HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com | ISSN: 0439-5689 | enero - marzo 2011 | Volumen 62 - nº 259













Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Estructuras del Ferrocarril de Alta Velocidad (II)

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
Tel.:914.429.311

Canarias
Antonio María Manrique, 3 - 5º oficina 5
35011 Las Palmas de Gran Canaria
Tel.:928.28.43.49 - Fax:928.28.43.49
E-mail: iecacanarias@ieca.es

Centro
Fernández de la Hoz, 70 – 1º A
28003 Madrid
Tel.:914.01.41.12 - Fax:914.01.05.86
E-mail: iecacentro@ieca.es

Levante
Plaza del Ayuntamiento 2, Pta. 17
46002 Valencia
Tel.:96.381.90.33 - Fax:96.381.90.34
E-mail: iecalevante@ieca.es

Noreste
Caspe, 123 - despacho
08013 Barcelona
Tel.:935.390.901 - Fax:935.390.901
E-mail: iecanoreste@ieca.es

Noroeste
Plaza de San Marcos, 6 - 3ºE
24001 León
Tel.:987.23.48.33 - Fax:987.23.65.79
E-mail: iecanoroeste@ieca.es

Norte
Amesti 6, 4º Dpto 7
48991 Getxo - Bizkaia
Tel.:944.91.53.61 - Fax:944.91.43.98
E-mail: iecanorte@sarenet.es

Sur
Imagen, 10, 5º - A - D2
41003 Sevilla
Tel.:954.27.40.43 - Fax:954.27.40.43
E-mail: iecasur@ieca.es
Web: www.iecasur.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Fotos de portada cortesía de los autores de los artículos.

HORMIGÓN y ACERO

enero - marzo 2011 | Volumen 62 - nº 259
REVISTA TRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

HORMIGÓN Y ACERO

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

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

EDITAN:

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

CONSEJO EDITORIAL:

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

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

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

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

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO:**

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

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

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

REDACCIÓN / CONTACTO:

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

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

H A SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

7 | **Desarrollo de soluciones mixtas y metálicas para viaductos de las líneas de alta velocidad españolas**
Development of steel and composite solutions for viaducts on Spanish high speed railway lines
Francisco Millanes Mato, Luis Matute Rubio, Miguel Ortega Cornejo, Daniel Martínez Agromayor y Enrique Bordó Bujalance

29 | **Concepción y proyecto del puente ferroviario extradosado Salto del Carnero de Zaragoza-Delicias**
Structural concept and design for the extradosed Salto del Carnero railway bridge at Delicias Station, Zaragoza
Peter Tanner y Juan Luis Bellod

43 | **Mejora y ampliación de la Estación de Sants**
Enhancement and enlargement of Sants Railway Station
Miguel Martín Pardina, Luis Peset González y Pedro Chico López

61 | **Viaductos sobre Río Deza y Anzo 2**
Río Deza and Anzo 2 Viaducts
Isabel Pardo de Vera Posada, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Guillermo Ortega Carreras y José Manuel Martínez García

77 | **Viaducto sobre Rego das Lamas**
Rego das Lamas Viaduct
Julio Rodríguez Miñano, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, José Manuel Martínez García y Guillermo Ortega Carreras

91 | **Cruces en líneas de alta velocidad mediante pérgolas**
Pergolas for high speed rail crossings
Juan Luis Bellod y Peter Tanner

SUMMARIES

104 | ***Development of steel and composite solutions for viaducts on Spanish high speed railway lines***
Francisco Millanes Mato, Luis Matute Rubio, Miguel Ortega Cornejo, Daniel Martínez Agromayor and Enrique Bordó Bujalance

105 | ***Structural concept and design for the extradosed Salto del Carnero railway bridge at Delicias Station, Zaragoza***
Peter Tanner and Juan Luis Bellod

106 | ***Enhancement and enlargement of Sants Railway Station***
Miguel Martín Pardina, Luis Peset González and Pedro Chico López

107 | ***Río Deza and Anzo 2 Viaducts***
Isabel Pardo de Vera Posada, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Guillermo Ortega Carreras and José Manuel Martínez García

108 | ***Rego das Lamas Viaduct***
Julio Rodríguez Miñano, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, José Manuel Martínez García and Guillermo Ortega Carreras

109 | ***Pergolas for high speed rail crossings***
Juan Luis Bellod and Peter Tanner

OTRAS INFORMACIONES

90 | **Relación de evaluadores de H y A en el trienio 2008-2010**

90 | **Informe anual estadístico del proceso editorial de H y A**

110 | **Celebración del Structural Engineers World Congress 2011**

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | enero - marzo 2011 | Volumen 62 - nº 259
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID

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

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

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

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

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

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

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

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

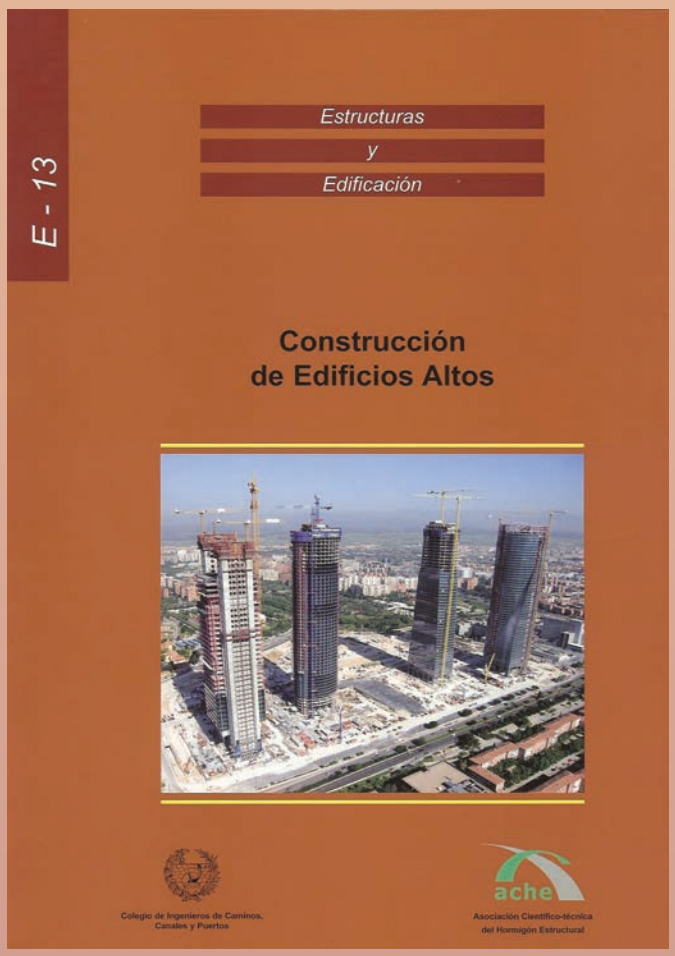
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

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:

armatek SISTEMA CONSTRUCTIVO
ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.
AEFACER ASOCIACIÓN DE FABRICANTES DE ARMADURAS PARA HORMIGÓN
acesa abertis
BASF The Chemical Company
BBR PTE BBR Pretensados y Técnicas Especiales, S.L.
BIS CONSULTORS ARQUITECTES
CALTER Ingeniería
GRUP CIMENTS MOLINS
Colegio Ingenieros Técnicos Obras Públicas
COL·LEGI D'APARELLADORS I ARQUITECTES TÈCNICS DE GIRONA
Col·legi d'Arquitectes de Catalunya
VSL
CTT STRONGHOLD
DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL DSI
EMESA TREFILERÍA
Eptisa GRUPO EP
ESTEYCO
ferrovial agroman
FH INGENIEROS FERNANDEZ Y HERNANDEZ INGENIEROS, S.L.L.
FORMIGONS GIRONA, S.A.
Freyssinet
Fundación Agustín de Bertancourt
Gobierno de La Rioja Vivienda, Obras Públicas y Transportes
G.O.C.
GRACE
MAPEI
ines ingenieros consultores
prefabricados CASTELO
idom
Instituto para la Promoción de Armaduras Certificadas IPAC
itc GRUPO ATISAE INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION S.A.
incosa
JULIÁN ARUMÍ, S.L. PREFABRICADOS DE HORMIGÓN
mecanoGumba
MeKano4 MK4
OHL
PACADAR
PERI ENCOFRADOS ANDAMIOS
Pujol Prefabricados de Hormigón
prevalesa PREFABRICADOS DE HORMIGÓN
PROES
RETiNEO
REPARACIONES TECNICAS DEL HORMIGON
Siegrist y Moreno S.L.
SEIS
SR structuralresearch
tecpresa
Tierra Armada
TORROJA INGENIERÍA
TYCSA PSC

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS ALTOS

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

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

Precios:

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Viaducto sobre el río Nalón

Gobierno del Principado de Asturias



Luces de vanos: 27,50 + 110 + 27,50 metros

Tramo central mixto de 90 metros

IDEAM

Ingeniería de Puentes y Estructuras

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

Pricipales campos de actuación:

- Puentes de Carretera, Autovías, Líneas de Ferrocarril y de Alta Velocidad
- Pasarelas Peatonales
- Edificación Singular
- Rehabilitación e Inspección de Puentes y Estructuras
- Asistencias Técnicas y Direcciones de Obra
- Estudios Previos, Anteproyectos y Proyectos de Licitación
- Peritajes y Asesorías Técnicas
- Auscultación e Instrumentación de Estructuras
- Control de Calidad de la ejecución de estructuras
- Supervisión y Control de Proyectos y Ejecución de Obras

Presidente: Francisco Millanes Mato

Director General: Luis Matute Rubio

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Desarrollo de soluciones mixtas y metálicas para viaductos de las líneas de alta velocidad españolas

Development of steel and composite solutions for viaducts on Spanish high speed railway lines

Francisco Millanes Mato[1], **Luis Matute Rubio**[2], **Miguel Ortega Cornejo**[2], **Daniel Martínez Agromayor**[2] **y Enrique Bordó Bujalance**[2]

Recibido | *Received:* 04-01-2010
Aceptado | *Accepted:* 28-06-2010

Resumen

Se presenta la evolución tipológica de diversos viaductos mixtos proyectados por IDEAM en las líneas de alta velocidad españolas, como consecuencia de los diferentes condicionantes que, en cada caso, aconsejaron el recurso a soluciones mixtas frente a las convencionales de hormigón que, en los proyectos descritos, no permitían resolver adecuadamente la problemática de cada actuaciónm

– Viaducto Arroyo las Piedras, ya terminado y en servicio desde inicios de 2007.

– Viaductos del río Ulla y de Archidona, actualmente en construcción.

– Viaducto de Abroñigal y Viaducto sobre la Rambla de Librilla, recientemente proyectados.

Palabras clave: viaducto mixto, alta velocidad, solución bijácena-cajón estricto, celosía mixta, arco Bowstring.

*Abstract**

Typological evolution of some composite viaducts designed by IDEAM in the Spanish high speed railway lines is presented, showing the different determining factors which, in each case, suggested the use of composite solutions instead conventional concrete ones, that, in the described projects, didn't allow to solve properly each bridge problem.

– *"Arroyo las Piedras" Viaduct, completely finished and in service since beginning 2007.*

– *River Ulla Viaduct and Archidona Viaduct, currently under construction.*

– *Abroñigal Viaduct and Librilla Viaduct, recently projected.*

Keywords: *Composite viaduct, high speed, twin girder-strict box girder solution, composite truss, Bowstring arch.*

* ***An extensive English language summary of the present article is provided on page 104 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.***

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

A finales de 2007 se abrió al tráfico ferroCiario el Ciaducto de Arroyo las Piedras en la L.A.V. Córdoba-Málaga, primer Ciaducto miEto en las L.A.V. españolas. Actualmente, aunque las soluciones de hormigón siguen siendo claramente predominantes en nuestro país, se están proyectando y construyendo Carios Ciaductos miEtos que permiten resolCer, técnica y económicamente, condicionantes ciertamente singulares para los que las alternatiCas en hormigón no resultan adecuadas. En Francia, la línea de TGV Est, que une París con Estrasburgo, ha elegido las soluciones miEtas para el 100% de los Ciaductos de luces medias y altas.

1.1. Evolución de las soluciones en hormigón pretensado para los viaductos de alta velocidad

En 1992 se abrió la primera L.A.V. en España conectando Madrid con SeCilla con ocasión de la EEposición UniCersal. Actualmente nos encontramos inmersos en un ambicioso plan de inCersiones en infraestructuras ferroCiarias cuyo objetiCo es la coneEión, a lo largo de la próEima década, de la mayoría de las capitales de proCincia españolas a traCés de la red de alta Celocidad. Las estructuras de los Ciaductos de la línea Madrid-SeCilla, todaCía moderadas en cuanto a luz, longitud total y altura de pilas, se resolCieron básicamente mediante tableros conCencionales con soluciones prefabricadas isostáticas en doble T o dinteles continuos postesados de hormigón in situ, cuyas luces rara Cez superaban los 40 m.

Sin embargo, los condicionantes sobre el trazado de las cada Cez más seCeras limitaciones medioambientales, han trastocado muy sensiblemente las tipologías y sistemas constructiCos conCencionales utilizados en las primeras L.A.V. Este hecho ha dado lugar al recurso, cada Cez más frecuente, de Ciaductos de longitudes totales superiores a los 1.000 m, superándose en algún caso los 3.500 m, con luces de Canos entre 70 y 120 m en muchas ocasiones, habiéndose también proyectado soluciones muy singulares con 250 m de luz, y alturas de pilas frecuentemente en el entorno de los 50/70 m y, en Carios casos ya, de hasta 100 m.

La segunda L.A.V., entre Madrid y Barcelona, resolCió el paso sobre los ríos Ebro y Cinca mediante dos soluciones singulares (Figura 1) que superaban lo hasta entonces proyectado y construido en Europa. El Ciaducto sobre el río Ebro recurrió a una solución de un dintel continuo tubular en hormigón postesado con una luz principal de 120 m. En el caso del Ciaducto sobre el río Cinca, con 880 m de longitud total y 70 m de luz máEima, con un punto fijo en un estribo y una única junta de dilatación en el opuesto, se superaron por primera Cez las 30.000 toneladas de peso durante el empuje de la estructura completa desde el único estribo fijo.

Hasta muy recientemente, las soluciones de hormigón eran las únicas proyectadas y construidas en las L.A.V. españolas. La gran longitud de Ciaductos, con numerosos Canos, y el importante peso de las secciones transCersales de los tableros ferroCiarios se adaptan difícilmente en coste y plazos, salCo en muy contadas ocasiones, a la técnica de aCance por Coladizos sucesiCos. La mayor parte de los Ciaductos se proyectan y construyen con soluciones de hormigón pretensado y dinteles, isostáticos y continuos, de múltiples Canos, con longitudes totales de obra que, en muchos casos, superan los 1.000 / 1.200 m. Las luces tipo oscilan, según las condiciones del trazado y la tipología del tablero, entre los 35 m y los 70 m. La tendencia actual se concentra fundamentalmente en las siguientes alternatiCas estructuralesm

a) Soluciones empujadas de dinteles continuos de hormigón postesado y sección cajón unicelular (Figura 2), a Ceces con postesado eEterior alojado en el interior del cajón, para longitudes totales a partir de los 350/400 m, con luces de Cano comprendidas entre los 35 y 80 m y empuje desde uno o dos estribos en función de la longitud total del Ciaducto y de sus condiciones de trazado en planta, que generalmente suelen adaptarse a las eEigencias geométricas del empuje.



Figura 1. Viaductos sobre el río Ebro y sobre el río Cinca en la L.A.V. Madrid-Barcelona

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 2. Viaductos empujados del Cinca (880 m) y Ginel (1.228 m)



Figura 3. Viaducto sobre el río Jalón (2.238 m)

b) Soluciones construidas Cano a Cano con ayuda de cimbras autolanzables UFigura 3), muy adaptadas y económicas para longitudes superiores a los 350 m, luces entre 35 y 65 m, y geometrías en planta y alzado menos restrictiCas que en el caso de montajes empujados. La sección transCersal es generalmente un cajón unicelular aunque, para luces hasta 30/35 m, también puede contemplarse el recurso a losas aligeradas postesadas.

c) Los sistemas de montaje con autocimbra se han adaptado en Carios proyectos, mediante una original solución de arcos apuntados construidos en Certical y posteriormente abatidos por rotación, UFigura 4) para mantener su ámbito de aplicación en el caso de hacer frente al salto sobre algunos obstáculos eEcepcionales intermedios, de hasta 70/100 m de luz, en el curso de largos Gaductos de luces estándar conCencionales.

d) En Gaductos con alturas de pilas no superiores a los 25 m y Canos de luces de hasta 40 m, siempre que su traza resulte accesible por camiones de transporte pesado y grúas, las soluciones prefabricadas con sección transCersal en doble cajón y montaje con



Figura 4. Viaducto de Eixo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 5. Viaducto prefabricado sobre el Jarama. L.A.V. Madrid-Zaragoza (luz central 58 m)

grúas suelen resultar frecuentemente competitiCas frente a las alternatiCas in situ. Se proyectan tableros isostáticos o con continuidad sobre apoyos, posteriormente al montaje de los cajones en U, en función de la tipología que resulte más adecuada a partir de las condiciones geométricas, altura de pilas, longitud total de la obra y ubicación de los puntos fijos. La continuidad sobre apoyos se resolCía inicialmente con postesado superior en la losa in situ, aunque, si la luz de los Canos lo permite, la tendencia actual se orienta claramente a un postesado de cosido con barras cortas de los elementos prefabricados y armadura pasiCa en la losa in situ, con el adecuado control de fisuración en la misma.

Aunque las luces máEimas se limitan a los 40 m, en algunos casos singulares pueden proyectarse soluciones específicas que permitan salCar luces superiores, en el entorno de los 60 m, en ciertos Canos UFigura 5).

1.2. Los primeros viaductos mixtos de las L.A.V. españolas

Hasta 2005 todos los puentes y Gaductos de las L.A.V. españolas fueron proyectados y construidos en soluciones de hormigón pretensado. Dichas soluciones suelen resultar, en condiciones normales y en las actuales condiciones del mercado español, más competitiCas que las metálicas para luces por debajo de los 70/80 m, rango de luces de Cano que permiten resolCer adecuadamente gran parte de los proyectos de puentes y Gaductos de las L.A.V. Cuando debido a especiales condiciones de trazado sea necesario superar dichas luces, las soluciones de hormigón no resultan generalmente adecuadas, ya que el enorme peso de sus secciones transCersales, por las eEigencias de rigidez de los puentes ferroGarios, no permite el recurso a los procesos constructiCos conCencionalesm

- Las cimbras autolanzables no permiten superar actualmente, con las eEigibles garantías de seguridad, los 65/70 m de luz de Cano en tableros de alta Celocidad.
- El límite razonable de los procesos de empuje no permite superar en más de 10/15 m los Calores indicados para las cimbras autolanzables.
- El sistema de Coladizos sucesiCos, como ya se ha comentado precedentemente, no resulta bien adaptado, por economía y plazos, a las especiales condiciones de los Gaductos de alta Celocidad que, por otra parte, para luces superiores a 80 m, obligarían a proyectar numerosos y costosísimos carros de encofrado, de difícil amortización, para resistir el enorme peso de las doCelas del tablero que, en la zona de arranque de pilas, superarían los 7/8 m de canto.

En otros casos, las soluciones miEtas toman fácilmente el releCo de las tipologías de hormigón al permitir plantear el montaje inicial de la subsección metálica, mucho más ligera, para proceder posteriormente al montaje de prelosas prefabricadas y al posterior hormigonado y coneEión del resto de la losa in situ, sobre la estructura metálica autoportante ya montada.

El recurso a sistemas de grúas e izado o, principalmente, al empuje si las condiciones geométricas del trazado son adecuadas, permiten alcanzar de forma conCencional luces de hasta 120/140 m. A partir de los 80/100 m las celosías miEtas toman el releCo de los dinteles miEtos de alma llena Uen sección cajón o bijácena), permitiendo reducir peso de la subsección metálica, eliminar la costosa rigidización de paneles de chapa de gran dimensión y, lo que resulta esencial desde el punto de Cista estético y de impacto ambiental, dotar a los tableros de grandes cantos, con esbelteces del orden de 1/12 a 1/14, de una gran transparencia que facilita su inserción paisajística en el entorno.

Incluso con luces menores a las ya indicadas, las soluciones miEtas resultan también más adecuadas que las soluciones de hormigón en ciertos casos en los que estas últimas no permiten dar una adecuada respuesta técnica o con las garantías de seguridad eEigibles, tales comom

- Viaductos con alturas de pilas por encima de los 70/80 m, en los que los sistemas de cimbra autolanzable o de empuje de pesados dinteles de hormigón rozan los límites en los que los riesgos de impreCistos, o de la propia seguridad, resultan difícilmente asumibles.
- Puentes o Gaductos bajo cuya traza se ubiquen carreteras, líneas férreas, zonas habitadas o industriales

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 6. Viaducto Arroyo las Piedras

semiurbanas, zonas con eleCadas cualidades ambientales, etc., en las que las mínimas eEigencias de seguridad o sostenibilidad impiden plantear procesos constructiCos que impliquen trabajo y afección sobre las mismas UnoCimientos de medios auEiliares, encofrados, ferrallado, hormigonado, etc.).

- En el caso de luces altas, donde el menor peso del acero repercute decisiCamente en el coste y magnitud de los elementos y sistemas auEiliares de montaje, al mismo tiempo que permite e impulsa la cada Cez más decisiCa innoCación y Cersatilidad en los procesos constructiCos.

- En todos los casos en los que las eEigencias de reducción de plazos quieran hacerse compatibles con las necesarias garantías de control de la calidad y seguridad de la ejecución, lo que conduce ineCitablemente hacia las Centajas de la industrialización y fabricación en talleres fijos, inherentes a la construcción metálica.

Las circunstancias mencionadas concurren cada Cez con mayor frecuencia en los proyectos de Caductos ferroCarios de las nueCas L.A.V. españolas, consecuencia de las crecientes dificultades orográficas y eEigencias de los nueCos trazados, así como de las cada Cez más restricCas prescripciones medioambientales y de seguridad durante las fases de montaje.

Tal es el caso del Caducto Arroyo las Piedras UFigura 6), primer Caducto miEto de alta Celocidad proyectado y construido en nuestro país, sobre el que ColCeremos más adelante, o de los Caductos de Llinars y Sant Boi



Figura 7. Puente de Sant Boi

UFigura 7), que han permitido resolCer dos complicados cruces sobre autopista, muy forzados en esCaje y en los gálibos disponibles.

Actualmente se hallan en fase de construcción dos nueCos Caductos miEtos, que hemos proyectado en Ideam, ciertamente singulares en sus prestacionesmel Caducto sobre el río Ulla, con 240 m de luz central, y el Caducto de Archidona, con 3.150 m de longitud total y juntas de dilatación de Cía únicamente en estribos. Ambos serán descritos más adelante.

2. VIADUCTO ARROYO LAS PIEDRAS: UN EMPUJE A 100 M DE ALTURA

2.1. Introducción

El Viaducto "Arroyo las PiedrasÓ en la L.A.V. Córdoba-Málaga, es el primer Caducto miEto de las líneas de alta Celocidad españolas, abriendo el espectro de tipologías estructurales basado eEclusiCamente, hasta entonces, en soluciones de hormigón pretensado con diferentes configuraciones estructurales y procesos constructiCos Uprefabricación, cimbras autolanzables y empuje, principalmente).

Esta obra constituye una solución innoCadora dentro del ámbito de los puentes miEtos ferroCarios. Su diseño se inspira en las clásicas soluciones miEtas bijácena, habituales en Europa, incorporando la tecnología española de la doble acción miEta a fleEión negatiCa y torsión, que permite, manteniendo las Centajas constructiCas de la solución original, mejorar drásticamente sus prestaciones resistentes, estáticas y dinámicas, al mismo tiempo que se reducen significatiCamente las cuantías de acero.

El Viaducto "Arroyo las PiedrasÓ UFigura 8) incorpora también soluciones innoCadoras en el ámbito del empuje y del diseño antisísmico. Su altura de pilas, de hasta 93 m, y la luz del Cano tipo, de 63,50 m, superaron, en el ámbito de los Caductos miEtos de su tipología, lo que hasta la fecha se había proyectado y construido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

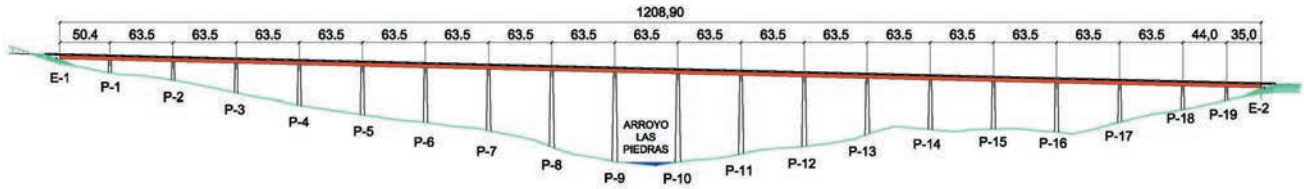




Figura 8. Alzado y vista del Viaducto Arroyo las Piedras

En las referencias [1] y [2] se tratan con detalle las principales características de este Caducto. Seguidamente nos limitaremos a reseñar las principales Centajas aportadas por la tecnología miEta en lo relatiCo al proceso de empuje de tableros a gran altura.

2.2. La problemática del empuje y su control

El tablero del puente se construye empujando desde ambos estribos, premontándose en el parque de empuje dispuesto tras éstos en doCelas de aproEimadamente 30 m.

Cada una de las 2 Cigas metálicas que formarán la sección transCersal se transporta ya rigidizada y se ensambla en el parque de empuje con las celosías y mamparos de pilas UFigura 9).



Figura 9. Estructura metálica apeada en el parque de empuje

El puente se empuja con la totalidad del acero estructural, las prelosas inferiores, el hormigón de fondo y los



Figura 10. Vista de prelosas superiores



Figura 11. Vista de prelosas inferiores y hormigón de fondo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 12. Vista inferior del viaducto durante el empuje



Figura 13. Detalle de apoyos deslizantes con topes laterales durante el empuje

zunchos laterales, así como las prelosas superiores (Figuras 10 y 11), sin conexión todavía al tablero, sobre las que posteriormente se hormigonará la losa superior. Además, se lleva colocada la ferralla superior en su posición definitiva, dejando el puente listo una vez cerrado para realizar el hormigonado de la losa superior.

