.
Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. Formato del texto

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

Las tablas no deben duplicar información o resultados incluidos en el texto de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. Gráficos, figuras y fotos

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deben tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.

- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 o 18 cm. de anchura. Esta circunstancia debe ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deben ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deben contener el mínimo posible de información en

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la formula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (1); la O y el cero (0); la K y la k, etc.).

5.7. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.8. Estructura general de las contribuciones

En la página web de la Revista hay, a disposición de los Autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades, indicando la ciudad y el país.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del Artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

a) Referencias a artículos publicados en revistas:

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) Referencias de libros:

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo se requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores y filiación de los autores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todos los artículos recibidos que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisados por al menos dos evaluadores externos, de acuerdo con los criterios de calidad de las publicaciones científicas seriadas.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en Hormigón y Acero. En caso de aceptación esta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7 . CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la Revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de publicaciónÓque 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 . MAQ ETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la Revista.

9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del artículo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Boletín de inscripción en ACHE

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembro:

1. **Miembro Patrocinador**. Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

2. **Miembro Protector**. Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso. 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

3. **Miembro colectivo**. Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.

4. **Miembro personal**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.

5. **Miembro Menor de 30 años**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.

6. **Miembro Estudiante**. Es la categoría que corresponde a los estudiantes de 1º y 2º ciclo universitario y que además tengan una edad igual o menor de 30 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
ETSI Caminos, Canales y Puertos
Ciudad Universitaria
Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de:

- ☐ Estudiante (1º y 2º ciclo y menores de 30 años)..... (20 €)
- ☐ Menor de 30 años..... (41 €)
- ☐ Personal..... (85 €)
- ☐ Colectivo..... (210 €)
- ☐ Protector ..... (365 €)
- ☐ Patrocinador ..... (730 €)

I.V.A. incluido

☐ Solicita más información sobre la modalidad de Miembro:

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada a continuación

Titular de la cuenta:.....

Entidad: | | | | | **Oficina** | | | | | **DC** | | | **Núm.** | | | | | | | | | |

Firma

(sello de la entidad para personas jurídicas)

HORMIGÓN y ACERO

SUSCRIPCIÓN* Y PEDIDOS

DATOS DEL PETICIONARIO:

Nombre y apellidos:.....

Razón social: ..... NIF/CIF.:.....

Dirección..... C.P.: ..... Localidad.....

Provincia..... País/Estado.....Teléfono..... Fax:.....

E-mail..... Fecha de solicitud: ...../...../.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).....

Suscripción anual (4 números): ..... 73 € + IVA

Números sueltos:..... 21 € + IVA

Domiciliación bancaria:

Titular de la cuenta:.....

Entidad: | | | | | **Oficina** | | | | | **DC** | | | **Núm.** | | | | | | | | | |

PEDIDOS: Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras.
Avda. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad Universitaria - 28040 Madrid - Tel. 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

* La figura del suscriptor está principalmente dirigida a Bibliotecas, Universidades y otras Instituciones que, deseando recibir la revista *Hormigón y Acero*, sin embargo no se ajustan a las distintas categorías de miembros de ACHE.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

HA últimos números publicados



ACHE

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

http://www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

HA SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

7 | Transformación del puente basculante en puente rotatorio por cambio de uso en el Puerto de Valencia
Transformation of a bascule bridge into a swing bridge at Valencia Harbour
J. Martínez Calzón, P. Hué Ibargüen, C. Polimón Olabarrieta y F. Tarquis Alfonso

37 | Viaducto de Pujayo
Pujayo Viaduct
M.J. Pantaleón Prieto, Ó.R. Ramos Gutiérrez y G. Ortega Carreras

53 | Aplicación del postesado en estructuras de edificación singular
Post-tensioning systems in distinctive buildings
J. Jiménez Caña , A. Bernabeu Larena y R. Duque Corroto

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

73 | Aplicaciones de los campos de esfuerzos cortantes en el análsis y dimensionamiento de losas de hormigón armado
Applications of shear fields in reinforced concrete slab analysis and design
M. Fernández Ruiz y A. Mutton

89 | Modelado del comportamiento a pandeo de paneles y pilares esbeltos de hormigón armado
Modelling the buckling behaviour of slender reinforced-concrete panels and columns
J. Ruiz Carmona, G. Ruiz López y R. Porras Soriano

SUMMARIES

107 | *Transformation of a bascule bridge into a swing bridge at Valenia Harbour*
J. Martínez Calzón, P. Hué Ibargüen, C. Polimón Olabarrieta and F. Tarquis Alfonso

108 | *Pujayo Viaduct*
M.J. Pantaleón Prieto, Ó.R. Ramos Gutiérrez and G. Ortega Carreras

109 | *Post-tensioning systems in distinctive buildings*
J. Jiménez Caña , A. Bernabeu Larena and R. Duque Corroto

110 | *Applications of shear fields in reinforced concrete slab analysis and design*
M. Fernández Ruiz and A. Mutton

111 | *Modelling the buckling behaviour of slender reinforced-concrete panels and columns*
J. Ruiz Carmona, G. Ruiz López and R. Porras Soriano

RINCÓN DE ACHE

113 | Jornada Técnica Anual ACHE 2009
Puentes para el ferrocarril de alta velocidad

114 | Medalla al Mérito Profesional del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos a varios miembros de ACHE

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02
E-mail: secretaria_revista@e-ache.com | www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2009