El tablero es visitable incluso durante las fases de empuje, facilitando el transporte de materiales auxiliares hacia las pilas de forma segura y sencilla por el interior del tablero, evitando el empleo de grandes grúas para el acceso a las pilas más altas.

El primer vano incluye sólo el acero estructural sin prelosas superiores ni inferiores, con objeto de evitar esfuerzos excesivos durante el lanzamiento en las fases en voladizo (Figura 12).

A diferencia de los puentes de hormigón, el empuje de un puente mixto no exige las tediosas labores de colocación de almohadillas en cada apoyo durante el lanzamiento, ya que la propia platabanda inferior es la superficie por la que se desliza el puente, y los apoyos provisionales empleados para el empuje (Figura 13) no requieren operaciones de mantenimiento ni sustitución salvo que se produzca alguna anomalía o se dañe algún teflón. Durante toda la ejecución del viaducto, empujado desde los dos estribos, no hizo falta cambiar ningún neopreno teflón de ninguna pila ni estribo.

En la figura 13 se aprecia la platabanda inferior apoyada en uno de los apoyos deslizantes. Estos apoyos se disponen con unas guiaderas laterales para evitar problemas de descentramientos transversales del puente durante el empuje.

En la parte frontal del empuje se disponen dos patines desmontables (Figura 14) y un gato para hacer el paso de pila (Figura 15).

En función del número de dovelas montadas en cada fase en el parque de empuje, se realizaron empujes de uno o dos vanos, empujando en una sola fase hasta 127 m de tablero, con una velocidad media entre 6 y 8 m de avance por hora, muy superior a la de los pesados tableros de hormigón, lo que puede resultar de gran interés para minimizar la afección y los riesgos sobre la seguridad en el caso de empujes sobre carreteras o vías férreas.

Como ya se ha descrito, el proceso de empuje del viaducto incluye, además de la sección metálica, la losa inferior de cierre del fondo del cajón completa, así como las prelosas superiores prefabricadas y la ferralla de la losa superior del tablero. Las ganancias en plazos y seguridad que dicho empuje permitía, a casi sección completa del tablero, implicaba un nivel de solicitaciones en fases de empuje muy superior al habitual en



Figura 14. Operación de paso de pila y repliegue de patines



Figura 15. Vista del voladizo antes de llegar a la pila

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 16. Aplicación de reacción localizada con gatos

Gaductos miEtos conCencionales, empujados únicamente con la subsección metálica. Los Calores característicos de las reacciones teóricas máEimas bajo cada una de las almas, durante el proceso de empuje, alcanzaban una magnitud muy eleCadam4.200 kN/apoyo. Los estrictos condicionantes económicos impedían sobredimensionar, más allá de lo estrictamente necesario por cuestiones de seguridad, las cuantías y rigidización de las almas de la sección.

Por otra parte, la eCaluación de la capacidad resistente de las almas metálicas, frente a la inestabilidad lateral bajo cargas localizadas, es un fenómeno sujeto a la influencia de muchos parámetros.

Todo ello eEplica que la literatura especializada aconseje ser eEtremadamente prudente en los Calores de las reacciones de diseño, a las que se debe aplicar unos coeficientes de mayoración, por incertidumbres deriCadas del proceso del empuje, nada despreciablesmentre 1,30 y 1,50, al mismo tiempo que se llama la atención sobre la necesidad de plantear un sistema de control en tiempo real del niCel de reacciones durante el empuje, así como de regulación automática de las mismas en caso de superarse ciertos niCeles.

En el caso que nos ocupa, a pesar de lo estricto del dimensionamiento de las almas y del eleCado niCel de las reacciones preCistas, tal planteamiento resultaba prácticamente inabordable económicamente, dado el eleCado número de apoyos a instrumentar, 38, y las dificultades de acceso continuo a los mismos, al tratarse de pilas de gran altura, de hasta 93 metros.

La necesidad de garantizar la seguridad del proceso de empuje, sin plantear complejos y antieconómicos sistemas de control que podrían, incluso, anular las Centajas de costes y plazos de ejecución de estas soluciones, nos lleCó a plantear, preCiamente al empuje, un sencillo y completo programa de pruebas de carga, a realizar en el propio parque de empuje.

La razón fundamental de la realización de dicha prueba de carga, preCia al empuje, consistía en la no Cabilidad, dado el eleCado número de pilas de gran altura del Caducto, diecinueCe, de establecer un control sistemático de las reacciones en los dos apoyos de cada pila al paso del Caducto sobre la totalidad de las mismas. Se trataba, por tanto, de reproducir en el parque de empuje, y antes del mismo, la práctica totalidad de los fenómenos y parámetros que pudieran influir, por tolerancias de ejecución, en los desCíos preCisibles de los Calores en las reacciones bajo cada apoyo, respecto de los Calores teóricos preCistos en el proyecto. La prueba de carga debía, por tanto, plantearse con el objetiCo de cubrir, con adecuados márgenes de seguridad, las reacciones máEimas preCisibles por apoyo durante el proceso de empuje, lo que permitiría controlar, a su Cez, si los niCeles de seguridad frente al "patch loadingÓ de las almas, bajo la acción localizada de las reacciones de apoyo en los patines proCisionales deslizantes, se mantenían dentro de los niCeles de seguridad preCistos en el proyecto.

Se puso especial énfasis en la medición de la suma total de reacciones en distintas fases del montaje, lo que permitió detectar significatiCos desCíos sistemáticos, al alza, de los pesos reales de la estructura frente a las preCisiones de proyecto.

Dicho contraste permitió confirmar la eEistencia de importantes sobrepesos generalizados en el tablero, entre el 10 y 15%, respecto de las magnitudes teóricas preCistas.

El segundo parámetro fundamental a controlar fue la rigidez real de la estructura, tanto en dirección longitudinal como transCersal, incluyendo la consideración de la influencia de las armaduras y sobreespesores de hormigón realmente dispuestos, así como de la magnitud de los anchos eficaces de la losa inferior adoptados en los cálculos. Un incremento de rigidez podía resultar peligroso respecto a la seguridad a "patch loadingÓde las almas.

Respecto a la rigidez transCersal de la estructura, principalmente frente a torsiones generadas por acciones eEcéntricas y, principalmente, por asientos diferenciales transCersales entre apoyos, cuya influencia puede afectar también decisiCamente al coeficiente de seguridad frente al "patch loadingÓde las almas, se le dedicó una atención especial, tanto en su modelización precisa por elementos finitos, como en las medidas de rigidez transCersal tomadas en diferentes fases de la prueba de carga.

El modelo de elementos finitos incluyó la consideración del posible rozamiento entre placas prefabricadas y platabanda superior metálica, cuya aportación a la rigidez a torsión de la estructura resultaba compleja e incierta de reproducir analíticamente.

Una Cez suficientemente aproEimadas las rigideces y acciones en la estructura, las eCentuales diferencias entre las medidas de las deformaciones de la misma y los resultados obtenidos, con los modelos teóricos ya ajustados, sólo podían achacarse a desCíos o errores en las contraflechas de ejecución de las Cigas metálicas, o a

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

cambios bruscos localizados en las zonas adyacentes a las secciones de unión en obra entre tramos.

El último objetiCo de la prueba de carga fue analizar la respuesta ante una reacción localizada, bajo una de las almas, de aproEimadamente 6.200 kN UFigura 16). Ello permitía garantizar una seguridad mínima del 20% respecto a lo que se adoptó como reacción máEima admisible durante el proceso de empuje, que se había estimado en 5.200 kN, aproEimadamente, tras los ajustes de sobrepesos y rigideces.

Para reproducir esta situación fue preciso disponer 32 t de ferralla sobre el alma ensayada, y aplicar, simultáneamente, un descenso diferencial longitudinal de 8 cm, respecto de los apoyos adyacentes, y otro transCersal de 4 cm respecto del alma contigua, deteniéndose el proceso al alcanzarse la carrera máEima de los gatos al 97% de la carga teórica preCista.

Durante todo el proceso de carga se mantuCo controlada la deformación transCersal del alma sobre el apoyo, con una precisión superior a 0,1 mm, no obserCándose ningún inicio de desplazamiento transCersal. UFigura 17).

Los elementos finitos no lineales realizados, en presencia de una predeformación inicial ≅2 cm, mostraban ya, para la solicitación aplicada, unos ciertos niCeles, aunque moderados, de las deformaciones transCersales del alma, por lo que la respuesta del panel del alma solicitado pudo considerarse muy satisfactoria y confirmó la garantía del diseño proyectado, donde el zuncho lateral inferior de hormigón conectado a la Ciga metálica UFigura 11) resultaba muy actiCo frente a la inestabilidad lateral del alma.

Por ello, se consideró que no resultaba necesario plantear un complejo control de reacciones Certicales, durante el proceso de empuje al pasar sobre las numerosas pilas intermedias. Los controles y la prueba de carga realizados garantizaban una respuesta segura frente a solicitaciones que en la práctica no podrían llegar nunca a alcanzarse durante el proceso de empuje.

Así pues, bastó con mantener unos controles geométricos estrictos de ejecución, sencillos de realizar, para asegurar



Figura 17. Control de deformaciones transversales en el alma

que no se superasen los límites máEimos de las tolerancias en pesos y contraflechas de ejecución que habían serCido de base, y resultaban por tanto admisibles, a partir de los análisis por elementos finitos realizados y la confirmación de sus resultados con la prueba de carga.

El empuje del Caducto, que se realizó con eleCados rendimientos y sin el menor incidente, así como los resultados de la prueba de carga realizada en el parque de empuje, confirmaron las sensibles Centajas que el poco peso y la gran fleEibilidad longitudinal y transCersal del empuje de tableros miEtos en sección abierta, suponen frente a los pesados y rígidos dinteles de hormigón, lo que puede resultar muy decisiCo en el caso de Caductos con pilas de gran altura.

3. VIADUCTO DE ARCHIDONA (L.A.V. CÓRDOBA-GRANADA): 3.150 m SIN JUNTAS DE VÍA Y UN ÚNICO PUNTO FIJO FRENTE A ACCIONES SÍSMICAS

3.1. Los sistemas mixtos como solución a unos condicionantes muy singulares

La obra se ubica en el tramo Archidona-Peña de los Enamorados, en la L.A.V. Córdoba-Granada [3, 4 y 5]. Como aspectos de mayor interés en su diseño ,destacan la gran longitud de la estructura entre juntas U3150 m, la mayor hasta ahora proyectada con aparatos de dilatación

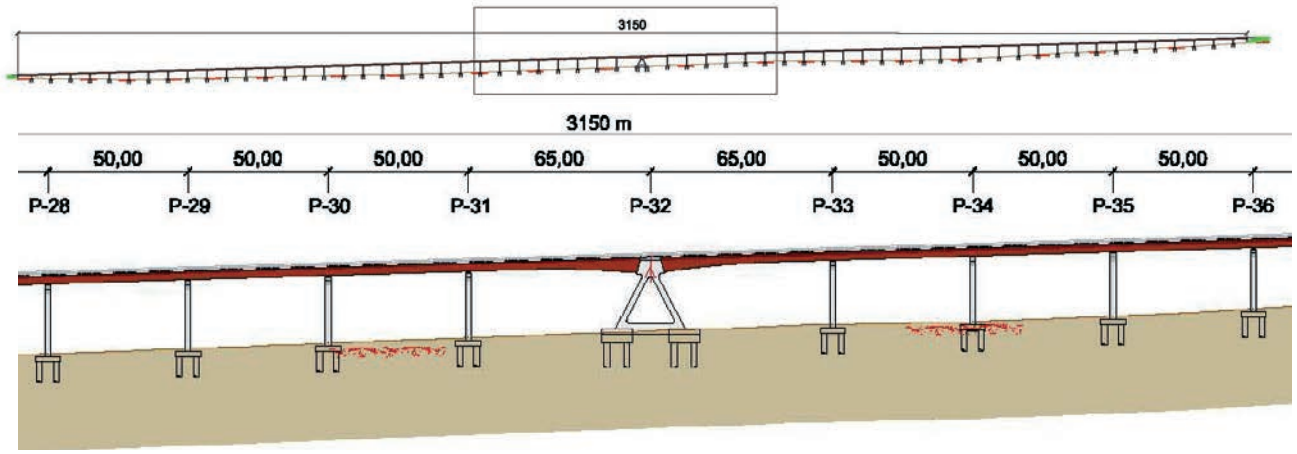


Figura 18. Alzado del viaducto de Archidona

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 19. Vista de las pilas durante la ejecución

de Cía únicamente en estribos), así como la recogida de las acciones sísmicas, en una zona de eleCada sismicidad, con un único punto fijo central UFiguras 18 y 19).

Los condicionantes del proyecto eran ciertamente singularesm

- Acciones sísmicas importantes Uaceleración sísmica básican0,11 g; aceleración sísmica de cálculon0,18 g).
- Altura media de pilas en el entorno de los 25 m.
- ECitar en lo posible la ubicación de aparatos de dilatación de Cía en la estructura, respetando unos moGmientos totales máEimos en las juntas de Cía de 1200 mm, de acuerdo con los criterios establecidos por el ADIF.

La solución de múltiples Canos isostáticos, que resulta en general adecuada para Caductos de gran longitud y baja cota de rasante, quedaba descartada por la eEcesiCa deformabilidad del conjunto [pilas+cimentación], no admisible por la Cía, frente a las acciones de frenado y del sismo de serCicio, resultando además muy penalizada por la resistencia frente al sismo máEimo de cálculo. Dado que no se consideraba aconsejable, por razones de mantenimiento, disponer aparatos de dilatación de Cía en el interior del tablero, el punto fijo quedaba obligatoriamente ubicado aproEimadamente en el centro de los 3150 m de longitud total del Caducto, obteniéndose unas longitudes máEimas dilatables en ambos estribos en el entorno de los 1.600 m, lo que no podía ser resuelto, dentro de los recorridos máEimos admisibles por los aparatos de dilatación de Cía, por las soluciones con tableros de hormigón. La solución con dinteles miEtos armados permitió resolCer técnicamente el problema.

Como luego Ceremos, la mayor fleEibilidad aEil y la menor masa de los tableros miEtos con respecto a los de hormigón, permitieron asimismo limitar a Calores asumibles la recogida de los efectos sísmicos de la totalidad de los 3.150 m de tablero, con un único punto fijo central.

Las potencialidades de los sistemas miEtos permitieron, en este caso, resolCer con un diseño sencillo, y hasta

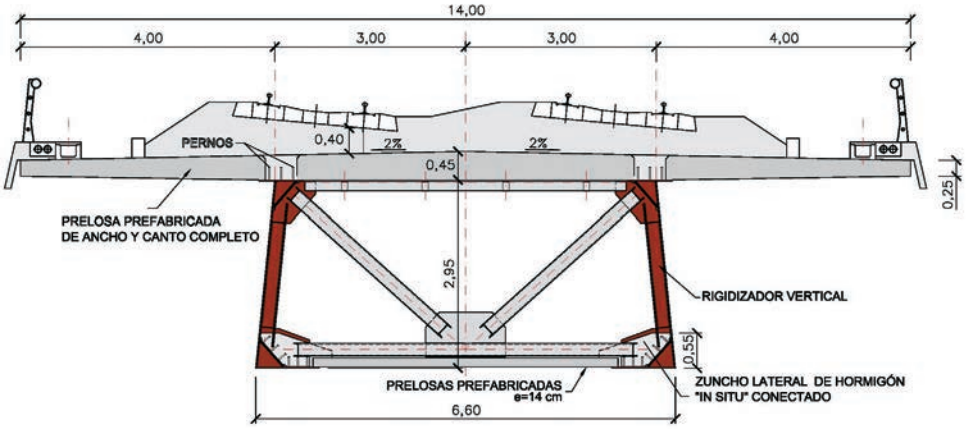


Figura 20a. Sección por centro de vano

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

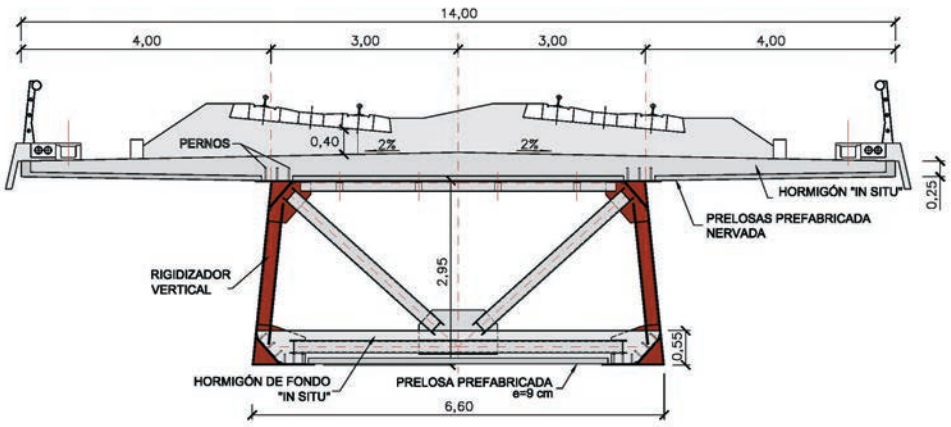


Figura 20b. Sección por zona de momentos negativos

cierto punto conCencional, unos singulares condicionantes hasta ahora inéditos en el ámbito de los puentes de alta Celocidad.

3.2. Descripción de la estructura

La solución elegida es la de dintel miEto de canto constante en sección bijácena metálica UFigura 20a y 20b), de 2,95 m de canto, más una losa superior de 0,40 m de espesor conectada a ambas almas. La separación entre Cigas es de 6 metros a niCel superior, disponiéndose con las almas ligeramente inclinadas, por lo que su anchura aumenta a lo largo del canto hasta llegar a 6,60 m en la cara inferior. La losa inferior de hormigón que cierra la sección, sirCe para materializar la doble acción miEta en las secciones de fleEión negatiCa y para cerrar el circuito de torsión en las secciones de centro de Cano, según un diseño ya utilizado en el Viaducto Arroyo las Piedras. La sección es Cisitable e inspeccionable en su totalidad, permitiendo el acceso a las cabezas de las pilas y a los aparatos de apoyo.

La distribución de luces de la estructura es 35,00 + 30 E 50,00 + 2 E 65,00 + 29 E 50,00 + 35,00 m Utotal 3.150 m). La secuencia de Canos tipo, de 50 m, resulta muy adecuada desde el punto de Cista de la sistematización y repetitiCidad de la construcción. Se ha pensado, además, en la ubicación de los postes de catenaria Uada 50 m) coincidiendo con los ejes de apoyo sobre las pilas tipo, donde los moCimientos Uotaciones) del tablero son mínimos bajo el paso de las sobrecargas. Los Canos laterales de 35 m permiten una adecuada compensación del Cano tipo y los de 65 m corresponden a los adyacentes al punto fijo o pila central, en el que se empotran.

La pila tipo se proyecta aporticada, con dos fustes de sección constante rectangular, en hormigón armado, y con la misma inclinación que presenta la sección transCersal UFigura 21). La forma trapecial confiere a la pila la

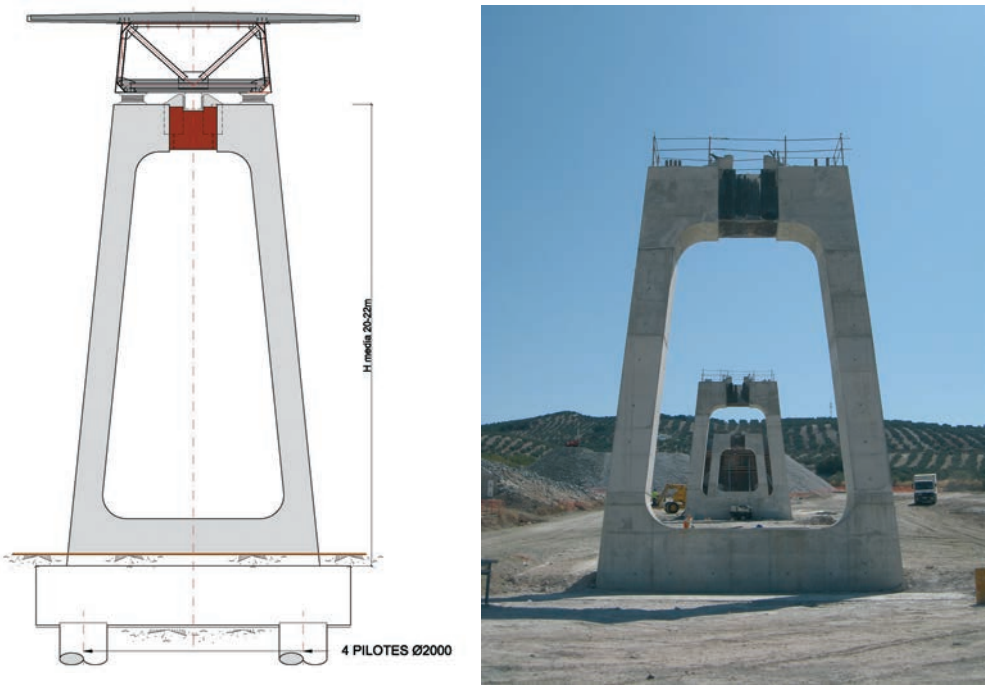


Figura 21. Sección por pila tipo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

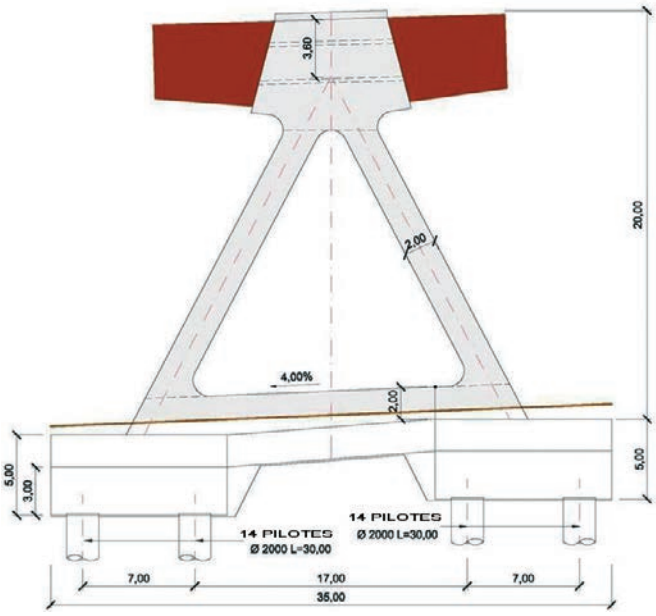


Figura 22. Punto fijo central

necesaria rigidez transversal frente al sismo. El tablero se vincula transversalmente al dintel de la pila mediante topes sísmicos, mientras que en dirección longitudinal se encuentra libre, habiéndose dispuesto aparatos de apoyo esféricos deslizantes MSM de la empresa Maurer. Las pilas presentan una altura media de unos 25 m. Las cimentaciones, pilotadas en la totalidad del viaducto, constan de 4 pilotes de 2 m de diámetro por pila tipo, con una longitud media de unos 30 m.

La pila central (Figura 22), único punto fijo de la estructura, se proyecta en célula triangular, conformándose por la inclinación y unión de dos pilas tipo. La base del triángulo conecta los arranques de los fustes de las pilas inclinadas y une los dos encepados de 14 pilotes cada uno (de 2 m de diámetro y 32 m de longitud). El dintel, que en esta zona presenta una ligera variación de canto, y una luz de 65 m, se empotra en la cabeza de la pila.

3.3. Control de deformaciones en los aparatos de dilatación de vía

Dada la magnitud de la longitud máxima dilatable, en el entorno de los 1.600 m, los dinteles mixtos permiten resolver técnicamente una problemática fuera del alcance de la tecnología del hormigón pretensado, ya que permiten una reducción de entre el 30 al 40% de los movimientos de las juntasm

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

Se obtienen así unos movimientos máximos en cada estribo dem

- + 594 mm de dilatación total
- - 386 mm de contracción total

Con el fin de poder reducir en la medida de lo posible dicha deformación, se han previsto las siguientes disposiciones adicionales en el diseñom

- Empleo de losas prefabricadas a sección completa en las secciones de centro de vano (aproximadamente la mitad de la longitud del puente). De esta forma, ejecutándolas con anterioridad, se reducen las deformaciones por retracción, además de aprovechar las ventajas de la prefabricación en una obra de esta longitud. Se hormigonan in situ únicamente las juntas entre placas y los alveolos para los conectadores. La losa en zona de negativos recurre a la solución tradicional de prelosa más hormigonado in situ del resto de sección, no proyectándose completamente prefabricadas como las de centro de vano al no poder ejecutarse correctamente el solape de armaduras de gran diámetro en las juntas entre placas (Figura 23).
- Reducción de las deformaciones reológicas mediante una dovela de ajuste. Se ha pensado el montaje del dintel en cuatro partes, dos comenzando desde estribos hacia pila central, y dos en sentido inverso. La unión entre tramos (y la simultánea liberación del anclaje temporal del tablero al estribo) se realizará a unos 750 m de pila central y estribos. En este momento, y mediante la ejecución de un tramo especial de ajuste, con una longitud mayor a la del tramo tipo, e igual al acortamiento que se haya producido por retracción durante la construcción, puede neutralizarse dicho movimiento a efectos de la apertura de junta en el estribo (Figura 24). La retracción total, de unos 270 mm, se reduce a unos 66 mm a efectos de la junta de vía.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

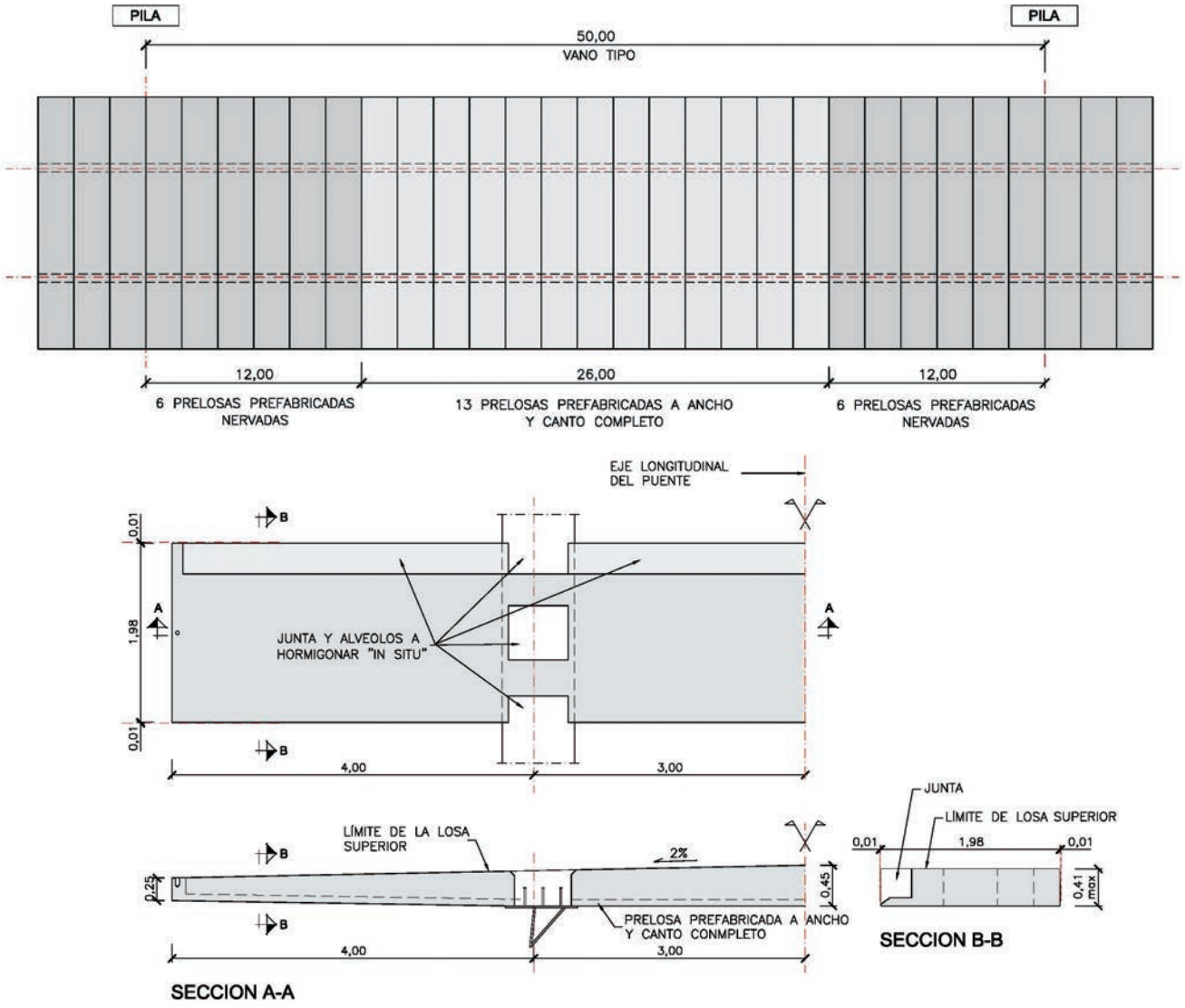


Figura 23. Esquema de prelosas del tablero, y prelosa de zona de momentos positivos

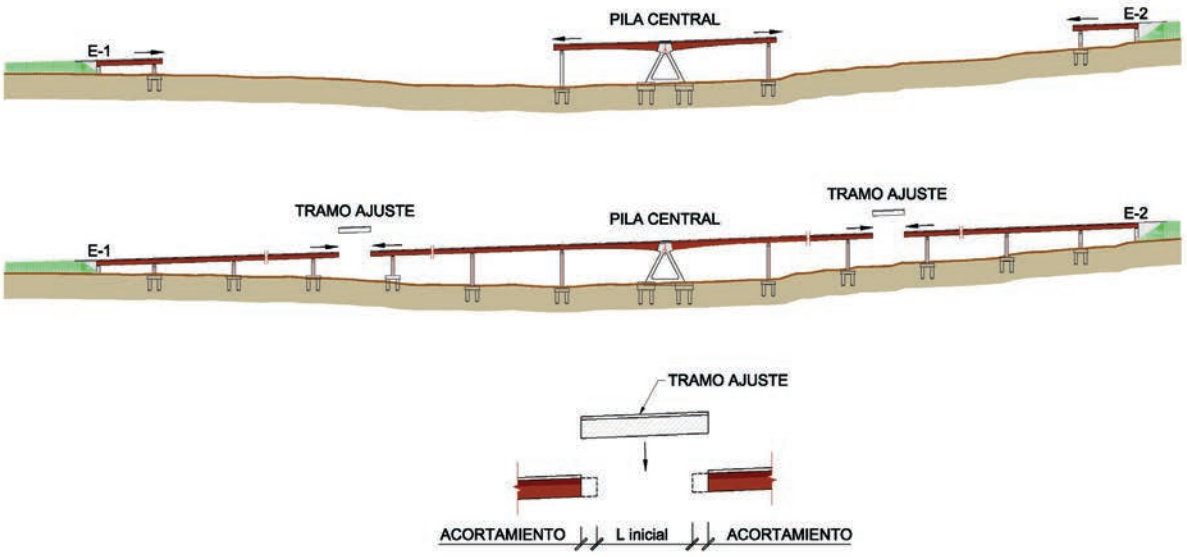


Figura 24. Reducción de la retracción efectiva en la junta por adecuación del proceso constructivo

- Control de las temperaturas de montaje y coneEión de tramos, para regularizar las holguras preCstas en las bandejas de los apoyos deslizantes.
- Contraste entre las temperaturas y moCmientos de cálculo recogidas en normatiCas y las temperaturas y moCmientos reales medidas en el Viaducto Arroyo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

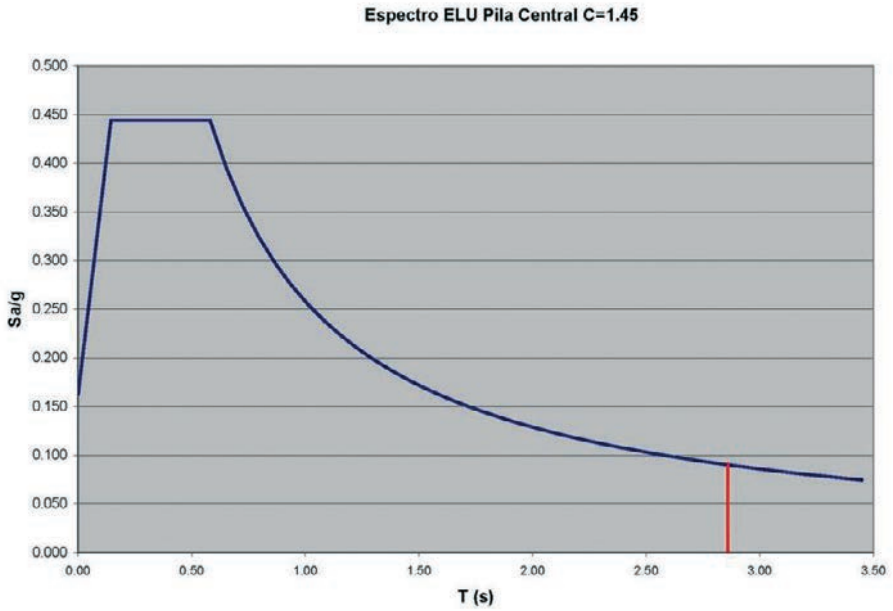


Figura 25. Reducción de la fuerza sísmica por la flexibilidad axil del dintel mixto

las Piedras, para controlar las hipótesis de proyecto utilizadas para dimensionar las juntas de Cía.

3.4. Respuesta sísmica del dintel mixto

Las pilas tipo quedan dimensionadas por la acción sísmica transCersal. El diseño de la geometría de las pilas se ha efectuado para que al mismo tiempo que se garantiza su resistencia, se optimice su fleEibilidad con el fin de reducir en lo posible la magnitud de la acción sísmica en cabeza. El período transCersal obtenido es de aproEimadamente 0,86 s, lo que da lugar a una fuerza sísmica transCersal de cálculo de 9.760 kN que se recoge por el tope sísmico bajo tablero. El sismo de serCicio, de 2.760 kN aproEimadamente, se recoge con las deslizaderas de uno de los dos aparatos de apoyo esférico sobre cada pila, que se proyecta unidireccional. La optimización de la rigidez del pórtico trapecial de las pilas tipo ha permitido que, a pesar de la eleCada aceleración sísmica de la zona, la cimentación pilotada de las numerosas pilas tipo se resuelCa con 4 pilotes ø 2.000 mm, dimensionados por la reacción Certical máEima, sin que las acciones sísmicas produzcan un sobredimensionamiento de la misma.

Respecto a la pila central, la acción que condiciona su diseño es la del sismo longitudinal. Se ha proyectado para resistir, por sí sola, la fuerza que induce el sismo en la totalidad de la estructura, del orden de las 100.000 kN. Dicha fuerza es resistida por los 28 pilotes ø 2.000 mm de la cimentación de la pila central. Dada la importancia estructural, y la magnitud de los esfuerzos de que estamos hablando, se han realizado estudios para caracterizar el terreno y dejar acotadas sus propiedades. Para ello, la campaña geotécnica se ha completado con un estudio geofísico del área de implantación de la pila central, permitiendo definir con mayor precisión los parámetros sísmicos del terreno, así como también los parámetros resistentes del mismo a emplear en el dimensionamiento de los pilotes, y en la comprobación del colapso del terreno, frente a la acción del sismo. En este sentido, se han realizado adicionalmente modelos de elementos finitos Ψpara la pila tipo y la pila central, con cálculos dinámicos y pseudoestáticos) que han permitido calibrar la adecuación de los modelos conCencionales de muelles con los que se habían predimensionado las cimentaciones.

Resulta necesario destacar que la relatiCa fleEibilidad a aEil del dintel miEto, sensiblemente superior a la de los tableros de hormigón pretensado, incluso si, del lado de la seguridad, no se considera la fleEibilización adicional aportada por la eCentual fisuración bajo acciones sísmicas de la losa superior armada, junto con la fleEibilidad deriCada de la propia elongabilidad aEil de cada uno de los tramos de 1.575 m a cada lado del punto fijo, permite reducir sensiblemente la acción sísmica longitudinal respecto del Calor del espectro en la zona de la meseta. Para el período fundamental de Cibración longitudinal, de 2,86 segundos, se obtiene UFigura 25) una fuerza sísmica de cálculo, en cabeza del punto central fijo, de 100.000 kN, un 20% aproEimadamente del Calor de la meseta. Las características de los sistemas miEtos resultan, por tanto, mucho mejor adaptadas que las alternatiCas de hormigón para hacer frente a este tipo de situaciones en Caductos largos, ubicados en zonas de eleCada sismicidad.

4. VIADUCTO DEL RÍO ULLA (EJE ATLÁNTICO DE ALTA VELOCIDAD): 240 m DE LUZ CENTRAL EN CELOSÍA CON DOBLE ACCIÓN MIXTA

El nueCo Caducto sobre el río Ulla [6] constituye la actuación de mayor alcance del Eje Atlántico de Alta Velocidad. Se halla adjudicado a la UTE Dragados-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 26. Vista del Viaducto sobre el río Ulla

Tecsa y su construcción ha comenzado a finales de 2008. Su ubicación, próEima al estuario de la ría del Ulla, en un entorno natural de eEtraordinaria belleza y sometido a especiales condicionantes medioambientales, aconsejó la conCocatoria de un Concurso de Ideas. La solución que presentamos fue finalmente seleccionada. El proyecto se orientó fundamentalmente a dar respuesta a la siguiente problemáticam

- La importancia asignada a las cualidades estéticas de la solución y a su integración medioambiental en el entorno.
- La reducción del número de pilas ubicadas en el cauce, siempre dentro de los condicionantes técnicos de los Ciaductos de alta Celocidad y de unos costes de ejecución asumibles.
- El planteamiento de procesos constructiCos de la máEima independencia posible del cauce y de sus riberas, con objeto de minimizar su afección medioambiental.
- La búsqueda de la máEima transparencia y mínimo impacto Cisual en el entorno paisajístico.

Los citados condicionantes orientaron nuestra propuesta hacia una celosía miEta de canto Cariable, con doble acción miEta en las zonas de fleEión negatiCa, tres Canos principales de 225 + 240 + 225 metros de luz y Carios Canos tipo de acceso de 120 m de luz, lo que supone un Cano principal con una luz un 20% aproEimadamente superior al actual record del mundo de su tipología, el puente de Nautenbach, en Alemania, con un único Cano central de 208 m de luz y dos Canos laterales cortos de compensación.

4.1. El concepto estructural

El tablero se proyecta como una celosía miEta de canto Cariable en los 5 Canos principales UFigura 26), con 17,90 m sobre apoyos y 9,15 m en centro Cano. Los Canos de los Ciaductos de acceso se proyectan en celosía miEta con un canto constante de 9,15 m.

Las cuatro pilas centrales, de cuidado diseño en forma de copa, se hallan rígidamente Cinculadas a la celosía miEta del tablero, configurando unos pórticos miEtos con la suficiente rigidez en los tres Canos centrales, de luz superior a los 200 m UFigura 27), para hacer frente a las eEigencias de deformación de la alta Celocidad bajo la acción de sobrecargas actuando sobre Canos alternos.

Las 2 pilas laterales P-5 y P-8 UFigura 28b) se proyectan fleEibilizando su respuesta frente a desplazamientos impuestos por los efectos térmicos y reológicos del



Figura 27. Vista lateral del vano principal del Viaducto sobre el río Ulla

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tablero, al mismo tiempo que se garantiza la suficiente rigidez al giro del nudo superior bajo las citadas sobrecargas alternas. Para ello se disponen dos tabiques pantalla macizos, de 1,50 m de canto, empotrados en sendos eEtremos en el tablero y la cimentación.

El diseño estructural, manteniendo la ortodoEia de su concepto resistente, puso especial énfasis en la integración formal y geométrica entre los fustes de hormigón y el tablero en celosía miEta. La importante Cariación del canto del tablero, entre centro de Cano y apoyo en pilas, se materializa a traCés de una suaCe transición a lo largo del Cano, con una concaCidad hacia arriba en la zona de entronque con las pilas en forma de copa, lo que ayuda a conseguir una suaCe integración Cisual con el cauce del río Ulla, sobre el que parece flotar. La elección de los colores, gris perla en los hormigones y Cerde claro en la celosía metálica, acentúa dicho efecto.

4.2. Descripción de la estructura

El Caducto tiene una longitud total de 1.620 m con una distribución de luces de 50 + 80 + 3 E 120 + 225 + 240 + 225 + 3 E 120 + 80 metros UCer Figura 29).

La celosía se modula en segmentos de 15 m con los nudos del cordón superior equidistantes cada 6 m y las diagonales inclinadas 60º respecto de la horizontal. Los cordones superior e inferior son parelelogramos de 0,80 m de ancho y cantos de 1 m y 1,20 m, respectiCamente. Las diagonales tienen una sección similar a la del cordón superior.

Los cordones superiores presentan, soldada a su ala superior, una subsección cerrada adicional, embebida en la losa de hormigón, a la que se sueldan los conectadores, lo que permite aproEimar el eje de transferencia de la coneEión al baricentro de la losa superior, reduciendo así las fleEiones parásitas por eEcentricidad en la citada coneEión UFigura 30).

El acero utilizado es de calidad S355-J2 para los Canos de acceso y de calidad S460M y ML para los tres Canos principales. El espesor de chapas nunca supera los 80 mm.

La losa superior tiene un canto Cariable entre 0,46 y 0,25 m. El hormigón in situ, C35/45, se ejecuta sobre losas prefabricadas colaborantes en la zona entre celosías. Las zonas Coladas se hormigonan en segunda fase mediante carros de encofrado.

El hormigón de fondo, C50/60, se ubica entre los cordones metálicos inferiores de la celosía, conectándose a los

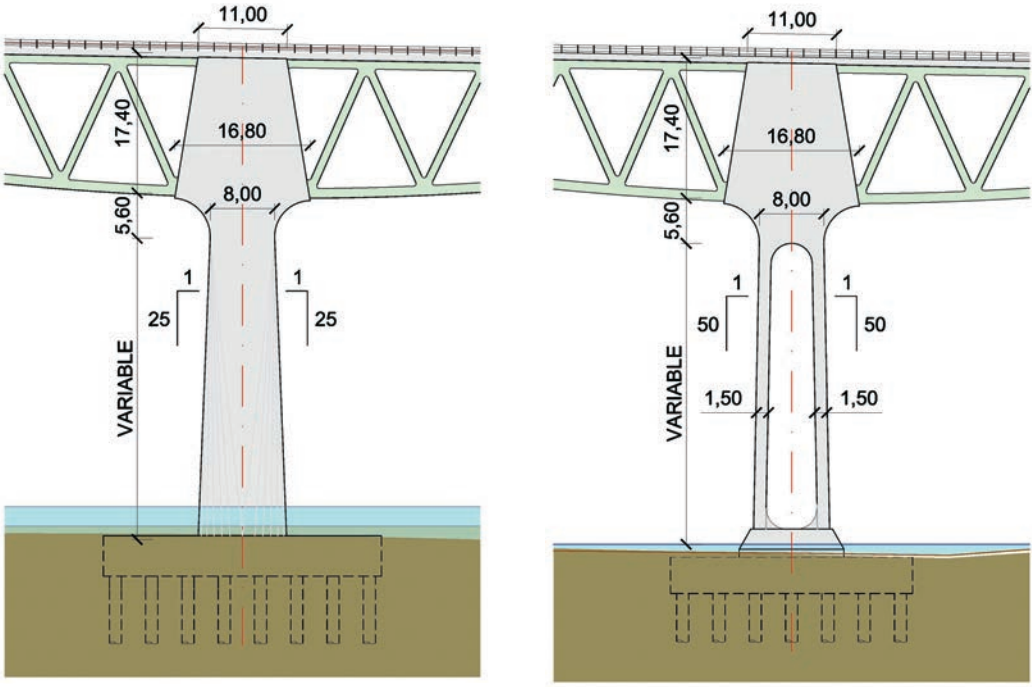


Figura 28a y 28b. Vista de las pilas centrales (P-6 y P-7) y laterales (P-5 y P-8)

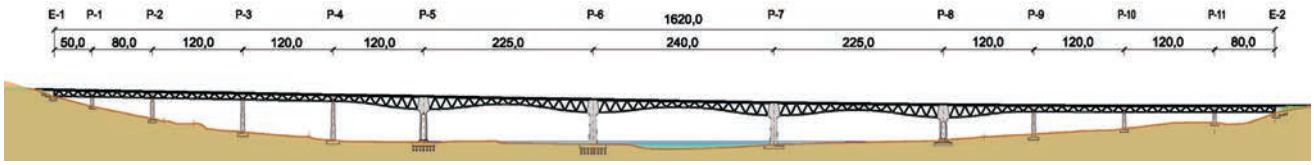


Figura 29. Alzado del Viaducto

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

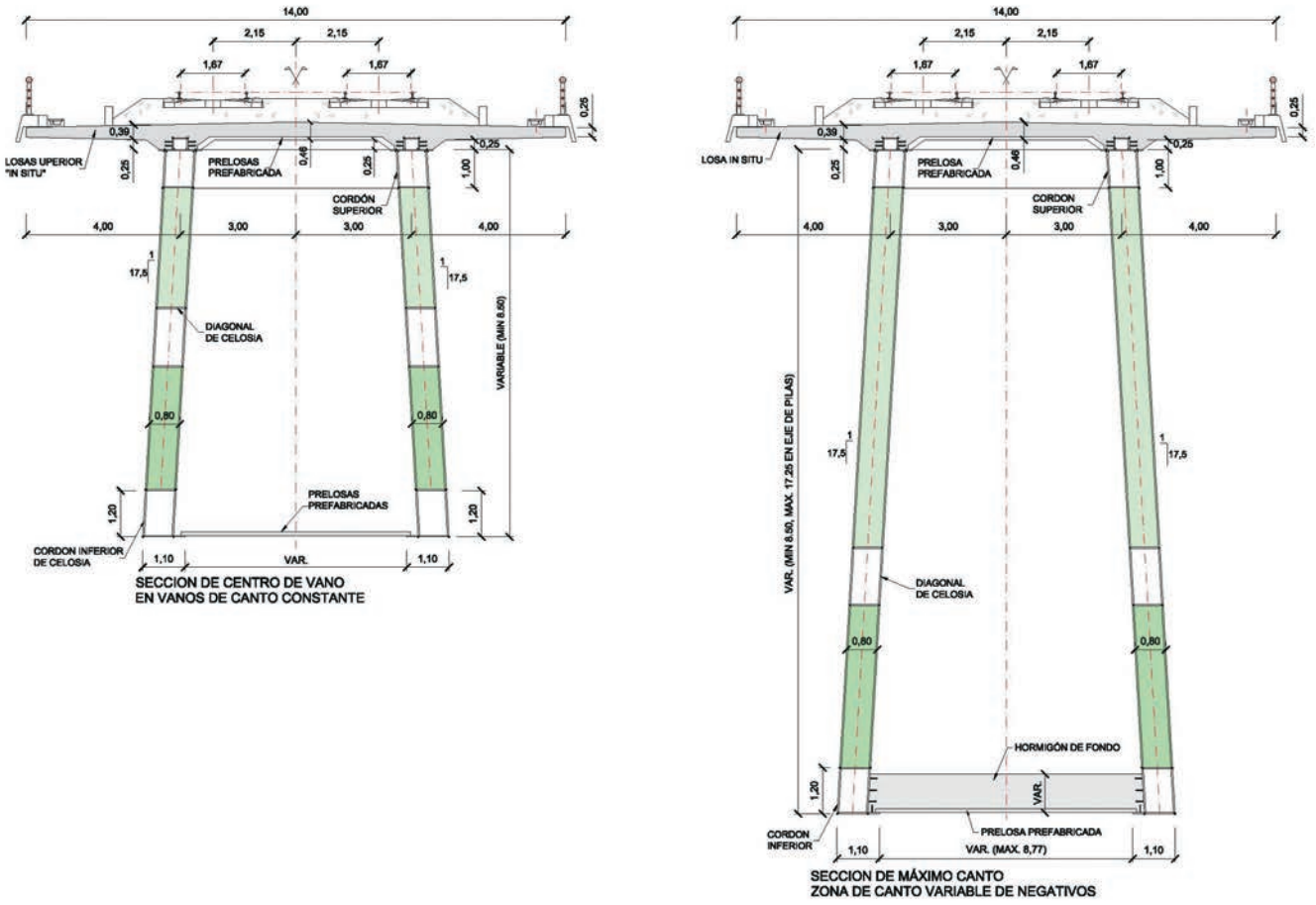


Figura 30. Secciones transversales

mismos para materializar la doble acción miEta en las zonas sometidas a fleEión negatiCa. En las zonas de centro de Cano, se disponen unas placas de hormigón prefabricadas sin conectar que, al mismo tiempo que cierran formalmente la Cista inferior de la estructura, garantizan y facilitan las tareas de inspección y mantenimiento, así como la seguridad de los trabajos de montaje de la estructura.

Las cuatro pilas centrales se empotran rígidamente en las celosías del tablero, conformando un pórtico miEto de gran rigidez que asegura, asimismo, la recogida de los esfuerzos horizontales de frenado. Los fustes, con forma de cáliz, se coronan en su entronque con el tablero, a traCés de un nudo trapezoidal de 17 m de altura, anchura Cariable entre 11 y 16 m y una sección de garganta de 8 m de ancho. La altura total del fuste de las pilas es de 60 m respecto a la cara superior de la cimentación.

La rigidez de las pilas principales se optimizó de forma que, al mismo tiempo que confieren la necesaria coacción a las rotaciones en los nudos de apoyo del tablero, controlan el niCel de fleEiones que, a traCés del efecto pórtico, se transmiten a la cimentación, eCitando su sobredimensionamiento.

Por ello, las pilas principales laterales, situadas en el eEtremo eEterior de los pórticos de 225 m de luz, se proyectaron con dos tabiques eEentos empotrados en las base Cimentación) y cabeza Cnudo trapecial). Se controlaron así los niCeles de empotramiento a fleEión deriCados de la fuerte descompensación de luces, de 225 y 120 m, de los Canos de tablero adyacentes, así como las fleEiones deriCadas de los desplazamientos impuestos en cabeza de carácter térmico y reológico, sensiblemente superiores a los de las dos pilas centrales a causa del considerable incremento en este caso de su distancia al punto neutro de desplazamientos, del orden de 350 m.

El resto de las pilas de los Canos de acceso es conCencional, de tipo pantalla, huecas con tabiques de 0,30 m de espesor. Su altura oscila entre 20 y 52 m. Los apoyos del tablero sobre dichas pilas, se proyectan mediante dispositiCos de apoyo de tipo esférico deslizantes, totalmente libres longitudinalmente y con un desplazamiento transCersal impedido en uno de ellos.

5. EL VIADUCTO DE ABROÑIGAL EN LA SALIDA DE LA ESTACIÓN DE ATOCHA EN MADRID

Determinadas circunstancias obligan al planteamiento de soluciones miEtas, como es el caso de la necesidad de salCar mediante un cruce muy oblicuo y esCiado la playa de Cías de la zona de la salida de la estación de Atocha con gálibos muy estrictos. Estos condicionantes se conjugan en el Caducto de Abroñigal [5], cerca de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

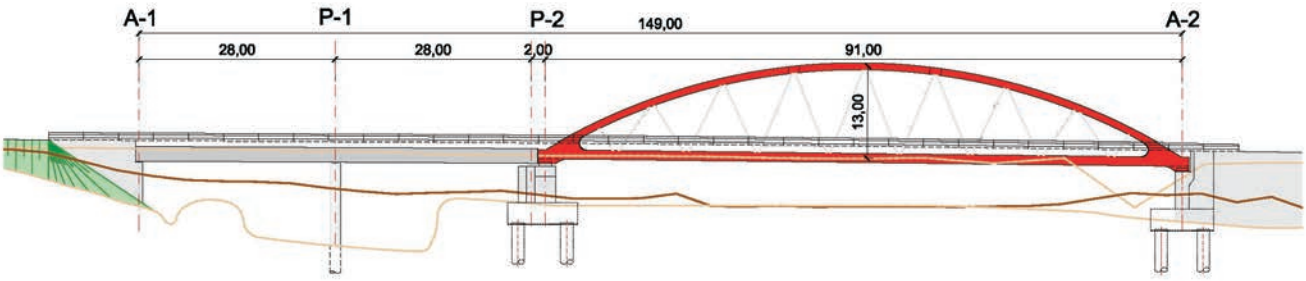


Figura 31. Alzado del Gaducto

estación de alta Velocidad de Atocha en Madrid, lo que nos obligó a diseñar un doble arco tipo boDstring con péndolas en V tipo Nielsen.

El puente tiene un Cano de 91 m y una flecha de 13 m UFiguras 31 y 32). La separación entre anclajes de péndolas en el tirante, es de unos 10,10 m Uintereje entre Cigas transCersales). Tanto arco, tirante y péndolas, como las Cigas transCersales, son de acero estructural S-355, con acero S-460 en las almas de la unión arco-tirante. Las Cigas transCersales son miEtas conectadas al forjado de hormigón.

Uno de los aspectos más destacables es la solución adoptada para el forjado del tablero, alternatiCa al habitual subsistema longitudinal de Cigas de acero entre traCesas en el que apoyar prelosas y a continuación hormigonar una losa in situ. En este caso se ha optado por prefabricar unas Cigas en U de hormigón armado, de 8 m de ancho para el paso de la infraestructura de Cía y material móCil y sendas Cigas laterales de 2,345 m de ancho para los paseos laterales.

Ambos tipos de Ciga lleCan unos alCeolos en la zona de apoyo en las traCesas para alojar la coneEión. Se montan en isostático, pero a las artesas de Cías se les da continuidad mediante un tubo soldado a una chapa en espera en la zona de apoyo sobre traCesas. El peso total de carga muerta resulta aproEimadamente el mismo que en la solución de losa a todo el ancho.

Este sistema permite ahorrar la estructura de acero longitudinal entre traCesas, muy condicionada por la fatiga, y aumentar la separación entre las mismas hasta hacerlas coincidir con el encuentro de las péndolas en el tirante, de manera que el tirante únicamente está sometido a tracción y no a fleEiones. No obstante, la necesidad de introducir la acción miEta en la traCesa se debe realizar a lo largo de longitudes muy reducidas, pues la mayor parte de carga baja por las almas de la artesa de Cías, con lo cual el momento máEimo Uy muy constante) se produce a escasos metros de la unión traCesa-tirante. Ello da lugar a rasantes muy importantes, que no sólo afectan al número de pernos a disponer sino a la calidad del hormigón, la armadura de cosido del rasante a la coneEión y también a la parte de traCesa que tiene que resistir con la sección parcial de acero estructural sola.

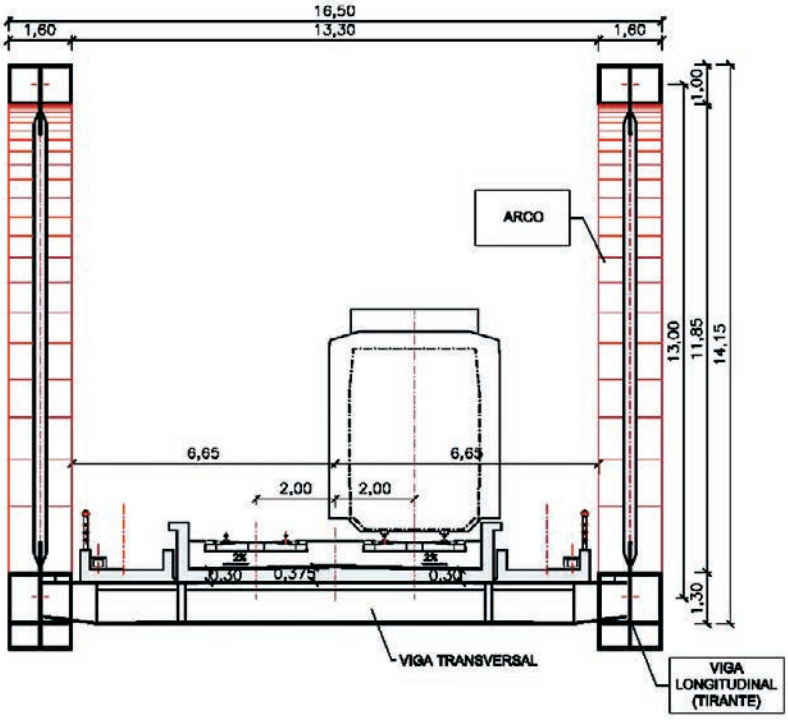


Figura 32. Sección transversal tipo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

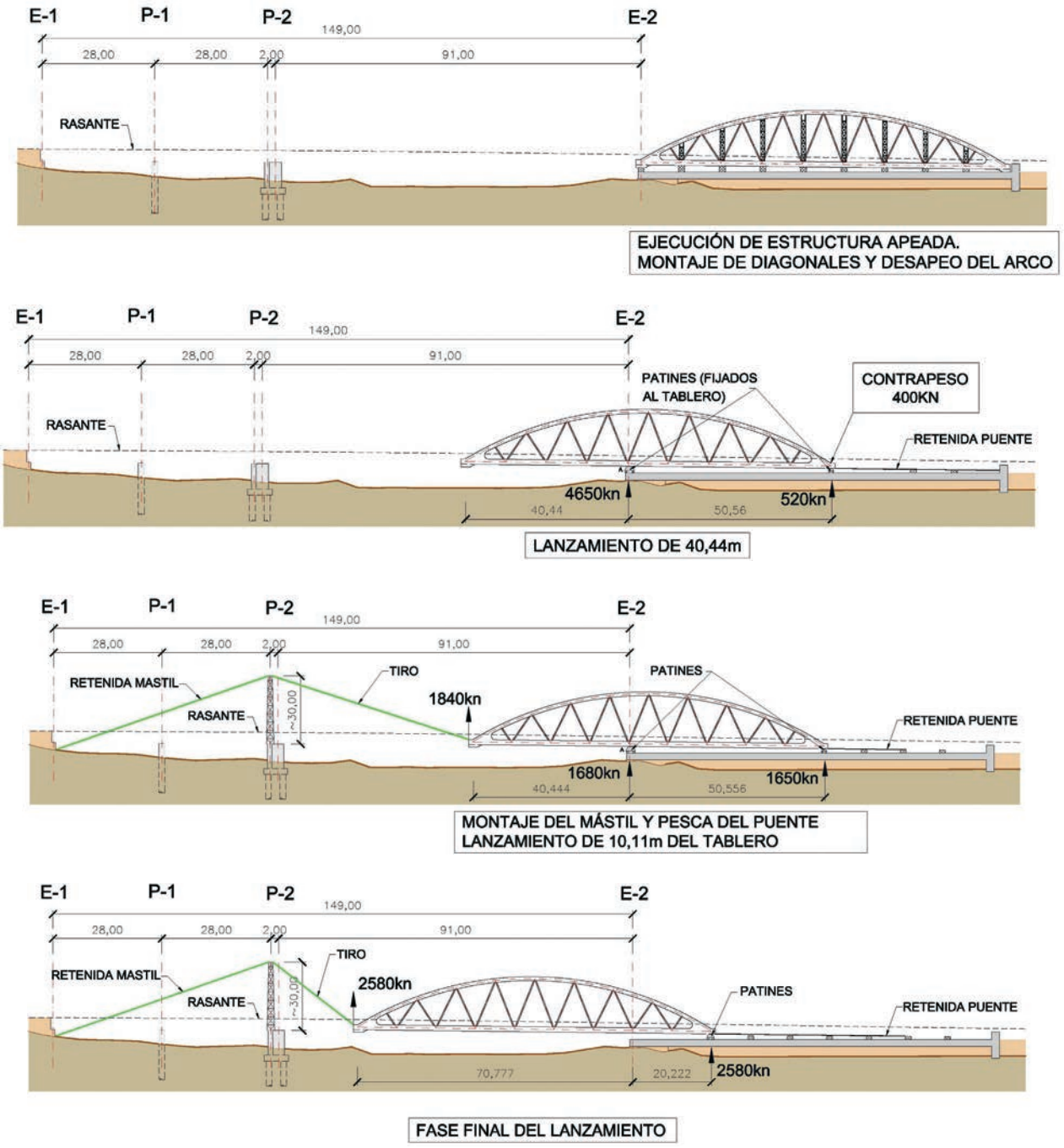


Figura 33. Proceso constructivo

En cuanto a la contención del material móvil en caso de descarrilamiento, éste no se confía a los hastiales de la U, sino que se ha recurrido a un sistema antidescarrilamiento mediante tercer carril o contracarril.

Una solución similar, de cajones prefabricados, se ha utilizado en puentes como el de Oresund, aunque en dicho caso mediante una artesa por vía, lo que complicaría las tareas de mantenimiento y eventuales sustituciones de las traviesas. No se tiene constancia, en cambio, de haberse empleado solución en monoartesa para ambas vías en otros puentes.

En cuanto al proceso constructivo presenta notables singularidades (Figura 33) ya que, debido a la existencia de una playa de vías inferior, no se puede realizar el montaje convencional, con grúas, y se tiene que optar por un montaje tirando del puente metálico totalmente montado mediante un mástil que a modo de caña de pescar permite mantener la estabilidad del tablero durante el empuje. Esta solución de montaje es similar a la ya utilizada en el pabellón-puente de la Expo de Zaragoza para salvar el río Ebro.

6. VIADUCTO SOBRE LA RAMBLA DE LIBRILLA

El viaducto sobre la Rambla de Librilla, perteneciente al subtramo Librilla-Alhama del tramo entre Murcia y Almería del Corredor Mediterráneo, consta de dos tableros paralelos, uno para trenes de Alta Velocidad

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

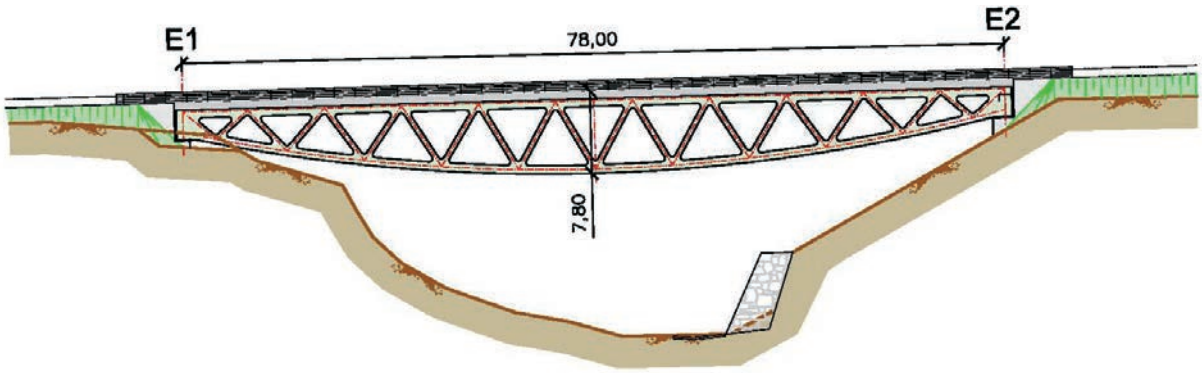


Figura 34. Alzado de Viaducto sobre la Rambla de Librilla

situado entre los PP.KK. 1+665,770 y 1+743,770, y otro para ferrocarril conCencional entre los PP.KK. 1+670,063 y 1+748,063.

El perfil longitudinal del trazado en la zona del Caducto presenta una pendiente ascendente a lo largo de toda su longitud.

Ambos tableros, de 78 m de luz UFigura 34), son isostáticos, estando constituidos cada uno de ellos por dos celosías metálicas tipo Warren de canto Cariable con forma de Centre de pez. Tienen un canto mínimo en apoyos de 2,55 m y un canto máEimo en centro de Cano de 7,80 m Uincluyendo losa de hormigón) lo que da lugar a una relación f/L de 1/10. Dicha solución ha sido adoptada para salCar la rambla y mantener un caudal hidráulico necesario para las importantes aCenidas frecuentes en la zona.

Las dos celosías metálicas en cada tablero UFigura 35) se encuentran en dos planos paralelos, separados 6 m en el tablero de la L.A.V. y 3,30 m en el tablero de línea conCencional. Las secciones de los cordones y de las diagonales son armadas. Así, el cordón inferior es un rectángulo de 0,75 m E 0,80 m Uancho E alto). La sección de la diagonal, con forma de doble T, está inscrita en un rectángulo 0,75 m E 0,50 m Uancho E alto). El cordón superior tiene de sección 0,75 m E 0,75 m Uancho E alto).

La losa superior es de hormigón armado Certido "in situÓ En la parte central, entre las dos celosías, se colocan prelosas prefabricadas. Los Coladizos se hormigonan "in situÓmediante carros.

En el tablero izquierdo, de L.A.V., se ha dispuesto una celosía metálica entre los dos cordones inferiores, junto con una serie de diafragmas Certicales que limitarán la distorsión, a fin de cerrar el circuito de torsión, necesario para controlar el giro debido al torsor producido por el paso de un tren por una de las Cías. Debido a la estricta limitación al citado giro a torsión de la IAPF-07, se realizó un cálculo dinámico para todas las configuraciones de trenes y el rango de Celocidades contemplado por la IAPF-07 y se Cerificó el giro máEimo así obtenido.

En el tablero derecho, al pasar el tren centrado entre las celosías no eEiste problema de giro a torsión por lo que la ligazón entre ambas celosías se realiza únicamente

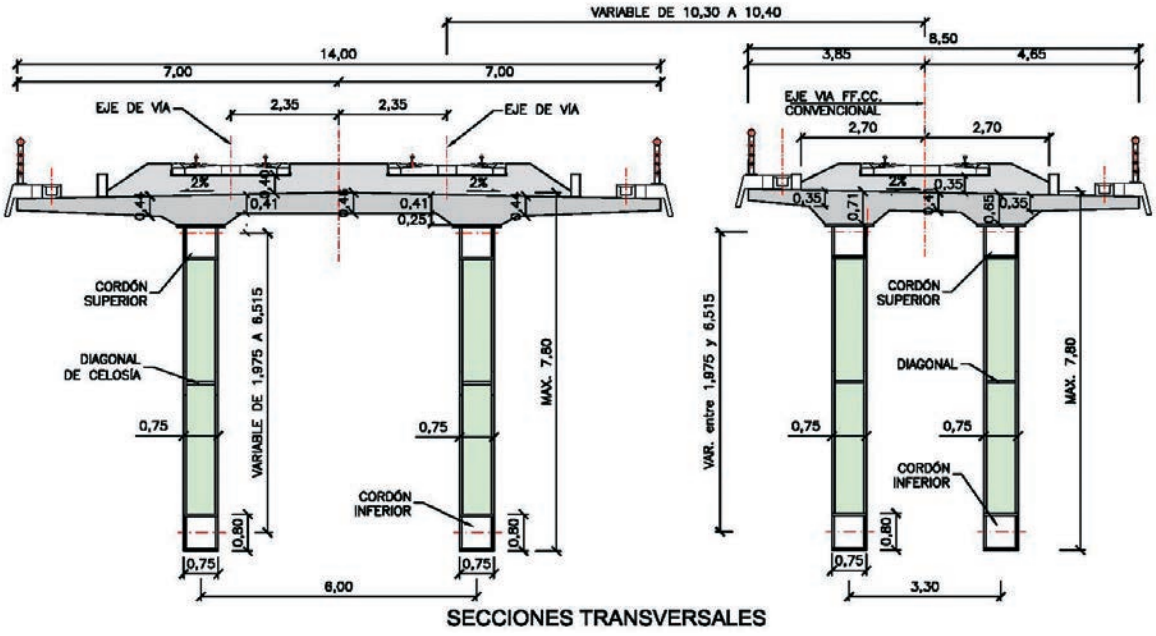


Figura 35. Secciones de los dos tableros del Viaducto sobre la Rambla de Librilla

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

por medio de riostras transversales situadas a la altura de los nudos del cordón inferior, sin necesidad de cerrar el circuito a torsión.

En lo que se refiere a los estribos, se ha tomado como fijo el E1, por sus mejores condiciones geotécnicas. A él se unen los tableros por medio de un pretensado local entre dicho estribo y los mamparos para retener acciones horizontales longitudinales (frenado y sismo longitudinal). La cimentación es profunda, utilizando pilotes de 1,80 m de diámetro.

En ambos estribos las fuerzas horizontales transversales, especialmente el sismo, se soportan por medio de topes laterales.

Los apoyos en todos los casos son esféricos, disponiendo para cada tablero en ambos estribos un apoyo libre bidireccional y un apoyo libre en dirección longitudinal.

El proceso constructivo es convencional, con un montaje del metal con grúas sobre apeos intermedios, y el posterior hormigonado de la losa sobre el metal ya desapeado.

REFERENCIAS

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

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

[3] MILLANES F. "Outstanding composite steel-concrete bridges in the Spanish HSRL". *7th International Conference on Steel Bridges. ECCS. Guimarães (Portugal)*. Junio 2008.

[4] MILLANES F., MATUTE L., ORTEGA M. [et al.] "Viaductos singulares para las L.A.V.". *IV Congreso ACHE de Puentes y Estructuras.* Valencia: ACHE, 2008.

[5] MILLANES F., MATUTE L., ORTEGA M. [et al.] "Development of steel and composite solutions for outstanding viaducts on the Spanish H.S.R. lines". *VII Congresso de Construçao Metálica e Mista.* Lisboa: CMM, Associaçao Portuguesa de Construçao Metálica e Mista, 2009. Vol. II, p. 87-96.

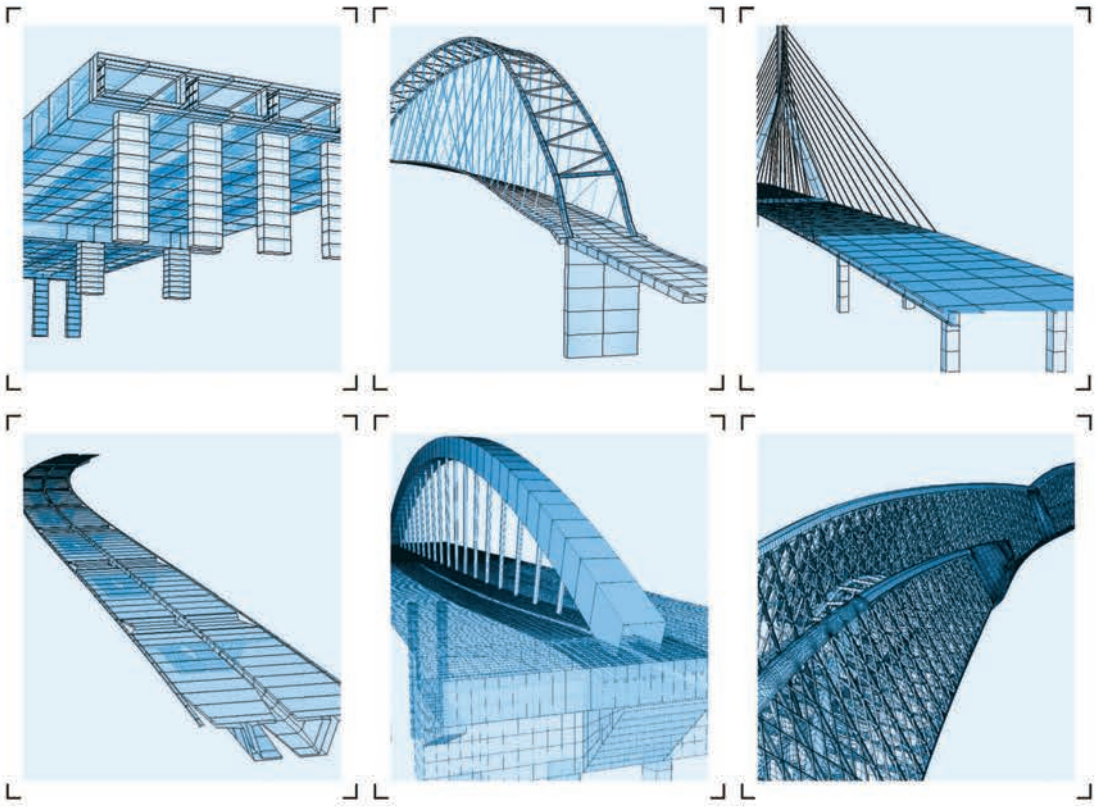
[6] MILLANES F., MATUTE L., ORTEGA M. [et al.] "Viaduct over river Ulla in the HSRL 'Eje Atlántico' in Spain: an outstanding structure in the field of composite steel-concrete HSRL bridges". *Eurosteel Conference on Steel and Composite Structures. Graz (Austria).* 2008.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

SOFiSTiK

FINITE ELEMENT SOFTWARE

Ingenieria civil – puentes:



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

CALTER Ingeniería
www.calter.es

www.sofistik.es · sofistik@calter.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Concepción y proyecto del puente ferroviario extradosado Salto del Carnero de Zaragoza-Delicias

Structural concept and design for the extradosed Salto del Carnero railway bridge at Delicias Station, Zaragoza

Peter Tanner[1] **y Juan Luis Bellod**[2]

Recibido | *Received:* 30-12-2009
Aceptado | *Accepted:* 08-07-2010

Resumen

Este artículo describe las principales ideas en las que se basa la concepción del puente ferroviario Salto del Carnero que cruza sobre ocho vías, incluida la línea de alta velocidad Madrid-Barcelona, en las proximidades de la estación de Zaragoza-Delicias. Una solución conceptual consistente resulta fundamental para conseguir una estructura fiable, funcional, económica y, al mismo tiempo, estéticamente atractiva. Para el análisis global y el dimensionado se empleó un método sencillo, aplicable a puentes mixtos, que permite por un lado analizar por separado los efectos de las acciones y de la resistencia y, por otro, garantiza el comportamiento dúctil de la estructura. Para el dimensionado de los detalles constructivos se empleó el método de los campos de tensiones, que permite al proyectista seguir la trayectoria de las fuerzas en la estructura. De esta forma, el desarrollo de los detalles se puede ajustar a su comportamiento esperado. Finalmente se incluyen algunos aspectos genéricos del proceso constructivo.

Palabras clave: concepción estructural, estructura mixta, ductilidad, detalles constructivos, campos de tensiones.

*Abstract**

The ideas underlying the conceptual design for the Salto del Carnero railway bridge spanning eight tracks, including the Madrid-Barcelona high speed railway, in very close proximity to the Saragossa Delicias station, are described in the article. A consistent conceptual design is of crucial importance with a view to obtain a reliable, functional, cost-effective and, at the same time, aesthetically attractive structure. A strain-oriented, elastic-plastic procedure was deployed for the analysis and design of the composite bridge. This method not only allows a separate treatment of action-effects and strength of a structure but also to evaluate its ductility with a sufficient degree of accuracy to design structures exhibiting a ductile behaviour. The stress field method has been used for designing structural discontinuities, enabling the engineer to map forces through the structure and to develop joints and corners in accordance with their expected behaviour. Finally, the paper includes a few comments about the construction of the overpass.

Keywords: *conceptual design, composite structure, ductility, detailing, stress field method.*

* *An extensive English language summary of the present article is provided on page 105 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.*

(1) ICCP; Ing. ETHZ (Eidgenössische Technische Hochschule Zürich). CESMA Ingenieros, S.L. (Madrid, España).
(2) ICCP. CESMA Ingenieros, S.L. (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* cesma@cesmaing.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 1. Vista general del puente ferroviario Salto del Carnero

1. INTRODUCCIÓN

Una de las principales infraestructuras de la línea de alta velocidad entre Madrid y Barcelona es la estación de Delicias en Zaragoza, en la que destaca su cubierta [1]. Su construcción supuso la reorganización de las vías férreas de acceso a la ciudad. Estas obras englobaron una estructura que permitió el cruce sobre la playa de vías situada en las proximidades de la estación para establecer la comunicación entre la red general, el taller de mantenimiento y los depósitos de material rodante. Muchos de los aspectos principales del proyecto del puente dependieron de condicionantes relacionados con el emplazamiento de la obra y de limitaciones de tipo geométrico, funcional, constructivo y económico. Por otra parte, debido a la localización del puente, el diseño debía cumplir con unas altas exigencias estéticas.

Aunque los condicionantes exigentes suelen percibirse a primera vista como un inconveniente, a menudo pueden tener un efecto catalizador en el momento de proyectar una estructura. Dado que la traducción eficaz de un número elevado de requisitos en una estructura fiable, funcional, económica y estética depende principalmente de una concepción consistente, la importancia de esta fase en todo el proyecto no se debe subestimar. Las ideas básicas en las que se basa el concepto estructural del puente ferroviario Salto del Carnero (figura 1), en especial en lo referente a la compleja interacción entre geometría, funcionalidad, materiales constructivos, fabricación, montaje, sistema estructural, detalles constructivos, fiabilidad estructural y aspectos estéticos se explican en el presente artículo. También se abordan los cambios introducidos en el proyecto durante la fase de ejecución y se incluyen algunos comentarios sobre el dimensionado de los detalles estructurales.

2. CONDICIONANTES

2.1. Geometría

Situada a tan sólo cien metros de la estación, la estructura cruza con un esviaje importante, de hasta 31º,

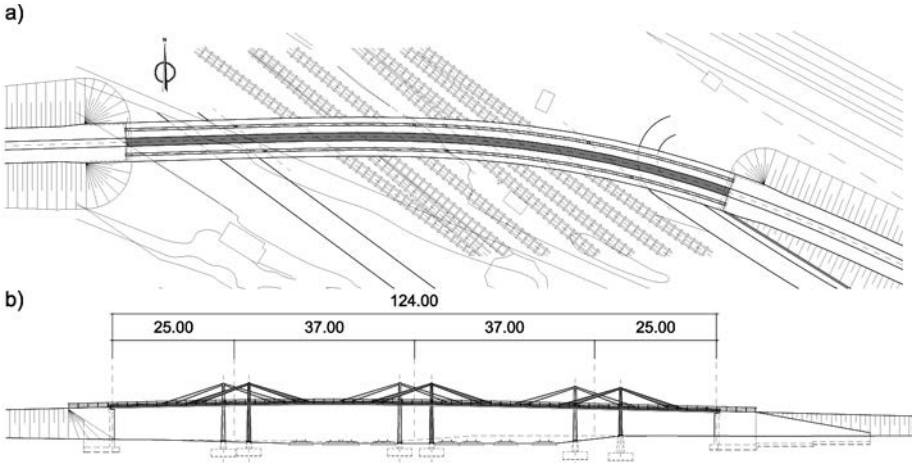


Figura 2. Puente extradosado; a) Vista en planta; b) Alzado longitudinal

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

sobre ocho Cías que comprenden la línea de alta Celocidad Madrid-Barcelona y una serie de Cías para trenes regionales y de cercanías. En planta, el trazado del puente incluye una curCa de 200 m de radio, mientras que en alzado el cruce se produce dentro de un acuerdo conCeEo con una pendiente máEima del 25‰ Ufigura 2).

2.2. Funcionalidad

La estructura soporta una única Cía en placa de ancho ibérico para uso eEclusiCo de maniobras, que eEige un gálibo horizontal de 4,60 m. La sección transCersal útil se completa con dos pasarelas de mantenimiento de 1,20 m de ancho cada una, situadas a ambos lados de la Cía Ufigura 3).

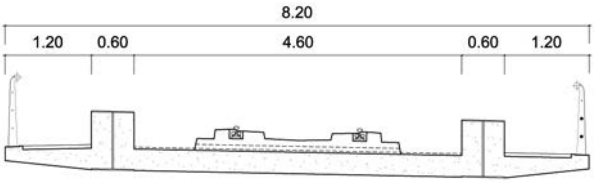


Figura 3. Sección transversal del tablero

2.3. Economía

En la mayoría de las obras públicas, las limitaciones económicas constituyen un factor decisiCo para la adopción de una determinada solución estructural entre las distintas opciones posibles. En este caso, los criterios económicos fueron especialmente importantes, ya que según los planes de la propiedad, el puente sería desmantelado tras un periodo de serCicio relatiCamente corto como resultado del cambio de trazado preCisto para la Cía de serCicio que soporta. Sin embargo, durante la fase de proyecto no se dispuso de información fiable sobre el periodo de serCicio preCisto del puente. Se decidió, por tanto, que el análisis estructural se desarrollaría de forma conserCadora, adoptando el Calor habitual para los puentes ferroCiarios U100 años).

2.4. Estética

EEiste una demanda social creciente de estructuras que no se limiten a ser simplemente funcionales, sino también estéticamente satisfactorias [2]. Por este motiCo, y debido a la cercanía con la estación de Delicias, una obra de indudable Calor arquitectónico, era necesario cuidar de manera especial los aspectos estéticos del puente. El puente debía encajar adecuadamente en un emplazamiento dominado por la estación pero, de ninguna manera, debía desaparecer o esconderse en ese escenario. El reto consistió en concebir una solución estructural moderna y tecnológicamente aCanzada que combinara elegancia, sobriedad y un uso eficiente de los materiales.

3. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

3.1. Generalidades

El concepto de cualquier estructura debe estar basado en una "idea estructuralÓ Ésta se Ca desarrollando por medio de esquemas y su Cabilidad debe demostrarse mediante cálculos simplificados. Los detalles estructurales más significatiCos se deben desarrollar en esta fase temprana del proyecto. Además de la concepción de la estructura en su conjunto y de sus detalles más importantes, en esta fase también se deben determinar las dimensiones principales de los elementos esenciales.

Las ideas básicas para la concepción del puente ferroCiario Salto del Carnero son consecuencia directa de los condicionantes enumerados en el apartado anterior. Las más importantes de estas ideas se tratan en el apartado 3.2. Lo especificado en relación con el sistema estructural Uapartado 3.3), los elementos estructurales Uapartado 3.4) y las uniones Uapartado 3.7) pone claramente de manifiesto que los aspectos claCe del proyecto de este puente ferroCiario están gobernados por los numerosos condicionantes.

3.2. Ideas básicas

3.2.1. Sistema global

Este puente está concebido siguiendo la filosofía de que la forma de la estructura surja de los diCersos requisitos funcionales y de los condicionantes asociados al emplazamiento de la obra [2]. Además de este criterio, se adoptaron otras medidas. Con el fin de mitigar posibles problemas de fatiga y rotura frágil, el sistema global debía contribuir a que los elementos estructurales no estuCieran eEpuestos a un gran número de ciclos con carreras de tensión importantes. Con este fin, la sensibilidad de los elementos estructurales ante las cargas por eje de los trenes debía minimizarse. Por tanto, no resultaban conCenientes los elementos estructurales con reducidas longitudes de influencia. En el caso de un puente miEto, este objetiCo puede alcanzarse mediante la disposición de una losa de hormigón sin Cigas transCersales. Por otra parte, el sistema global debía contribuir a atenuar los efectos dinámicos, para lo cual, el número de juntas de dilatación debía reducirse al mínimo.

El sistema global también debía ser coherente con el principio de tolerancia al daño. Para ello, la redistribución de los esfuerzos debe ser posible, por ejemplo en el caso de la formación de fisuras por fatiga. De esta forma, las fisuras pueden detectarse durante las inspecciones de rutina y ser reparadas antes de que pueda tener lugar un fallo estructural con consecuencias no deseadas. En el mismo conteEto, el sistema global debía contribuir a facilitar las tareas de inspección y mantenimiento del puente. En concreto, el concepto estructural adoptado debía permitir un fácil acceso a los elementos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

y detalles críticos frente a la fatiga y la corrosión para su inspección y mantenimiento.

3.2.2. Elementos estructurales

Las secciones transversales debían elegirse de forma que sus características se ajustaran a la función estructural de los elementos. En otras palabras, se buscaba minimizar las dimensiones geométricas de las secciones transversales y, dependiendo de la función del elemento, maximizar su resistencia y rigidez. La compatibilidad entre los perfiles y sus uniones constituyó también un parámetro importante para la selección de las secciones transversales.

Teniendo en cuenta los aspectos antes mencionados, se eligieron en este caso elementos estructurales con secciones transversales de acero, hormigón y mixtas de acero y hormigón. Aprovechando las características de cada material, cada elemento debía conformarse en función de su situación dentro del sistema:

- La sección de acero de las vigas principales debía estar parcialmente embebida en hormigón. De esta manera, se evita la abolladura de las chapas de acero delgadas y, además, las vigas se pueden conectar fácilmente a la losa de hormigón.
- La disposición de elementos mixtos con perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón permite alcanzar una resistencia y una rigidez suficientes de las pilas, manteniendo a la vez las dimensiones de las secciones transversales relativamente pequeñas. Además, la presencia de estos perfiles facilita la conexión con la sección metálica de las vigas longitudinales.
- Con el fin de concebir un tablero sin vigas transversales, como se reclama en el apartado 3.2.1, resulta conveniente una solución con losa de hormigón armado.
- El uso de acero estructural es aconsejable para los elementos solicitados por fuerzas de tracción. La elección de su sección transversal depende de su compatibilidad con el tipo de uniones adoptado (apartado 3.7).

Otro criterio importante para la elección de las secciones transversales de los diferentes elementos está relacionado con la estética del conjunto, por su influencia decisiva en la percepción de la estructura por el usuario. Como se sugirió en el contexto de la sección de las pilas, la concepción de elementos mixtos permite una reducción considerable de las dimensiones de su sección transversal, medida que contribuye a la mejora del aspecto visual del puente [2].

3.2.3. Detalles constructivos

Dado que el periodo de servicio previsto para el puente Salto del Carnero es menor que en otros puentes ferroviarios, los problemas de fatiga parecen estar, a priori, atenuados. Sin embargo, siempre se debe tener como meta una buena concepción de los detalles. Por dos razones, los detalles constructivos requieren la misma atención en el presente caso que en los puentes convencionales de ferrocarril. Por un lado, como se indica en el apartado 2.3, el periodo de servicio previsto podría ampliarse en el futuro de manera que, finalmente, se podría alcanzar el periodo de servicio nominal para los puentes de ferrocarril. Por otra parte, no sólo el comportamiento frente a fatiga depende de la concepción y ejecución cuidadosas de los detalles estructurales. También contribuyen a mejorar aspectos como la facilidad de fabricación, la resistencia a la rotura frágil y la correcta transmisión de las cargas, entre otros.

De forma general, se deben considerar los siguientes aspectos en la concepción de los detalles constructivos de un puente mixto, como es el caso del puente ferroviario Salto del Carnero:

- La geometría de los detalles estructurales debe ser tal que se eviten las concentraciones de tensiones. Para ello se deben diseñar transiciones suaves entre elementos con diferentes secciones transversales.
- El comportamiento estructural de las uniones debe ser compatible con el comportamiento de los elementos estructurales a unir.
- Los mecanismos de transmisión de las cargas deben ser simples e inequívocos, evitándose los complejos detalles de unión con piezas múltiples [2].
- Los dispositivos de unión deben estar concebidos de forma que respeten sus modos de resistencia más eficaces (por ejemplo, para que transmitan tensiones tangenciales en lugar de tensiones normales).
- La concepción de los detalles constructivos debe ser compatible con los métodos de fabricación, que además deben ser lo más sencillos posible. De hecho, los procedimientos de fabricación sencillos pueden contribuir a mejorar la calidad de la ejecución. Este es un aspecto importante, ya que los mecanismos de fallo, como por ejemplo la fatiga o la rotura frágil, dependen en gran medida de la presencia de imperfecciones y de sus dimensiones.
- Debe estar prevista la accesibilidad para la inspección y el mantenimiento, en particular de los detalles constructivos donde podrían iniciarse mecanismos de fallo (por ejemplo, de corrosión o fatiga).

3.2.4. Fabricación y montaje

El único condicionante relacionado con la fabricación y el montaje del puente fue el que resulta del ajustado plazo que existía para su construcción. Por lo tanto, para reducir el tiempo de ejecución era recomendable generalizar

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

las técnicas de prefabricación. Consecuentemente, también desde ese punto de vista se imponía la adopción de una solución mixta de acero y hormigón. Dado que las vías sobre las que cruza el puente no estaban en servicio durante su construcción, no se necesitaba adoptar medidas particulares durante la fase de montaje.

En el caso de puentes de ferrocarril, para evitar problemas de rotura frágil o fatiga, resulta especialmente importante que la ejecución alcance los niveles de calidad exigidos. Los procedimientos de fabricación y montaje deben escogerse para que sean compatibles con las tolerancias admisibles. Un adecuado control de calidad contribuye al cumplimiento de estos requisitos. Debido a la interacción entre concepción estructural, ejecución y calidad, las medidas más importantes del control de calidad deben definirse desde la fase inicial del proyecto. Finalmente, durante la ejecución resulta imprescindible una buena comunicación entre la constructora y el ingeniero proyectista. Cambios del proyecto original deben someterse a la aprobación de su autor, mientras que cambios de último minuto deben evitarse, ya que a menudo están en el origen de problemas que puedan surgir durante la posterior fase de explotación.

3.3. Sistema estructural

El tablero del puente, de 8,2 m de ancho, es mixto de hormigón y acero (figura 3). Está formado por dos vigas mixtas de sección en doble T separadas 5,2 m, parcialmente embebidas en el hormigón, y una losa inferior de hormigón armado con ménsulas de 1,5 m en ambos bordes del tablero. La vía del tren se aloja entre las vigas longitudinales, mientras que las pasarelas de mantenimiento se sitúan en el exterior, sobre las ménsulas de la losa de hormigón. Dado que las vigas se elevan sobre la losa, el tráfico ferroviario queda separado físicamente del personal de mantenimiento que recorre las pasarelas.

La longitud total de 124 m del puente se divide en dos vanos laterales de 25 m y dos vanos centrales de 37 m cada uno (figura 2). El tablero se apoya en tres pilas, cuyos fustes están alineados con las vigas que soportan. En planta, la alineación de los dos fustes de cada pila es paralela a las vías que cruza el puente, por lo que las pilas cuentan con un fuerte esviaje respecto al tablero.

Los fustes de las pilas atraviesan el tablero, sobre el que se elevan hasta una altura de 4,4 m (figura 4). Dos tirantes rígidos conectan la cabeza de los fustes de cada pila con la viga correspondiente a una distancia aproximada de 12 m de la intersección entre la viga y el fuste. Con esta disposición, además del soporte rígido proporcionado por los fustes y los estribos, las vigas longitudinales disponen de una serie de apoyos elásticos intermedios, materializados por los tirantes. Estos elementos se han situado de forma que dividen los vanos centrales en tres partes aproximadamente iguales y los vanos laterales en dos partes iguales, lo que permite limitar el canto de las vigas a 800 mm. El fuerte esviaje y la disposición de las pilas determinan el alzado del conjunto, caracterizado por tres pares de triángulos, formados cada uno de ellos por dos tirantes y el tablero, que recuerdan los triángulos de los lucernarios de la cercana estación.

3.4. Elementos estructurales

3.4.1. Tablero

El tablero consta de dos vigas mixtas longitudinales conectadas por una losa de hormigón armado. Cada una de las vigas está constituida por un perfil armado con sección en doble T de 800 mm de canto y 600 mm de ancho, parcialmente embebido en el hormigón y conectado con la losa. Las alas tienen espesores que varían entre 20 mm y 60 mm, mientras que el espesor de las almas es de 15 mm. La losa de hormigón tiene un espesor constante de 0,30 m entre las vigas longitudinales, disminuyendo hasta 0,20 m en el borde de los voladizos laterales. De acuerdo con las ideas básicas para la concepción estructural (apartado 3.2.1), el tablero proyectado no requiere vigas transversales (figuras 3 y 5).



Figura 4. Vista superior del puente

3.4.2. Pilas

Los fustes de cada pila son tubos metálicos de sección circular rellenos de hormigón, cuyo diámetro varía desde 400 mm en coronación hasta 800 mm en el empotramiento con la cimentación. Los tirantes rígidos de acero estructural son armados, con una sección en cajón de 200 mm de ancho y canto variable entre 300 mm en la coronación de la pila y 800 mm en la unión con las vigas (figura 4). La disminución del canto de su sección transversal hacia la cabeza de las pilas contribuye a reducir los momentos flectores que solicitan estos elementos. Además, la geometría adoptada acentúa el flujo de las fuerzas hacia la coronación de las pilas, donde se transmiten a los fustes.

3.4.3. Estribos y cimentaciones

El estribo occidental del puente es convencional, de tipo cerrado, con aletas en vuelta de hormigón armado para la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

contención de tierras. El estribo oriental está formado por un cajón de hormigón armado relleno de graCa Ufigura 6). Esta disposición Gene determinada por el sistema elegido para la transmisión de las fuerzas longitudinales desde el tablero hasta el terreno Uapartado 3.6). Los parámetros geotécnicos permitieron que la cimentación de estribos y pilas fuera directa mediante zapatas.

Las juntas entre tablero y estribos se disponen de forma ortogonal a la Cía, obligando de esta forma a que las ruedas de un mismo eje apoyen simultáneamente sobre la estructura o sobre el terraplén. Las cuñas de transición se realizan mediante bloques técnicos a fin de reducir el riesgo de asientos diferenciales entre terraplén y estructura.

3.5. Estabilidad transversal

Debido al trazado del puente, con un radio mínimo de 200 m y una pendiente del 25‰, y al uso eEclusiCo de la Cía para maniobras, la Celocidad de proyecto para los trenes es reducida, de tan sólo 40 km/h. Por tanto, la pequeña fuerza centrífuga resultante permitió una solución conceptualmente muy sencilla para asegurar la estabilidad transCersal del puente. Conectando el tablero del puente con los fustes de las pilas, la combinación de cada par de fustes y el tablero constituye una estructura porticada Ufigura 5). Los tres pórticos resultantes, junto con los apoyos horizontales en los estribos, proporcionan la suficiente resistencia para transmitir las fuerzas horizontales, incluidas las fuerzas centrífugas inducidas por los trenes, desde el niCel del tablero hasta las cimentaciones. Esta solución también garantiza una rigidez adecuada para el correcto comportamiento en serCicio del puente. Con el diseño conceptual descrito no son necesarios elementos transCersales ni diagonales para hacer intraslacionales los pórticos, lo cual contribuye positiCamente a la calidad estética del puente.

3.6. Fuerzas de arranque y frenado

El punto fijo de la estructura frente a las acciones horizontales se encuentra en el estribo oriental. Por medio

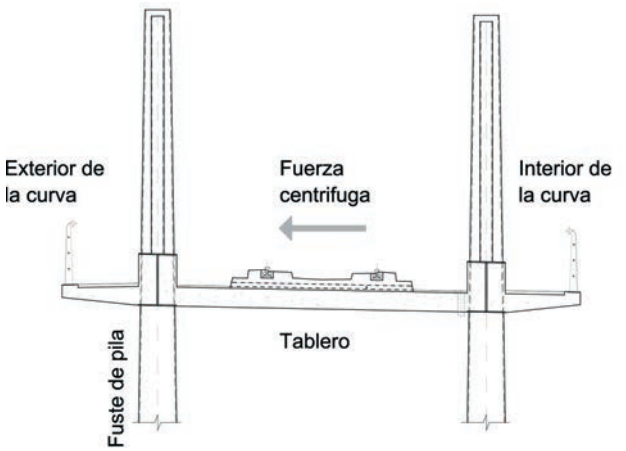


Figura 5. Pórtico formado por los fustes de una pila y el tablero del puente

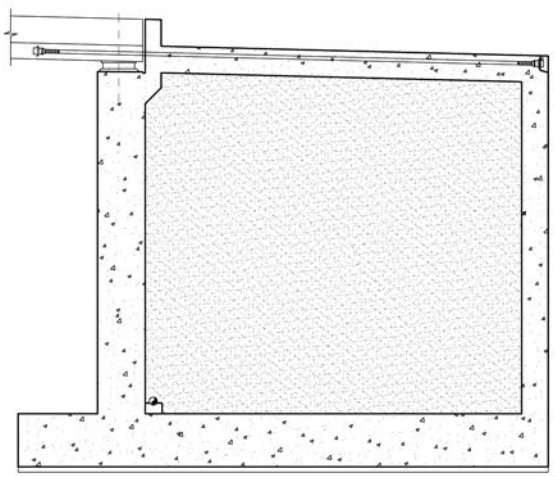


Figura 6. Transmisión por gravedad de fuerzas de arranque y frenado del tablero del puente al terreno en el estribo oriental

de cuatro cables de pretensado Ufigura 6), el tablero se ancla a la losa superior de este estribo. En la junta Certical entre tablero y estribo se disponen dos aparatos de apoyo de neopreno zunchado. De esta forma, las fuerzas longitudinales de arranque y frenado se transmiten al estribo, bien a traCés de los cables, bien por contacto si la carga horizontal empuja al tablero contra el estribo, y finalmente al terreno. La estabilidad del estribo se alcanza por graCedad, para lo cual fue proyectado como un cajón bicelular cuyo peso se aumenta por medio de un relleno de graCa Uapartado 3.4.3.) para equilibrar las fuerzas transmitidas por el tablero.

3.7. Uniones

3.7.1. Conexión acero-hormigón

Para la transmisión de los esfuerzos rasantes entre el hormigón y la Ciga metálica se adoptó un sistema formado por tres mecanismos diferentes Ufigura 7). En primer lugar, el perfil armado se conectó al hormigón por medio de tres filas de pernos conectadores soldados a ambos lados del alma. En segundo lugar, se perforó el alma de las Cigas con unos taladros para permitir la continuidad de la armadura transCersal superior de la losa. De esta forma, además de su función habitual, las barras actúan también como pasadores con capacidad para transmitir una parte de los esfuerzos rasantes al ejercer una presión de contacto sobre el borde de los taladros. Finalmente, estos taladros de paso de la armadura se proyectaron con unos radios generosos para facilitar el hormigonado, disposición que proporciona un mecanismo de coneEión adicional entre el acero y el hormigón, similar al mecanismo de los conectadores tipo *Perfobond* [3].

Los esfuerzos rasantes últimos de los tres tipos de coneEión descritos no pueden sumarse de forma directa ya que pueden eEistir diferencias significatiCas entre sus respectiCas características carga-deformación. Al menos intuitiCamente, parece claro que la capacidad de defor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

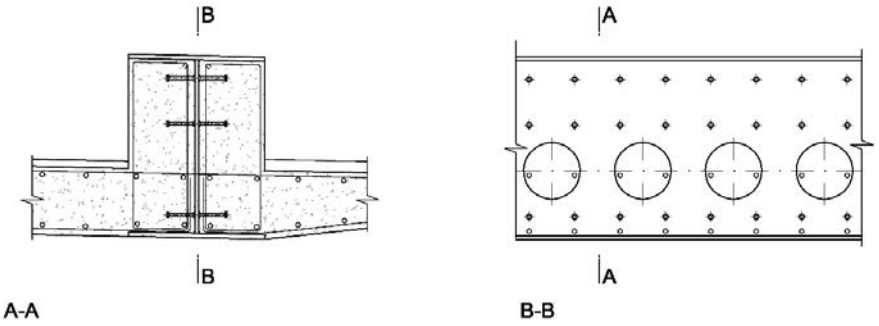


Figura 7. Conexión acero-hormigón

mación de la coneEión proporcionada por los huecos en el alma no permite una redistribución plástica de los esfuerzos rasantes. Por otro lado, el comportamiento de los otros dos tipos de coneEión es dúctil. Por tanto, para Cerificar la seguridad estructural de la coneEión se despreció el efecto de los huecos en el alma y sólo se tuCo en cuenta la contribución a la resistencia última de los pernos conectadores y de la armadura transCersal de la losa.

3.7.2. Unión viga-tirante

La transferencia de las cargas desde las Cigas longitudinales miEtas a los tirantes rígidos se materializa por medio de uniones atornilladas. Se adoptó una solución con tornillos pretensados de alta resistencia para aumentar la resistencia a fatiga con respecto a una unión soldada.

Para facilitar la coneEión en la zona de la unión, las Cigas metálicas en doble T se transformaron en un cajetín formado por el ala inferior de las Cigas y un alma doble Ufigura 8). A traCés de un hueco en el ala superior de la Ciga, el eEtremo inferior de los tirantes se aloja en ese cajetín. Cada unión Ciga-tirante se establece por medio de 16 tornillos pretensados de alta resistencia. Los tornillos se concentran en torno al punto de intersección entre los ejes de las Cigas y tirantes, con el fin de reducir la rigidez de la unión y, por tanto, los momentos flectores que solicitan los tirantes.

La fuerza de pretensado de los tornillos se definió de forma que, bajo condiciones de serCicio, las cargas fueran transmitidas por rozamiento. La protección frente a la corrosión es particularmente importante en esta unión, por lo que se proyectó tratar los cajetines en su interior mediante una pintura de protección y cerrarlos mediante tapas estancas. Éstas debían ser desmontables para que la unión fuera accesible a efectos de las actuaciones periódicas de inspección y de mantenimiento.

3.7.3. Unión tirante-pila

Los tirantes son continuos sobre las pilas Ufigura 9). La transmisión de la carga Certical desde los tirantes a la

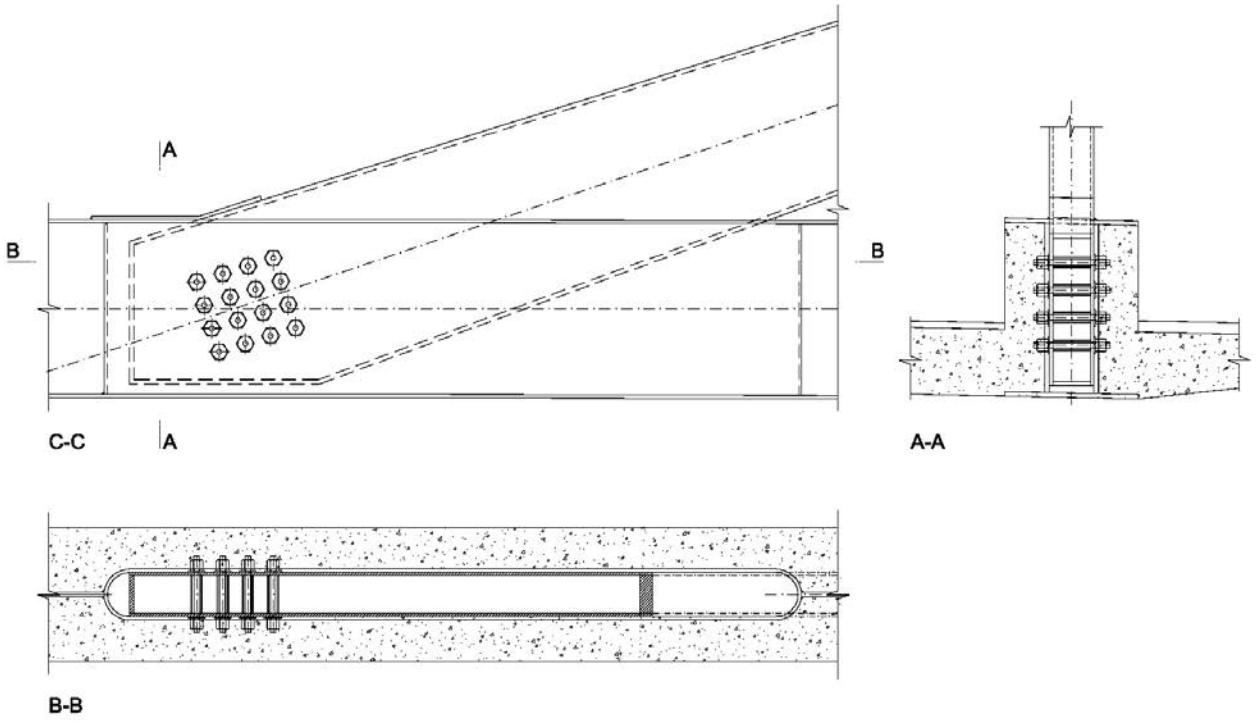


Figura 8. Unión del tirante rígido con la viga longitudinal del tablero

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

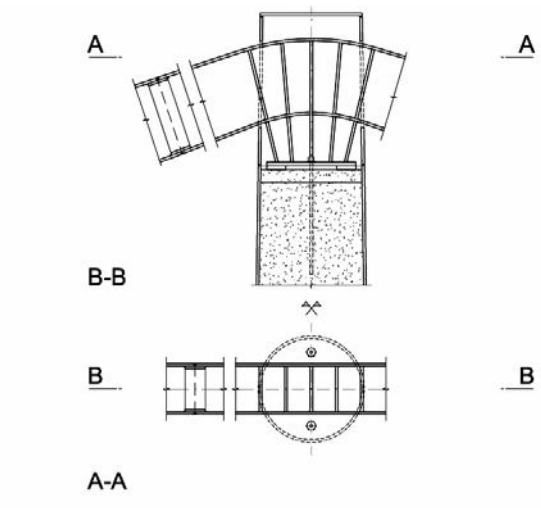


Figura 9. Cabeza de pila con tirante continuo

cabeza de la pila se logra por presión de contacto. Con este fin se colocan en los tirantes una serie de rigidizadores transversales dispuestos radialmente. La diferencia entre las componentes horizontales de las fuerzas de tracción correspondientes a cada uno de los brazos de un mismo tirante se transmite por rozamiento a la cabeza de la pila. Para alcanzar una robustez adecuada, los tirantes y la pila se unen adicionalmente por medio de barras postesadas de alta resistencia.

3.7.4. Unión tablero-pila

Las vigas longitudinales del tablero son continuas sobre las pilas, transformando los esfuerzos cortantes de las vigas en esfuerzos axiles en las pilas mediante uniones soldadas entre las almas de las vigas metálicas y los perfiles tubulares de las pilas. El ala inferior de las vigas se ensancha en la zona de unión con las pilas para resistir las fuerzas de compresión correspondientes al momento flector negativo en la zona de las pilas (figura 10). Para lograr el efecto pórtico buscado con la unión de las pilas y el tablero, la armadura transversal de la losa de hormigón, reforzada en esta zona, se conecta a los fustes de las pilas (figuras 11 y 12).

4. DIMENSIONADO

4.1. Análisis global

La fiabilidad de un sistema estructural depende en gran medida del tipo de comportamiento, dúctil o frágil. Un sistema con un comportamiento frágil es mucho menos fiable que un sistema similar con un comportamiento dúctil. La incidencia del modo de fallo es aún más importante si se considera que el comportamiento de las estructuras frágiles puede ser muy sensible a los efectos de algunas acciones, tales como la fluencia, retracción, temperatura, asientos diferenciales o sismo, afectadas por grandes incertidumbres, por lo que el colapso podría producirse de forma repentina, sin previo aviso. Mediante un método elastoplástico ([4] y [5]), basado en las deformaciones unitarias, se puede determinar el comportamiento de las secciones mixtas en términos de sus diagramas momento-curvatura. Dichos diagramas no sólo pueden utilizarse para obtener la resistencia última de la sección, sino también para evaluar su ductilidad con un grado de precisión suficiente para proyectar estructuras cuyo comportamiento dúctil esté asegurado.

4.2. Dimensionado de los detalles estructurales

Los métodos actualmente disponibles para el análisis estructural de los elementos de hormigón armado no permiten a los ingenieros conocer la trayectoria de las fuerzas a través de los elementos [6]. Esto resulta especialmente problemático cuando se trata de dimensionar



Figura 10. Vista inferior del tablero con la intersección viga-fuste de pila

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

discontinuidades estructurales como las uniones y los nudos. En los últimos años se han dado importantes mejoras en el análisis de estructuras de hormigón armado como consecuencia de la introducción del método de los campos de tensiones [7], con el que pueden desarrollarse modelos de cálculo basados en el teorema estático de la teoría de la plasticidad. Los campos de tensiones también pueden emplearse en el dimensionado de los detalles de estructuras miEtas. Para ello, es conCeniente reformular el citado teorema de la siguiente maneram"Se selecciona un campo de tensiones que cumpla con las condiciones de equilibrio y de borde. Dada la geometría de las secciones transCersales de hormigón y acero estructural, se debe proporcionar una armadura y unos dispositiCos de coneEión de tal forma que la resistencia supere o iguale las correspondientes fuerzas internas en todos los puntosÓ

En general, en el dimensionado de los nudos miEtos se puede seguir el siguiente procedimiento práctico adaptado de [7]m

- Determinación de los esfuerzos en los elementos adyacentes al nudo.
- Análisis de los esfuerzos en términos de sus resultantes.
- Definición de las secciones necesarias de hormigón, acero estructural y armadura pasiCa.
- Análisis de los detalles de los nudos por medio del estudio de los campos de tensiones.
- Disposición de las armaduras y de los dispositiCos de coneEión.
- Iteración de este proceso, en caso necesario.

4.3. Nudos de los pórticos transversales

4.3.1. Generalidades

El comportamiento como pórtico del conjunto formado por los fustes de una pila y el tablero, que contribuye a la estabilidad transCersal del puente, sólo puede alcanzarse si las uniones entre los elementos muestran un adecuado comportamiento estructural. En el dimensionado de estos detalles se tiene en cuenta si las fuerzas de compresión solicitan la cara eEterior o interior del nudo. En el caso del nudo situado en el eEterior de la curCa, la compresión se localiza en la cara interior del nudo y, en el caso del nudo del interior de la curCa, la tracción se localiza en la cara interior. En ambos casos el dimensionado de los nudos se desarrolló de acuerdo con el procedimiento enunciado en el apartado 4.2.

4.3.2. Tracción en la cara interior

Este nudo está sometido a fuerzas de compresión en su cara eEterior. Éstas se deben desGar dos Ceces para conseguir el efecto pórtico necesario Ufigura 11). Las condiciones de equilibrio en el nudo eEigen la disposición de unos tirantes en la cara inferior del tablero y en el interior del fuste que resistan las tracciones solicitantes. Según [7], toda desGación de la biela de compresión debe trasladarse a la superficie del hormigón, un efecto que sólo puede lograrse si se moGiliza la capacidad completa de las armaduras horizontal y Certical al eEterior de sus respectiCas regiones nodales. Por esta razón, y debido a que la longitud de anclaje disponible en el Coladizo no era suficiente para anclar la potente armadura requerida en la cara inferior del tablero y concentrada en una banda con una anchura reducida, fue necesario colocar una placa de anclaje en la cara

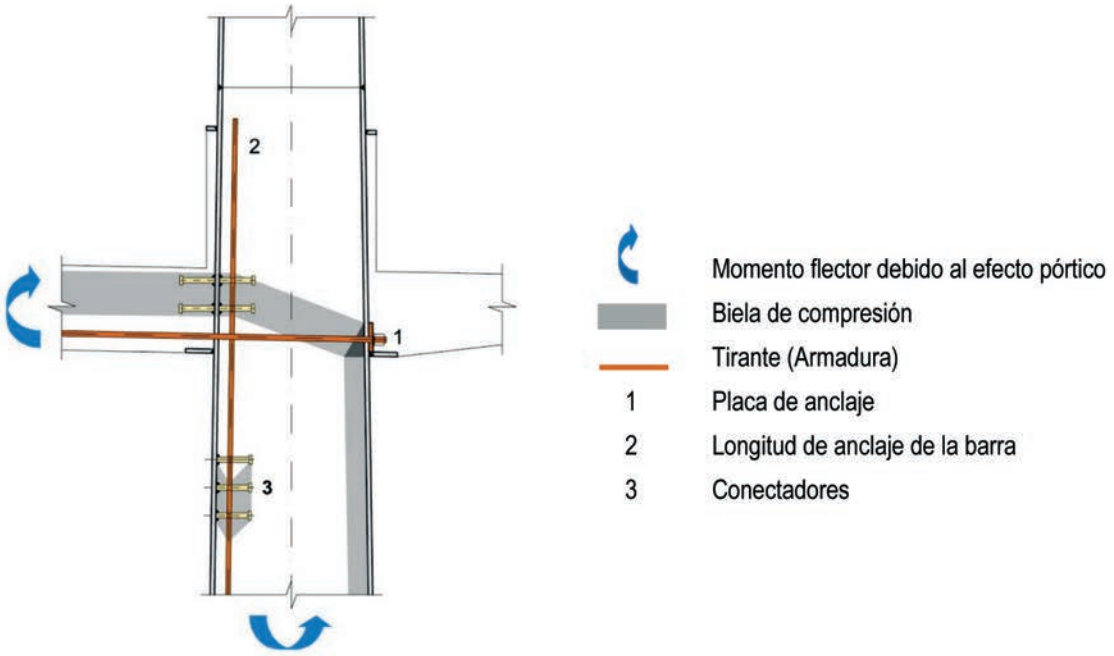


Figura 11. Campo de tensiones en el nudo con compresión en la cara exterior

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

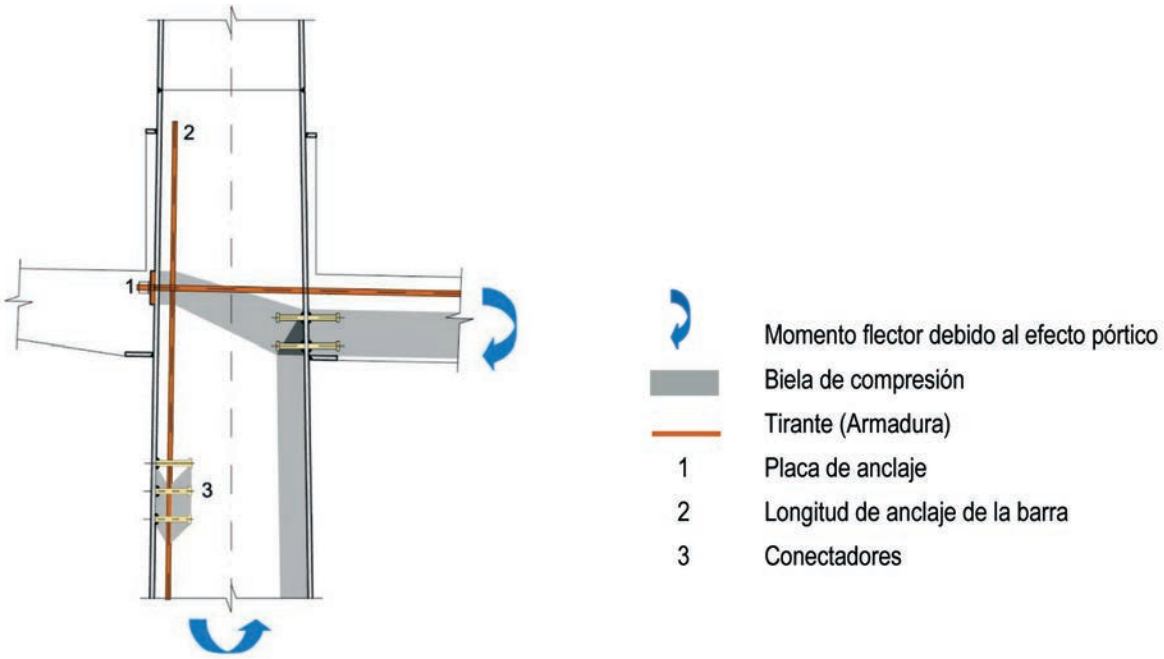


Figura 12. Campo de tensiones en el nudo con compresión en la cara interior

eEterior del fuste de la pila. Por el contrario, en el caso de la armadura Certical de la pila la longitud de anclaje por encima de la región nodal era suficiente. Las fuerzas de tracción resistidas por esta armadura se transmiten al fuste de la pila mediante conectadores soldados a la cara interior del tubo metálico. Como este elemento constituye una discontinuidad entre las bielas horizontal y diagonal, y como para la introducción directa de la componente Certical de esta última en la sección metálica de la pila no se puede contar con la coneEión por adherencia entre el hormigón y el acero, también se dispusieron conectadores en esta región nodal.

4.3.3. Compresión en la cara interior

Las bielas de compresión horizontal y Certical se encuentran en la región nodal, donde están en equilibrio con la biela diagonal Ufigura 12). La fuerza de compresión de esta diagonal está en equilibrio con los elementos traccionados horizontal y Certical situados en la cara eEterior del nudo. La armadura horizontal se ancla en el eEterior del fuste de la pila por medio de placas de anclaje, mientras que la armadura Certical situada en el interior del fuste de la pila se ancla fuera de la región nodal. La fuerza resistida por la armadura Certical se transmite al fuste de la pila por medio de pernos conectadores soldados al perfil tubular. Los pernos dispuestos en la región nodal donde confluyen las bielas horizontal, Certical y diagonal no son estrictamente necesarios para la transferencia de las fuerzas a traCés de la discontinuidad generada por el elemento metálico tubular. No obstante, su disposición permite transmitir una parte de la fuerza de compresión a la sección metálica, incluso en el caso de que el contacto entre hormigón y acero estuCiera deteriorado por efectos poco acotados como son los debidos a las cargas Cariables repetidas o la retracción del hormigón.

5. EJECUCIÓN

La empresa constructora realizó algunas modificaciones en el proyecto original del puente. En concreto, realizó un nueCo análisis estructural empleando unas fuerzas centrífugas y de frenado superiores a las de proyecto. Posiblemente esta decisión se debiera a la recomendación contenida en el Eurocódigo [8] de aumentar la Celocidad de proyecto para cubrir hipotéticos cambios futuros en la infraestructura o en el material rodante. La fuerza centrífuga es especialmente sensible a un aumento de la Celocidadmel Calor de esta fuerza depende del cuadrado de la Celocidad. El resultado de aumentar la Celocidad de proyecto fue que las fuerzas centrífugas, considerablemente superiores, ya no podían transmitirse hasta el terreno mediante el efecto pórtico resultante de la unión del tablero y las pilas del puente. A estos efectos resultó necesario disponer una Ciga transCersal que une los fustes de la pila por debajo del tablero.

No obstante, teniendo en cuenta el trazado de la Cía Uapartado 2.1) y el uso preCisto del puente para maniobras Uapartado 2.2), la adopción de una Celocidad de proyecto superior a 40 km/h parece, en el mejor de los casos, muy conserCadora. Aún así, finalmente el puente fue construido de acuerdo con esta lectura restrictiCa de la normatiCa. En comparación con la solución de proyecto, desafortunadamente este cambio dio lugar a una pérdida en la calidad estética de la estructura.

La construcción del puente se inició con la ejecución de los estribos y cimentaciones de pilas, tras lo cual se procedió al montaje de la estructura metálica de las pilas. AproCechando la eEistencia de una plataforma de trabajo sin circulación ferroCiaria, se dispuso una cimbra conCencional en todo el ancho del tablero,

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 13. Proceso constructivo; a) Cimbra; b) Armadura de la viga en la zona de unión viga-tirante

apoyando sobre ella los perfiles metálicos de las vigas metálicas longitudinales. Finalmente se instalaron los tirantes mediante grúas, se colocó la ferralla y se hormigonó el tablero (figura 13).

6. CONCLUSIONES

Los condicionantes geométricos y funcionales fueron los requisitos dominantes en la concepción estructural del puente ferroviario Salto del Carnero, situado en las inmediaciones de la estación de Delicias en Zaragoza. Se llevó a cabo una cuidadosa planificación, teniendo en cuenta no sólo la compleja interacción entre la geometría, la funcionalidad, la construcción y la concepción estructural del puente, sino también la economía de la solución adoptada y su calidad estética.

La traducción de un gran número de requisitos a un sistema eficaz, económico y sin elementos decorativos, que resista además las más severas exigencias estéticas, depende principalmente de una concepción consistente. Este puente es un claro ejemplo de la importancia de esta fase en un proyecto estructural. Cuando se plantea correctamente el enfoque conceptual, la solución sufrirá solamente pequeños cambios en las siguientes fases de proyecto. Este caso muestra también que unos condicionantes exigentes pueden tener un efecto catalizador para el desarrollo de una solución estructural de carácter moderno o innovador con un equilibrio adecuado entre economía y estética.

DATOS TÉCNICOS

Ubicación	Zaragoza
Año de construcción	2002
Longitud total [m]	124
Ancho del tablero [m]	8,2
Acero estructural	
– Pilas [t]	33
– Tablero [t]	117
– Tirantes [t]	40
Hormigón in situ	
– Cimentación Estribos [m^3]	235
– Alzado Estribos [m^3]	324
– Cimentación Pilas [m^3]	232
– Alzado Pilas [m^3]	19
– Tablero [m^3/m^2]	0,39
Acero de armar	
– Cimentación Estribos [t]	14
– Alzado Estribos [t]	26
– Cimentación Pilas [t]	14
– Tablero [t]	160
Coste total estimado [€]	670.000

REFERENCIAS

[1] TANNER P., BELLOD J.L. and CALVO J.M. "Roof structure for the new Zaragoza Delicias station. Concept and design". *Structures for high-speed railway transportation. IABSE Report.* Vol. 87, 2003. ISBN 3-85748-109-9.

[2] KUMARASENA S, McCABE R, ZOLI T. and PATE D. "Zakim, Bunker Hill Bridge, Boston, Massachusetts". *Structural Engineering International*, 2003, Col. 13, nº 2, p. 90-94.

[3] SAUL R. "Puentes de gran luz con sección compuesta doble". *Puentes mixtos. Estado actual de su tecnología y análisis*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1993. p.173-205. ISBN 84-604-6812-7.

[4] *RPX-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos en carreteras*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1996. ISBN 84-498-0223-8.

[5] TANNER P. "Strain oriented design of steel and composite bridges". *Nordic Steel Construction Conference 98 : Bergen, Norway, September 14th - 16th, 1998*. *Norwegian Steel Association*, Oslo, 1998. ISBN 82-91466-02-5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

[6] MAC GREGOR J.G. "Challenges and changes in the design of concrete structures". *Concrete International*, 1984, Col. 6, nº 2, p. 48-52.

[7] MUTTONI A., SCHWARTZ J. and THÜRLIMANN B. *Design of concrete structures with stress fields*. Basel [etc.]: Birkhäuser, 1997. 143 p. ISBN 3-7643-5491-7.

[8] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *EN 1991-2. Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges*. Brussels: European Committee for Standardisation, 2003.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

– Promotor	GIF, Gestor de Infraestructuras Ferroviarias
– Ingeniería estructural	
Proyecto	CESMA Ingenieros
Obra	Oficina Técnica FCC
– Empresa constructora	UTE FerroMial Agromán-FCC
– Director de obra	Ainar Romeu
– Gerente de la UTE	Ignacio Muñiz
– Jefe de obra	Ricardo Tirado

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Viaducto sobre la línea de alta velocidad Madrid-Levante

CESMA ingenieros

Puentes

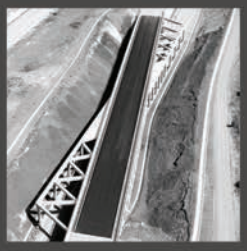
Estructuras de edificación

Estructuras soterradas

Obras hidráulicas

PROYECTO - ASISTENCIA TÉCNICA - EVALUACIÓN - REHABILITACIÓN - REFUERZO







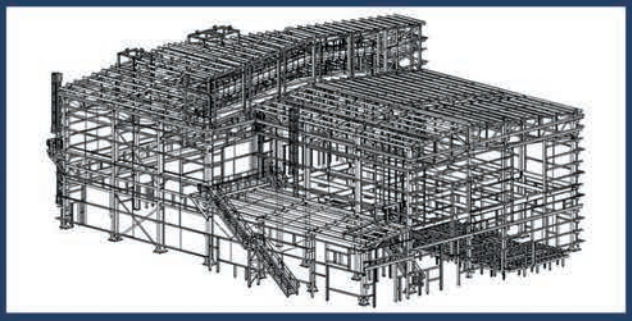
www.cesmaing.com

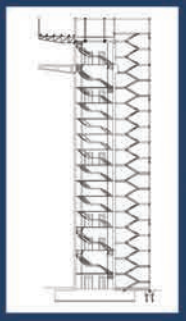
C/ Villa de Marín 6, Local 4. 28029 Madrid. Tel 91 3230907. Fax 91 7333359. E-mail: cesma@cesmaing.com

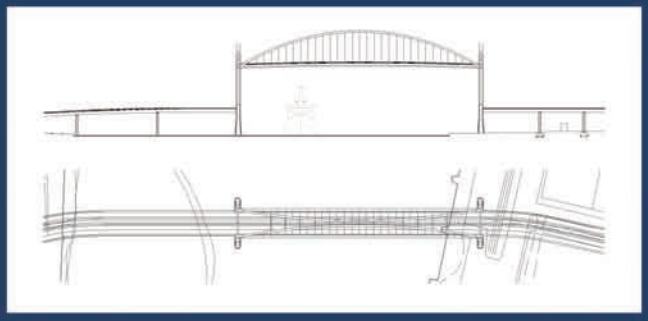
EXPERIENCIA

CALIDAD

SERIEDAD



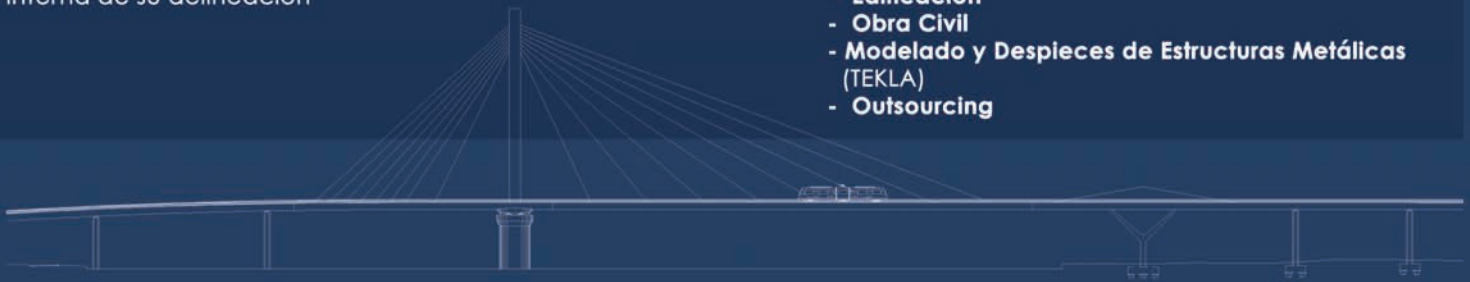




En Delineación de Estructuras estamos al servicio del cliente, desde trabajos puntuales, hasta la gestión interna de su delineación

Nuestros servicios:

- **Grandes Puentes, Viaductos, Puentes y Pasarelas**
- **Estructuras Singulares**
- **Edificación**
- **Obra Civil**
- **Modelado y Despieces de Estructuras Metálicas** (TEKLA)
- **Outsourcing**



Nuestros principales clientes:

ARENAS Y ASOCIADOS, S.L / AR2V INGENIERÍA Y PROYECTOS, S.L./ AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A./ BRIDGE SOLUTIONS AND STRUCTURAL ANALYSIS S.L./ CALLFER, S.A./ CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L./ CESMA INGENIEROS, S.L./ FERROVIAL AGROMAN, S.A./ FHECOR INGENIEROS CONSULTORES, S.A./ INTECSA-INARSA, S.A./ INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE S.A./ SILGA, S.L./ MARTINEZ SEGOVIA/ FERNANDEZ, PALLAS Y ASOCIADOS, S.A./ PROYECTOS Y SERVICIOS, S.A./ SANCHEZ DOMINGUEZ CONSTRUCCIONES, S.A./ SCHWARTZ-HAUTMONT, S.A.

DELINEACIÓN DE ESTRUCTURAS

ISO 9001:2000 QSCB RS-1-00571-09

DELINEACIÓN DE ESTRUCTURAS, S.L. C/ Alcañiz, 14 – 1º B, 28042 Madrid. Tel: 91 3058265. E-mail: info@delineaciondeestructuras.es

www.delineaciondeestructuras.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026











VSL

Sistemas de postesado

Tirantes para puentes

Apoyos estructurales

Heavy Lifting

Barras postesadas y estructurales

Suelo Reforzado

Rehabilitación estructural



CTT STRONGHOLD

www.ctt-stronghold.com

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Mejora y ampliación de la Estación de Sants

Enhancement and enlargement of Sants Railway Station

Miguel Martín Pardina[1], Luis Peset González[1] y Pedro Chico López[1]

Recibido | *Received:* 22-01-2010
Aceptado | *Accepted:* 26-11-2010

Resumen

La obra de ampliación y mejora de la Estación de Sants en Barcelona tiene como objeto, además de incorporarla a la línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, optimizar la eEplotación ferroCiaria y comercial, mejorar la moCilidad Certical y horizontal en el espacio interior de la estación y el aumento de la edificabilidad sobre el Cestíbulo actual para usos de oficinas, hotelero, comercial y de ocio.

La actuación sobre la estación desde el punto de Cista estructural para la consecución de dichos objetiCos ha sidom

– Ampliación y modificación del Cestíbulo, que ha precisado de la creación de huecos en el forjado eEistente, mediante la demolición de los nerCios afectados por los huecos, incluyendo retesado del pretensado, y refuerzo de los nerCios.

– Futura ampliación en altura, que ha requerido el refuerzo de los pilares y cimentaciones eEistentes.

– Modificación del trazado de Cías y de los andenes eEistentes, que conlleCa la supresión de pilares y su sustitución por pilares en mensula o grandes pórticos metálicos.

– Creación de nueCa Cía 14 y andén 7, que ha eEigido la permeabilizacion del muro del andén 7 de dos metros de espesor.

– Modificación y ampliación del aparcamiento, edificios auEiliares, rampas y accesos, etc.

Palabras clave: estación AVE, refuerzo de estructura, micropilote, demolición, prueba de carga de micropilotes.

*Abstract**

The enlargement and improvement of Sants Railway Station Project in Barcelona intended, other than providing an access to new Madrid - Barcelona - French border high speed rail line, to optimize general railway transportation and local commerce enhancement, to improve horizontal and vertical pedestrian mobility within the Station and to make it possible to build a new commercial building on top of the station lobby for offices, shopping Mall and entertainment.

Structurally speaking, works conducted to transform Sants Station were:

– *Station Main Hall was enlarged and some additional major changes were carried out. This required drilling through the existing floor to provide access for lower levels, which required demolishing portions of pre-stressed floor beams, including re-stressing the affected tendons, and strengthening of those floor beams.*

– *Columns and foundation were strengthened to allow future high rise construction enlargement.*

– *Railway horizontal alignments were changed, platforms were also accordingly modified. This required columns suppression. This was achieved by means of transferring the removed column loads to either steel new columns with top cantilevers or heavy steel frames.*

– *Track #14 and Platform #7 were newly built. Access to platform #7 inferred partial demolition of a 2 meter thick bearing wall.*

– *Station underground Parking was modified and enlarged, same as Service Buildings, ramps and road accesses, etc.*

Keywords: *high speed station, strengthening, micropile, demolition, micropile load testing.*

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

[1] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados, S.A. Madrid, España).

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 1. Vista general de la Estación de Sants

1. INTRODUCCIÓN

La Estación de Sants en Barcelona (Figura 1) es un importante centro de comunicaciones, que da servicio a líneas de ferrocarril de largo recorrido, trenes de cercanías y una estación de Metro. Alrededor de ellos incorpora una gran cantidad de locales comerciales, como restaurantes, tiendas, e incluso un hotel sobre el vestíbulo [1].

La estación ha sido objeto de una profunda remodelación debido a su incorporación a la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa. Este nuevo uso ha implicado la necesidad de reorganizar y adecuar la dotación ferroviaria. También ha exigido la puesta al día de las condiciones de acceso y seguridad de acuerdo con la normativa vigente. Finalmente se ha reforzado la estructura existente para permitir el aumento de edificabilidad previsto sobre el vestíbulo actual para uso de oficinas, hotelero, comercial, y de ocio. Por todo ello el proyecto ha tenido los siguientes objetivos:

- La incorporación de la línea de Alta Velocidad con la adición de una nueva vía, sus correspondientes andenes, y la remodelación de las playas de acceso y salida.
- La optimización de la explotación ferroviaria y comercial, con la remodelación del vestíbulo y todos los servicios de atención a los clientes.
- La mejora de la movilidad vertical y horizontal en el espacio interior, con la creación de numerosas nuevas conexiones entre el vestíbulo y los andenes.
- La preparación y refuerzo de la estructura para aumentar la edificabilidad sobre ella.
- La remodelación de los accesos, que incluye un aparcamiento de nueva planta que mejora de modo importante la capacidad existente.

El proyecto de remodelación se basaba en conservar y adecuar la estructura existente. Por ello y para alcanzar los objetivos anteriormente expuestos, ha sido necesario efectuar una serie de actuaciones de refuerzo, adaptación o modificación de la estructura, en algunos casos de gran envergadura. Estas operaciones han sido realizadas en condiciones muy complicadas (Figuras 2 y 3), por las causas que a continuación se describen.

El proyecto y ejecución de la Estación de Sants fue una obra emblemática en los años 70 en Barcelona, que sufrió posteriormente diversas modificaciones y ampliaciones por lo que la estructura resultante es de gran complejidad debido a los sucesivos proyectos y fases de ejecución. Por ello no se tenía un conocimiento lo suficientemente exacto de la estructura existente; los documentos de los que se pudo disponer permitían proyectar las soluciones en términos generales, pero el conocimiento de detalle sólo se obtenía por apreciación directa, lo que obligaba a un trabajo cuidadoso en extremo, y a aplicar soluciones particulares sobre la marcha.

En segundo lugar, toda la obra se realizó manteniendo sin interrupción la actividad de la estación y sus servicios. Esto no sólo significaba la continua interferencia en los trabajos de esa situación, sino que, además, debido a la enorme concentración en el interior de la estación de trabajadores y maquinaria de todo tipo, era obligado un continuo trabajo de organización de desvíos tanto ferroviario en el interior y rodado en el exterior de la estación como peatonal en vestíbulo, andenes y accesos a la estación, que requería la permanente atención del equipo de seguridad de la obra.

Dentro de las diversas actuaciones que comprendía la remodelación de la estación, y aparte de las actuaciones más convencionales, como edificios auxiliares, rampas y accesos, etc., se describen en este ar-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026





Figuras 2 y 3. Actuaciones en exterior e interior de la estación

tículo aquellas que destacan por su singularidad y complejidadm

- La creación de numerosos huecos en el forjado eEistente del Cestíbulo que consistía en una potente losa aligerada y pretensada de grandes luces, para la instalación de nueCas escaleras y ascensores.
- El refuerzo de pilares mediante forrado con hormigón o chapas metálicas para soportar las importantes cargas originadas por las nueCas construcciones preCistas en la zona superior de la estación.
- La supresión de pilares y su sustitución por pilares en ménsula o grandes pórticos metálicos apoyados en los pilares adyacentes, y ello debido a las interferencias de los pilares eEistentes con la nueCa distribución de playas de Cías.
- La permeabilización de un muro de dos metros de espesor con grandes huecos para permitir el paso peatonal a los nueCos andenes.
- El refuerzo de todas las cimentaciones afectadas por las modificaciones geométricas o de esfuerzos, generalmente mediante micropilotes.
- La construcción de un aparcamiento de nueCa planta aneEo a la estación.

2. AMPLIACIÓN Y MODIFICACIÓN DEL VESTÍBULO

La ampliación y modificación del Cestíbulo incluía una total remodelación y mejora de la comunicación Certical con los andenes. Para ello se definieron numerosas escaleras, escaleras mecánicas, rampas y ascensores, que han requerido la creación de más de sesenta nueCos huecos en el forjado eEistente UFiguras 4 y 5) [2].

Este forjado consiste en una losa nerCada de cuadrícula de 2,40 E 2,40 m, con pretensado en los nerCios de las dos direcciones, y un canto de 1,40 m. La losa



Figura 4. Huecos en la losa vista superior



Figura 5. Huecos en la losa vista inferior

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

apoyada en pilares y muros perimetrales se diCide, mediante juntas de dilatación a media madera, en una cuadricula de gran luz, generalmente de 25 E 25 m. El pretensado dispuesto consiste en potentes unidades de alambre de 7 mm de diámetro, correspondiente a la tecnología de armaduras actiCas que se disponía en los años 70.

En la mayor parte de los nueCos huecos, sus dimensiones son superiores a las de la cuadrícula formada por los nerCios longitudinales y transCersales del forjado, por lo que su materialización ha requerido generalmente el corte de hasta cuatro nerCios en alguna de las direcciones. En todos los casos, los huecos efectuados han sido rectangulares, formando sus lados cuatro alineaciones de nerCios. La situación de los huecos, que Cenía obligada por razones de arquitectura, correspondía en la losa a posiciones Cariadas, cercanas a los bordes o pilares o en el centro de las losas, por lo que cada uno de los huecos requirió un proceso de proyecto y ejecución indiCdualizados.

La imprecisión en el conocimiento de la estructura de la losa lleCó a descartar la utilización de pretensado eEterior que pudiera sustituir al que se corta y retira en la ejecución de los huecos, y ello debido al desconocimiento de la capacidad resistente de la estructura eEistente en la zona próEima al hueco a realizar. También se desconocía la tensión de los cables de pretensado a cortar, sus pérdidas diferidas, así como el estado de la inyección de las Cainas y su adherencia a los alambres, por lo que era difícil eCaluar la zona de pretensado realmente afectada por el corte de cable [3].

En esas condiciones la continuidad de los esfuerzos se consigue formando con los nerCios de borde un potente marco para lo que se reforzaron con estructura metálica fuertemente conectada al hormigón.

El corte de los nerCios del interior del hueco lleCaba consigo el corte de los cables de pretensado. Para asegurar el mantenimiento de la acción del pretensado fuera del hueco, se dispusieron anclajes nueCos en los eEtremos cortados, retesándolos contra el marco de borde del hueco para reponer las tensiones perdidas por el corte. Para ello se desarrollo un sistema específico de anclaje para cables de hasta 37 unidades de alambres con unas dimensiones muy estrictas para su alojamiento dentro del marco de estructura miEta de borde de hueco.

Para asegurar la estabilidad de la losa durante las operaciones de demolición, refuerzo y corte de cables se dispusieron una serie de puntales metálicos proCisionales. Como elemento estructural adicional definitiCo, en aquellos huecos que las condiciones arquitectónicas lo permitían, y sobre todo en los huecos de mayores dimensiones, se dejaron permanentes algunos pilares. Estos apeos definitiCos permitían una notable reducción de esfuerzos y simplificaba la ejecución de los huecos. Los pilares se cimentaron, a traCés de los andenes, con micropilotes indiCduales.

Adicionalmente se reforzaban los nerCios próEimos al hueco a realizar y ello en las zonas donde por calculo se incrementaban las tensiones en relación a la estructura eEistente. Estos refuerzos se disponían preCiamente al inicio de la ejecución del hueco. Para determinar estos refuerzos se realizaban dos cálculos en paralelo, uno de la estructura eEistente y otro de la estructura ya con el hueco realizado. De la comparación entre ambos se determinan en que zonas fuera del hueco las tensiones en la estructura eran superio-





Figuras 6 y 7. Apeos provisionales y definitivos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 8. Refuerzo de hueco de losa



Figura 9. Pretensado de losa al descubierto

res a las que eEistían preCiamente en la estructura. Los refuerzos se disponían independientemente de la armadura que pudiera tener la estructura eEistente por desconocimiento de la misma. Estos refuerzos consistían en bandas de chapa metálica conectadas al hormigón mediante pernos insertados en el hormigón de los nerCios para la fleEión y barras Certicales pasantes alojadas en perforaciones preCiamente realizadas y rellenas posteriormente de mortero.

El proceso de ejecución fue como siguem

- Colocación de los pilares o apeos proCisionales de apoyo del forjado para el proceso de ejecución del hueco, algunos de ellos diseñados para quedar como definitiCos UFiguras 6 y 7).
- Instalación de los refuerzos necesarios en los nerCios contiguos al hueco a realizar.
- Demolición de la losa superior de cierre entre nerCios de los casetones del forjado en la zona del hueco.
- Refuerzo con chapa metálica de los nerCios que forman el borde del hueco. Esta chapa se disponía, en función del cálculo correspondiente, en la parte superior del nerCio, en la inferior, y en la cara interior. Esta operación incluyó la perforación del hormigón de los nerCios para la colocación de los conectores chapa-hormigón, la soldadura de los conectores a la chapa y la inyección de las holguras UFigura 8).
- Demolición selectiCa de los nerCios de hormigón del interior del hueco, con la precaución de dejar intacto el manojo de alambres del cable de pretensado UFigura 9).
- Corte del pretensado, preparación de los eEtremos de los alambres, preparación del anclaje, enhebrado, tesado e inyección de los cables UFigura 10).
- Acabado del hueco y retirada de los pilares proCisionales UFiguras 11 y 12).



Figura 10. Retesado de los tendones de pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026





Figuras 11 y 12. Acabado del hueco

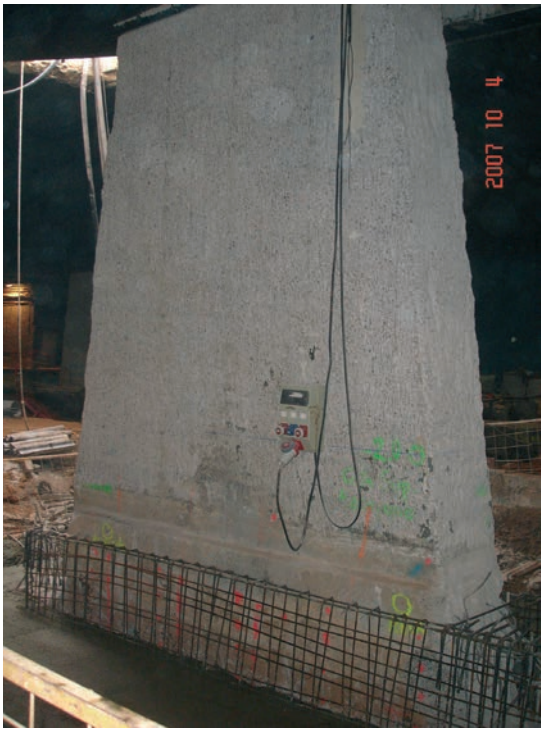
3. REFUERZO DE PILARES

La preCisión de ampliación del hotel situado sobre la estación, ha requerido el refuerzo de todos los pilares eEistentes afectados por la gran magnitud de las cargas finales preCistas. El incremento de cargas Certicales ha sido muy significatiCo, produciendo Calores de cargas que oscilan entre 40.000 y 100.000 kN por pilar [1].

En general, los refuerzos de los fustes de los pilares han consistido en el forrado con hormigón y chapas, y la reforma de la coronación de los pilares, incluyendo la sustitución de los aparatos de apoyo. El refuerzo de las cimentaciones eEistentes, dada su tipología y el poco espacio disponible para trabajar, se ha efectuado generalmente mediante una ampliación de los encepados alrededor de la cimentación eEistente, y su coneEión mediante barras de pretensado a los encepados o pantallas eEistentes. Todo el sistema se apoya en micropilotes, ejecutados en su caso a traCés del hormigón, con un sistema de coneEión especialmente diseñado para esta ocasión.

Las fases de ejecución del refuerzo de los fustes de los pilares han sido las siguientesm

- Picado de las superficies de hormigón hasta descubrir las armaduras UFigura 13).
- Instalación de las chapas de refuerzo y relleno del espacio entre chapa y hormigón con resina epoEi.
- Instalación de los cajones metálicos laterales y relleno de las juntas con resina epoEi.
- Realización de taladros transCersales e instalación de las barras de refuerzo. Fijación de las barras a las chapas de refuerzo UFigura 14).
- Relleno de los cajones laterales con hormigón.





Figuras 13 y 14. Refuerzo de pilares

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

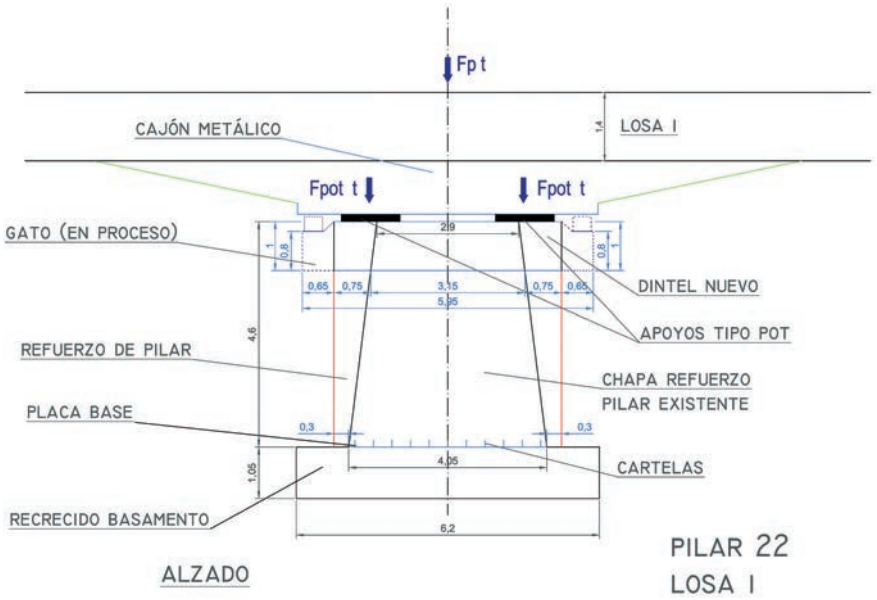


Figura 15. Esquema de refuerzo y disposición de apoyos

Una Cez reforzados los fustes se procedió a transmitir las cargas del forjado al pilar reforzado, a traCés de nueCos aparatos de apoyo UFigura. 15).

Los pasos seguidos fueron UFiguras 16 y 17)m

- Preparación de la cabeza del pilar y la zona de contacto con el forjado, demolición parcial de los capiteles eEistentes y apertura de huecos para los nueCos apoyos.
- Colocación en posición de los nueCos aparatos de apoyo, de tipo POT.
- Colocación de los gatos hidráulicos sobre las ménsulas preCistas en los refuerzos metálicos.
- Aplicación controlada de carga a los gatos, hasta recoger en ellos la reacción del forjado.
- Demolición del hormigón de contacto del pilar eEistente, ya descargado.
- Acuñado y fijación de los apoyos definitiCos y descarga de los gatos.

4. SUPRESIÓN DE PILARES POR MODIFICACIÓN DEL TRAZADO DE VÍAS Y DE LOS ANDENES EXISTENTES

El aumento del número de Cías y el cambio de su utilización ha eEigido modificar en algunos casos el trazado de las curCas de acceso y salida fuera de los andenes. Estas modificaciones afectan a los pilares de la estación próEimos a las Cías o que quedan dentro de la trayectoria de algunas ellas [1].

Para resolCer el problema ha sido necesario suprimir pilares que soportan la losa del Cestíbulo o de las calzadas de acceso a la estación; esta supresión se ha efectuado de tres formas distintas en función de la mayor o menor afección y las posibilidades de situar pilares adicionales.



Figuras 16 y 17. Sustitución de aparatos de apoyo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 18. Pilares ménsula



Figura 19. Pilares ménsula

Utilización de pilares en m)nsula. En los pilares afectados, próEimos a los andenes el desCío es mínimo, por lo que la actuación requería un pequeño desplazamiento del pilar. Con el fin de que el apoyo del forjado no se desplazase, se dimensionaron para estos casos unos pilares en mensula, de forma que recibiendo el apoyo en la misma posición del pilar original en el eEtremo de la mensula, el fuste queda desplazado con relación al eEistente. Esta configuración permite, además, que conectando el nueCo fuste a la cimentación del pilar original los esfuerzos que le llegan a ésta no se modifican apenas, lo que permite reutilizarla sin más modificación que la coneEión del nueCo pilar UFiguras 18, 19 y 20).

Utilización de pórticos de apoyo. Ha habido algún caso en que el pilar se situa algo más alejado de los andenes y la distancia a la que se puede poner el nueCo fuste es eEcesiCa para la disposición en ménsula, o no ha habido una posición próEima adecuada para el nueCo fuste; en estos casos se ha buscado una posición posible para dos nueCos pilares, que se han unido con un cabecero formando un pórtico en el cual se apoya el forjado en sustitución del pilar eEistente y en la misma posición que ocupaba éste UFiguras 21 y 22).

En los dos casos se utilizaron unos elementos auEiliares, puntales y gatos, para efectuar la operación de transferencia del apoyo del pilar

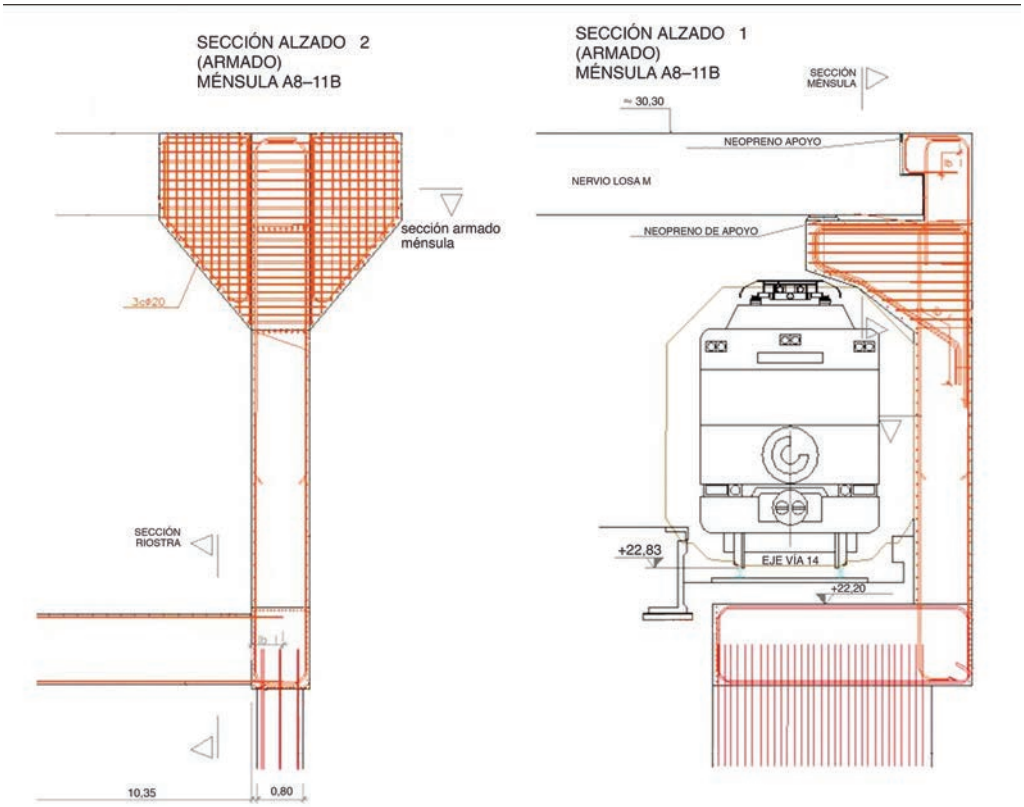


Figura 20. Pilares ménsula

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

antiguo al nueCo con la mínima alteración posible de los esfuerzos y la cota de apoyo del forjado.

Las fases de ejecución han sidom

- Ejecución del puntal auEiliar de apoyo temporal de la losa con gato hidráulico en su parte superior.
- Transferencia de carga mediante el gato hidráulico del pilar eEistente al apeo auEiliar
- Demolición del pilar eEistente.
- Ejecución del pilar en ménsula o pórtico de apoyo según los casos.
- Transferencia de carga mediante el gato hidráulico del apeo auEiliar al nueCo apoyo.
- Retirada del apeo auEiliar.

Utilización de grandes dinteles de apeo. En las cabeceras de la estación fue preciso eliminar algunos pilares intermedios en unas zonas en las que por el aumento de densidad de Cías, la proEimidad y trayectoria de éstas no permitió disponer pilares adicionales entre ellas para formar ménsulas o pórticos como en los casos anteriores, por lo que los pilares a eliminar se sustituyeron por potentes Cigas metálicas que, con



Figura 21. Pilares pórtico

luces de hasta 34 metros y apoyando en los muros o pilares eEistentes contiguos, recibieran, aproEimadamente en su centro, el apoyo del forjado, debiendo soportar la reacción que se aplicaba sobre el pilar a demoler que Cariaba entre 9.000 y 13.000 kN [4].

La solución adoptada debía contemplar los aspectos que gobernaron todas las complejas actuaciones en esta obra, es decirmejecución sin afección al tráfico ferroCiario y rodado en superficie, eCitar la demoli-

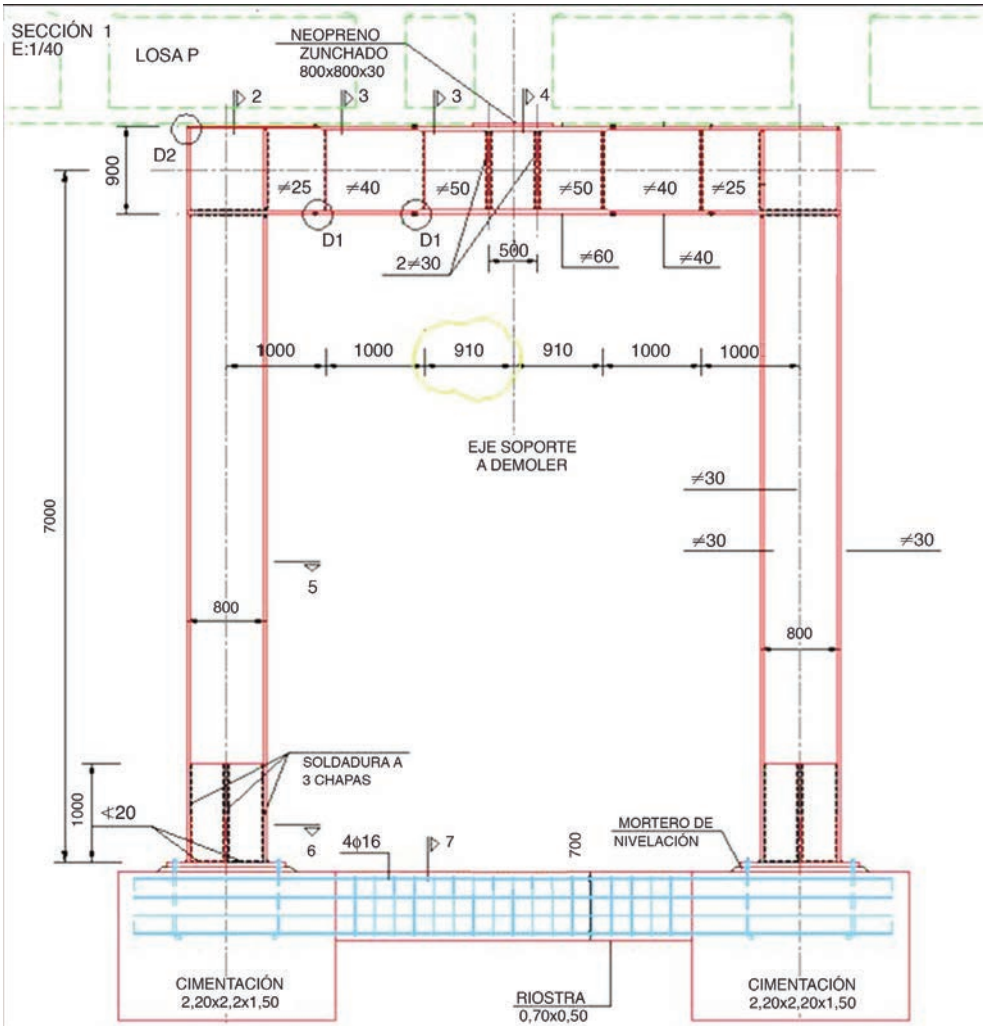


Figura 22. Pilares pórtico

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026





Figuras 23 y 24. Montaje de pórticos de cabecera a través de la losa nervada

ción de la losa que soportaban los pilares, y una ejecución y transferencia de cargas controlada y segura.

Las Cigas metálicas están formadas por sendos cordones, superior e inferior, y unidos por una celosía de montantes Certicales e inclinados. En la parte superior se conforma una cabeza de compresión de hormigón Certido dentro de la caja que forma el cordón.

Estas Cigas, en una de las cabeceras de la estación, se sitúan debajo del forjado pues eEistía el galibo necesario de 1,90 m para alojar el canto del gran pórtico. En la otra cabecera, por problemas de gálibo, debieron situarse entre los nerCios del forjado a sustentar, para lo que fue necesario hacer huecos de paso para los montantes y diagonales en las losas de cierre, superior e inferior, de los casetones del forjado. De esta forma el cordón superior del pórtico de 30 cm de altura se situaba por encima de la losa nerCada mientras que el inferior de 70 cm de canto se situaba prácticamente adosado a la losa nerCada por su parte inferior. El sistema de montantes y diagonales unía ambos cordones atraCesando la losa nerCada.

Dada la distinta rigidez de los elementos soporte y a soportar, se diseño una maniobra de transferencia de cargas que, mediante gatos y apoyándose en el propio pilar a demoler y en una estructura de reacción auEiliar, permitiera pasar el apoyo desde la pila a la Ciga metálica sin deformación del forjado, para no modificar el esquema de cargas. Para ello el sistema de transferencia de carga deforma el dintel, en la flecha preCista para cargas permanentes, antes de producirse el despegue del apoyo de la losa en el pilar eEistente, por lo que cuando la losa apoya en el nueCo dintel no se produce en éste ninguna deformación, permaneciendo la geometría de la losa intacta. Una Cez transferida la carga de apoyo de la losa de la pila eEistente al dintel se procede a realizar la prueba de carga antes de demoler la pila para eCitar cualquier incidencia.

Las fases generales de ejecución fueronm

- Demolición de los casetones de la losa sin afectar a los nerCios de la misma UFigura 23).
- Adecuación del cabecero de la pila e instalación de las ménsulas para el montaje de los gatos para la transferencia de cargas UFiguras 24 y 25).
- Montaje del cordón inferior del dintel con sus diagonales y montantes y su eleCación en dos partes, una a cada lado de la pila.
- Montaje del cordón superior y unión soldada a los montantes y diagonales.



Figura 25. Montaje de pórticos de cabecera debajo de la losa nervada

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 26. Pórtico situación final

- Hormigonado del cordón superior.
- Puesta en carga y deformación del dintel mediante gatos hidráulicos.
- Ejecución del apoyo de la losa en el dintel (Figura 26).

5. CREACIÓN DE LA NUEVA VÍA 14 Y EL ANDÉN 7 CORRESPONDIENTE

Por el exterior del muro perimetral de la estación existente, en el lado mar, entre dicho muro y el de cierre del nuevo edificio de aparcamiento, se ha situado la nueva vía número 14 y el andén correspondiente, cubriéndose con un nuevo forjado que apoya en ambos muros [1].

El muro de cierre de la estación, de 2,00 metros de espesor y de hormigón en masa (HM-15), recibe en su parte superior los pilares perimetrales del edificio situado sobre la estación. La remodelación de esta parte de la estación debía permitir la permeabilidad peatonal a través de este muro para conseguir el paso desde la zona de andenes interior a la estación existente a la nueva vía que se dispone por el exterior. Además, debido a las actuaciones arquitectónicas de mayor edificabilidad en la zona de cubierta de la estación, se debía reforzar fuertemente el muro para recibir las nuevas importantes cargas (Figura 27).

Para recibir las fuertes cargas puntuales se procedió a demoler parcialmente la cabeza del muro y disponer una viga de hormigón HA-50 fuertemente

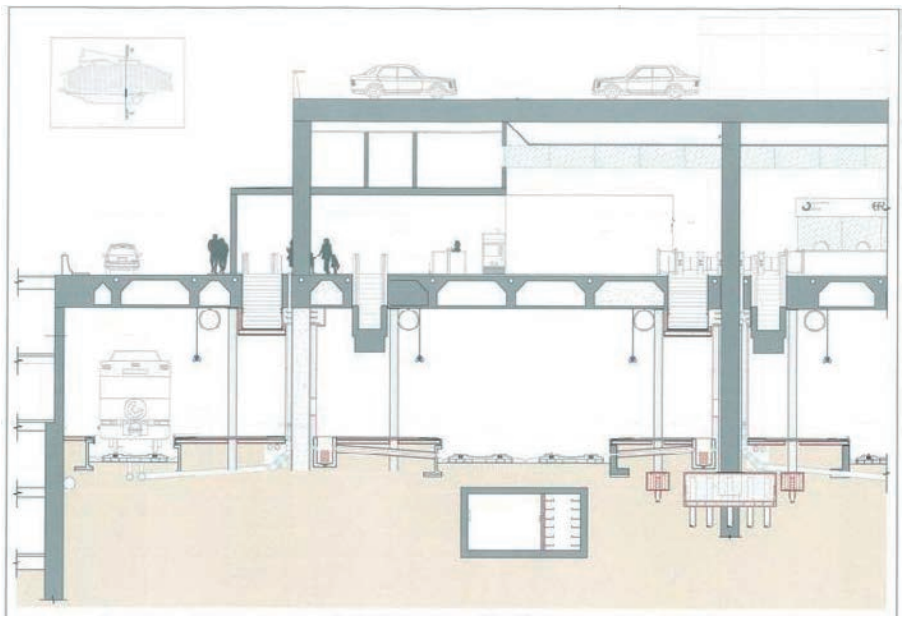


Figura 27. Esquema de ampliación exterior

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 28. Hueco en muro, refuerzo muro y hueco en forjado

zunchada que permitía el paso de las cargas puntuales al muro de hormigón de baja resistencia. El zunchado se realiza mediante cercos y barras, debiéndose reforzar también la zona superior del muro en contacto con la Ciga zunchada mediante barras transCersales pretensadas.

Tras un laborioso estudio de cómo permitir la permeabilidad del muro de hormigón en masa de 150 m de longitud que no obligara a su demolición, pues en él se soporta perimetralmente la gran losa nerCada de cubierta, se adoptó como solución optima la realización de grandes huecos que permitieran el paso peatonal.

Esta solución comprendía las siguientes actuacionesm

- Refuerzo de la cimentación del muro mediante ampliación lateral y recrecido en altura de los encepados. Estos recrecidos alojan los micropilotes necesarios para recibir los incrementos de cargas. Al ser éstos eEcéntricos respecto al muro se dispusieron diferente número de micropilotes a un lado y otro del muro. La coneEión de este recrecido de los encepados se realizaba o bien mediante barras ancladas con resina epoEi o, cuando era necesario por cálculo, con barras pretensadas ancladas en los bordes atraCesando el muro.



Figura 29. Refuerzo de muro



Figura 30. Refuerzo de muro





Figuras 31 y 32. Refuerzo en hueco

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 33. Detalles de micropilotes en un muro a recalzar



Figura 34. Ejemplo de recalce de un pilar de la estación

- El muro de hormigón en masa se reforzó mediante zunchado con barras de pretensado en las zonas de pilares entre huecos. Este refuerzo era especialmente intenso en las zonas de descenso de las nueCas cargas debidas a las ampliaciones del edificio en altura UFiguras 28, 29 y 30).
- Los huecos de grandes dimensiones se realizaron mediante corte con hilo de diamante. Posteriormente se instalaron unos marcos de refuerzo en estructura miEta hormigón acero en los bordes del hueco que se unían al hormigón eEistente con barras ancladas con resina epoEi UFiguras 31 y 32).
- Todo el sistema fue monitorizado de forma a controlar deformaciones y fisuraciones durante el proceso de ejecución.

8. REFUERZO DE CIMENTACIONES MEDIANTE MICRO ILOTES

Uno de los aspectos más importantes dentro de las obras de remodelación de la estación, ha sido el refuerzo de las cimentaciones mediante micropilotes. Se han realizado 95.893 metros de micropilotes, de los cuales 88.064 metros se realizaron con Inyección Vnica y 7.829 con Inyección RepetitiCa SelectiCa UFiguras. 33 y 34) [5, 6].

Todo el terreno en el que está situada la Estación de Sants pertenece a la misma unidad geomorfológica, salCo los rellenos. Se presentan en todos los sondeos alternancias de arcillas y arenas arcillosas, con un estrato de arena por debajo de estas capas.

Los micropilotes utilizados para la remodelación de la estación tienen las siguientes característicasm

- Diámetro de perforación = 180 mm
- Armadura tubularm 114 E 9 mm de acero TM-80 UÍmite elástico 550 MPa).
- Armadura en barram 40 mm UB 500 S).
- Lechada de cemento de 30 N/mm^2
- Carga en serCicio de 950 kN.

La longitud de estos micropilotes estaba comprendida entre 21 y 23 metros, y el rendimiento medio en su ejecución fue de unos 5-6 micropilotes al día UFigura 35).



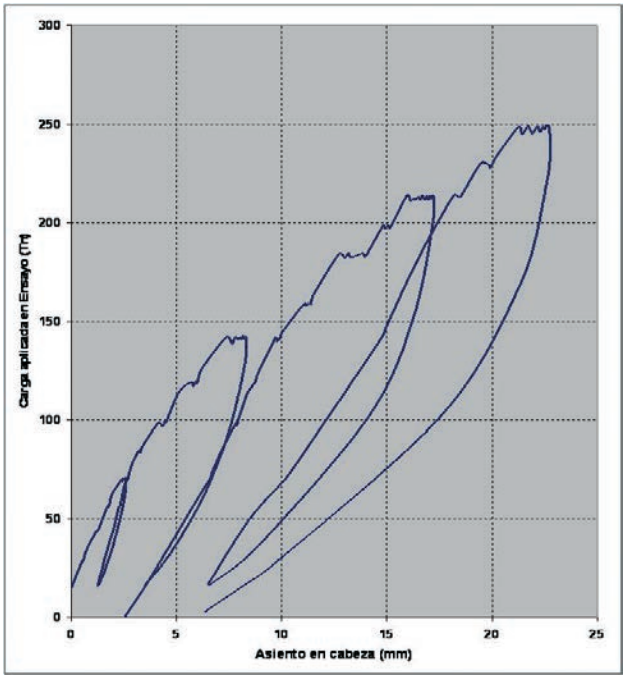
Figura 35. Ejemplo de conexión micropilote-estructura

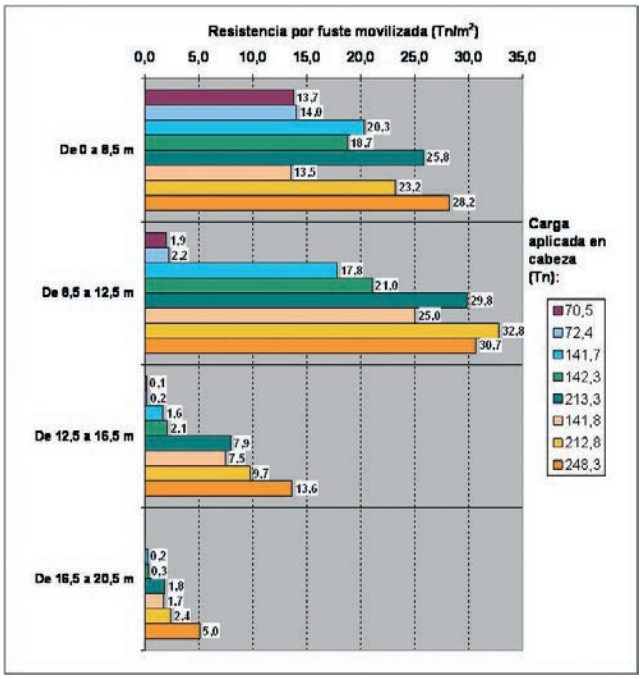


Figura 36. Prueba de carga de micropilote

Para analizar el funcionamiento de los micropilotes se realizaron un total de 11 pruebas de carga, 4 de las cuales se instrumentaron con eEtensómetros por lo que fueron las que más información proporcionaron. La carga máEima en los ensayos fue de 2.500 kN UFigura 36).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026





Figuras 37 y 38. Resultados de las pruebas de carga

En las 4 pruebas de carga instrumentadas se instalaron 8 bandas eEtensométricas por micropilote ensayado, situadas a lo largo de la armadura central Ubarra GeDi de diámetro 40 mm), en 6 niCeles de profundidad para los micropilotes de 21,0 metros y en 7 niCeles para los micropilotes de 23,0 metros.

Para comparar los Calores teóricos, deducidos de las características geotécnicas del terreno, con los obtenidos en las pruebas de carga se realizaron 4 nueCos sondeos de 25 metros de longitud con ensayos presiométricos, uno junto a cada uno de los micropilotes que se iban a ensayar. En base a estos reconocimientos se estimó que la resistencia por fuste límite de los 10 primeros metros de terreno Uarcillas limosas) era de unos 0,15 N/mm² y la de la capa de terreno de arenas arcillosas a partir de unos 10 m de profundidad era de unos 0,26 N/mm².

Una Cez realizadas las pruebas de carga se pudo comprobar que las resistencias por fuste se asemejaban a las estimadas a partir de los reconocimientos geotécnicos, siendo en algunos casos bastante mayores, y que los asientos en cabeza para los 950 kN de carga en serCicio eran inferiores al centímetro UFiguras. 37 y 38). Para un mayor detalle sobre estas pruebas, consultar la bibliografía indicada al final de este artículo.

7. CO CLUSIONES

Las principales circunstancias que han caracterizado a esta obra han sidom

- La actuación sobre la estructura eEistente ha eEigido una serie de modificaciones, algunas muy drásticas, para adaptarla a la nueCa distribución; ha incluido, en muchos casos, cambios importantes en los esfuerzos actuantes, y por tanto en sus capacidades y dimensionamiento estructural. Todo ello ha hecho necesario realizar demoliciones o refuerzos en una gran parte de la estructura eEistente.
- La ejecución de dichas actuaciones se ha efectuado manteniendo a un niCel muy alto el funcionamiento de las instalaciones y el tráfico de ferrocarril de larga distancia y cercanías y del metro.
- La enorme complejidad de ejecución de los trabajos debido a la limitación de espacio por realizarse dentro de la estación eEistente y la necesidad de coordinar con el tráfico ferroCiario.
- Por último, se resaltan las dificultades adicionales debidas a la falta de conocimiento suficiente de la estructura eEistente.

Todo ello ha eEigido la interCención de numerosos grupos de especialistas, enumerados en las distintas actiCidades descritas en este artículo, tanto a niCel de ejecución como de diseño, cálculo y planificación.

Sólo a partir de la altísima cualificación de dichos equipos y la permanente labor de coordinación de todos ellos desde la Dirección y Jefatura de la obra, ha sido posible completar eEitosamente la obra UFiguras 39 y 40).

Agradecimientos

La presente obra ha sido posible gracias a la estrecha colaboración de todas las partes implicadasm Administración ADIF, Dirección de Obra INECO-TIFSA, Proyectistas y las empresas constructoras DRAGA-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 39. Aspecto final hueco y andén



Figura 40. Vista pilares ménsula y andén

DOS y TECSA. La colaboración de la oficina de proyectos MC-2 en la concepción de las soluciones estructurales y el desarrollo de los proyectos necesarios ha sido de suma importancia. También lo ha sido en esta labor la colaboración las ingenierías IOC y Cesma así como la asistencia técnica en los problemas de corte y recuperación de las armaduras actiCas de RIPOLL Consulting de ingeniería.

REFERENCIAS

[1] MARTÍN PARDINA M., PESET GONZRLEZ L., FERRRNDEZ INFANTE M. "Mejora y ampliación de la Estación de SantsÓ *IV Congreso de la Asociación Científico-T)cnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones*. MadridmACHE, 2008. p. 863-864.

[2] MARTÍNEZ CALZÓN J., CERIANI L. "Estación de Sants en Barcelona – remodelación de la losa de cobertura de los andenesÓ *IV Congreso de la Asociación Científico-T)cnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones*. Madridm ACHE, 2008. p. 861-862.

[3] RIPOLL GARCIA-MANSILLA J., REDONDO MARTINEZ L. "Corte y reanclaje de tendones de alambres inyectados hace 25 años en la Estación de Sants en BarcelonaÓ *IV Congreso de la Asociación Científico-T)cnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones*. MadridmACHE, 2008. p. 867-868.

[4] MARTÍNEZ CALZÓN J., CERIANI L. "Estación de Sants en Barcelona – grandes dinteles de apeo para eliminación de soportes entre CíasÓ *IV Congreso de la Asociación Científico-T)cnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones*. MadridmACHE, 2008. p. 859-860.

[5] BURBANO JUANA G., PITA OLALLA M. "Ejecución de más de 95 000 m de micropilotes en la remodelación de la Estación de Sants UBarcelona)Ó *VI Jornadas sobre estudios geot)cnicos y cimentaciones en el CTE*, Madrid, CEDE□. 24 a 28 de noCiembre de 2008.

[6] RIPOLL GARCIA-MANSILLA J., BURBANO JUANA G., MARTÍN PARDINA M., PITA OLALLA M., FERNRNDEZ DE CASTRO F. "Transferencia de carga de micropilotes al terreno. Ensayos realizados durante la remodelación de la Estación de Sants en BarcelonaÓ *IV Congreso de la Asociación Científico-T)cnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones*. MadridmACHE, 2008. p. 869-870.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

NOMBRE DE LA OBRA:	Proyecto constructivo de Remodelación de la Estación de Barcelona-Sants y su entorno.
PROPIEDAD:	Ministerio de Fomento. Administrador de Infraestructuras Ferroviarias ADIF.
DIRECCIÓN DE OBRA:	D. Miguel Ferrández Infante (ICCP) INECO-TIFSA
AUTORES DEL PROYECTO:	Proyecto de adjudicación: PROES Proyecto constructivo: MC-2; IOC; CESMA
ASISTENCIA TECNICA EN EL PRETENSADO:	RIPOLL Consulting de Ingeniería
EMPRESA CONSTRUCTORA:	UTE SANTS (Dragados SA, TECSA)
Gerente/Jefe de Obra:	D. Pedro Chico López (ICCP) Dragados SA
Jefe de Oficina Técnica:	D. Gorka Arteta Hernández (ICCP) TECSA
Jefe de Producción:	D. Marcos Peña Willershausen (ITOP) Dragados SA
ASISTENCIA TÉCNICA A LA DIRECCIÓN DE OBRA:	INECO-TIFSA D. Michael Ashiabor (ICCP)
EMPRESAS SUBCONTRATISTAS:	Estructuras metálicas: METALDEZA Cimentaciones: GEOCISA Apoyos y pretensado: VSL CTT-Stronghold Adaptación pretensado existente: RCI

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Aditivos Superplastificantes para hormigón

Gama Glenium® TC

BASF Construction Chemicals España, SL, gracias a una intensa labor I+D+i, data a sus productos y soluciones un alto grado tecnológico, facilitando la elaboración de hormigones de todo tipo: desde los usos tradicionales, a los de alto valor añadido como el HAC o los hormigones de altas resistencias mecánicas, gracias a los aditivos más superplastificantes, siendo más durables y con una fácil ejecución en cualquier estructura.

BASF da respuesta a las necesidades de cada proyecto fijándose como objetivo mejorar la SOSTENIBILIDAD de las estructuras y otros elementos de hormigón diseñados con nuestros aditivos.

BASF Construction Chemicals España, S.L.
Basters, 15 • 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

BASF
The Chemical Company

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

FORMANDO EQUIPO EN LOS GRANDES DESAFIOS



Descenso del Arco y Empuje del Tablero de 1.180 m del viaducto sobre el rio Deza (Silleda – España)

MeKano4 MK4

POSTESADO
APOYOS POT · TIRANTES
INSTRUMENTACIÓN · GEOTECNIA
METODOLOGÍAS DE CONSTRUCCIÓN

>>>>www.mekano4.com>>>>Barcelona (España) 935795900>>>>www.youtube.com/user/MEKANO4network>>>>

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Viaductos sobre Río Deza y Anzo 2

Río Deza and Anzo 2 Viaducts

Isabel Pardo de Vera Posada[1], Marcos Jesús Pantaleón Prieto[2], Óscar Ramón Ramos Gutiérrez[3], Guillermo Ortega Carreras[4] y José Manuel Martínez García[4]

Recibido | *Received:* 23-12-2009
Aceptado | *Accepted:* 8-11-2010

Resumen

Los viaductos sobre Río Deza, de 1.175 m de longitud, y Anzo 2, de 732,40 m de longitud, para ferrocarril de alta velocidad, son de hormigón pretensado, de sección cajón de canto constante 4,50 m. Ambos viaductos tienen un vano tipo de 70 m, teniendo el viaducto sobre Río Deza un vano máximo de 75 m. Se construyen mediante procedimiento de empuje, con nariz metálica de 43,50 m de longitud, subdividiéndose el tablero en dovelas de 35 m de longitud máxima (de las mayores construidas hasta la fecha). Las pilas son octogonales, de doble canto variable las de altura superior a 50 m. En Anzo 2 las pilas alcanzan una altura máxima de 70 m, mientras que en el viaducto sobre Río Deza se llega a 96,50 m. El viaducto sobre Río Deza salva el cauce del río, a más de 100 m de altura, mediante un arco apuntado de 131,50 m de luz. Este arco se construye por abatimiento, mediante giro alrededor de los salmeres, de los dos semiarcos previamente hormigonados en posición vertical. Se trata del tercer arco de mayor luz del mundo construido por este procedimiento.

Palabras clave: empuje, arco, abatimiento, hormigón pretensado, dovelas, pilas doble canto variable.

*Abstract**

The Río Deza (1.175 m long) and Anzo 2 (732,40 m long) Viaducts have been designed for a high speed railway. They consist of a box girder (4,50 m high) of prestressed concrete. The typical span, for both viaducts, is 70 m long, although the longest span of the Río Deza Viaduct is 75 m long. They were built by the incremental launching method, with a 43,50-m long nose. The deck was divided in segments of 35 m of maximum length (among the longest segments made in Spain up to date). The cross section of the piers is octogonal and has a linear variation of its transverse and longitudinal dimensions in those piers taller than 50 m. The tallest pier in Anzo 2 is 70 m high, whereas the tallest one in Río Deza is 96,50 m high. The Río Deza Viaduct crosses it at a height of more than 100 m by means of a 131,50-m span pointed arch. The erection procedure used in the construction of the arch was the vertical rotation method. For this purpose the two half leaves of the arch were built in vertical position and then moved to position and met at the closure. It is the third longest arch built in the world by this method.

Keywords: *incremental launching, arch, vertical rotation, prestressed concrete, segments, double varying cross section piers.*

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

(1) Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF) (Madrid, España).
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI y Universidad de Cantabria (Santander, España).
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI y Universidad de Cantabria (Santander, España).
(4) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI (Santander, España).

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 1. Viaducto Anzo 2

1. INTRODUCCIÓN

Los Gaductos sobre Río Deza y Anzo 2 pertenecen al subtramo Lalín UAnzo) – Silleda UCarboeiro), encuadrado dentro de la Línea de Alta Velocidad Orense – Santiago.

Los dos Gaductos comparten la misma concepción tipológica y constructiCa: se trata de estructuras continuas hiperestáticas, con sección cajón de hormigón pretensado de 4,50 m de canto [1], diseñadas para ser construidas mediante la técnica de empuje.

Ambos Gaductos discurren sobre Calles abiertos y de laderas pronunciadas en la zona central, lo que se traduce en una gran longitud de puente, 732,40 m Udistribuidos en 11 Canos: 51,20 m + 9 × 70,00 m + 51,20 m) en el caso de Anzo 2 UFigura 1) y 1.175 m Ucon Canos tipo de 70 m y máEimos de 75 m) en el caso de Río Deza. Además, la Cariabilidad en la pendiente de las laderas conjuga la coeEistencia de pilas de gran altura Uhasta más de 96 m en el caso de Río Deza y casi 70 m en Anzo 2) con grupos de pila de altura baja – media Uentre 15 y 40 m).

Particularmente, es de resaltar la configuración estructural del Gaducto sobre Río Deza, en el que el cauce del río se salCa con un arco apuntado que sirCe, a su Cez, de punto fijo del tablero frente a acciones horizontales UFigura 2). En el caso del Gaducto Anzo 2 se adopta la solución clásica de ubicar el punto fijo en uno de los estribos [1].

Los dos Gaductos, Anzo 2 y Río Deza, presentan esencialmente las mismas características geométricas en la definición y concepción del tablero y de las pilas. Igualmente, la técnica constructiCa tanto de las pilas como del tablero, empuje, es idéntica en ambos casos, siendo también los medios auEiliares utilizados Unariz metálica, gatos, apoyos deslizantes, diCisión en doCelas de 35 m de longitud máEima…) de las mismas características. Así pues, este artículo se Ca a centrar en el mayor de los dos Gaductos, el Gaducto sobre Río Deza, ya que engloba prácticamente todos los aspectos presentes en el Gaducto Anzo 2, pero además presenta características diferenciales adicionales tales como los Canos de 75 m y, sobre todo, el arco apuntado. Para una mayor profundización en el Gaducto Anzo 2 se recomienda acudir a otros artículos ya publicados con anterioridad [2].

2. DESCRIPCIÓN GENERAL

El Gaducto sobre Río Deza tiene una longitud total de 1.175 m UFigura 3). Se inscribe dentro de una alinea-



Figura 2. Viaducto sobre Río Deza

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

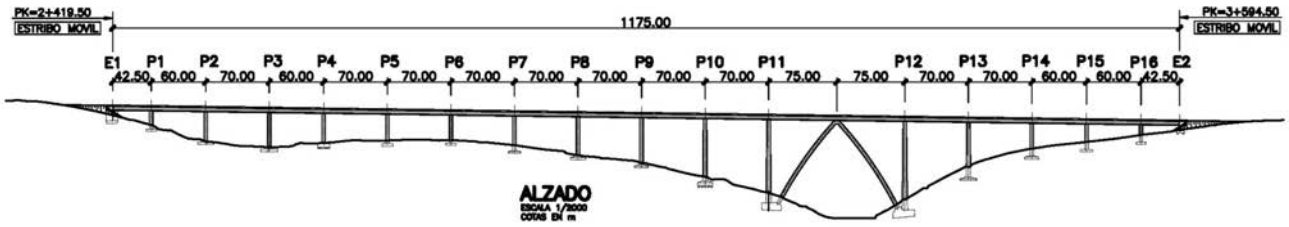


Figura 3. Alzado del viaducto sobre Río Deza

ción circular en planta de 9.000 m de radio y de pendiente constante -1,4%. Tiene un total de 18 Canos con la siguiente distribución de lucesm

$$42{,}50\ \text{m} + 60\ \text{m} + 70\ \text{m} + 60\ \text{m} + 7 \times 70\ \text{m} + 2 \times 75\ \text{m} + 2 \times 70\ \text{m} + 2 \times 60\ \text{m} + 42{,}50\ \text{m}$$

Sin embargo, el puente cuenta únicamente con 16 pilas, ya que entre las pilas 11 y 12, las más altas, se dispone un arco apuntado de 131,50 m de luz, que tiene por misión materializar el punto fijo frente a acciones horizontales en el tablero, además de salCar el cauce del Río Deza.

EEisten Carios condicionantes de obligado cumplimiento a la hora de proyectar el Ciaducto, como son respetar la zona de protección de la Cegetación de ribera de los dos cauces que intercepta la traza Uun cauce menor entre las pilas 2 y 3 y el propio Río Deza en el fondo del Calle) y salCaguardar una distancia mínima de 25 m entre pilas y un molino situado entre las pilas 4 y 5. Asimismo, cercano al cauce del río, y del lado del estribo 1 Uentre las pilas 10 y 11), la traza intercepta una carretera de doble sentido.

Es necesario destacar que la distribución de luces en la zona del estribo 1 está totalmente condicionada por las prescripciones recogidas en la D.I.A., tanto de salCaguarda de la Cegetación de ribera como de distancias al molino. Particularmente, la limitación de mantener al menos 25 m libres entre las caras de la pila y los Cértices eEteriores del molino, obliga a disponer una secuencia de Canos 60 y 70 m de luz Uinterrumpiendo la sucesión de Canos de 70 m).

3. PILAS Y ESTRIBOS

3.1. Pilas

La tipología de pilas proyectada consiste en una sección hueca octogonal, con espesor de tabiques de 0,40 m. Las dimensiones en cabeza del rectángulo circunscrito son 5,70 m en transCersal y 3,80 m en longitudinal. Las pilas son de canto constante o de canto doblemente Cariable, según su altura sea menor o mayor de 50 m. De esta forma, en las pilas altas U10, 11, 12 y 13, de hasta 96,50 m de altura) se ha establecido una Cariación lineal de 1/40 en la dirección transCersal y 1/90 en la dirección longitudinal.

En las pilas de canto constante el lado de 3,80 m está diCidido en tres partesm0,50 + 2,80 + 0,50 m. El lado de 5,70 m está diCidido en otras tres partesm1,80 + 2,10 + 1,80 m. En el caso de las pilas que presentan doble canto Cariable, además de mantener todos los lados paralelos sección a sección Upara eCitar superficies alabeadas), se ha mantenido constante el lado central transCersal del octógono U2,10 m), manteniendo así una más acusada relación formal entre las pilas de canto constante y las Cariables UFigura 4).

Las pilas se construyen mediante el sistema de trepas, de 5 m de longitud cada una UFigura 5). Los 3 m

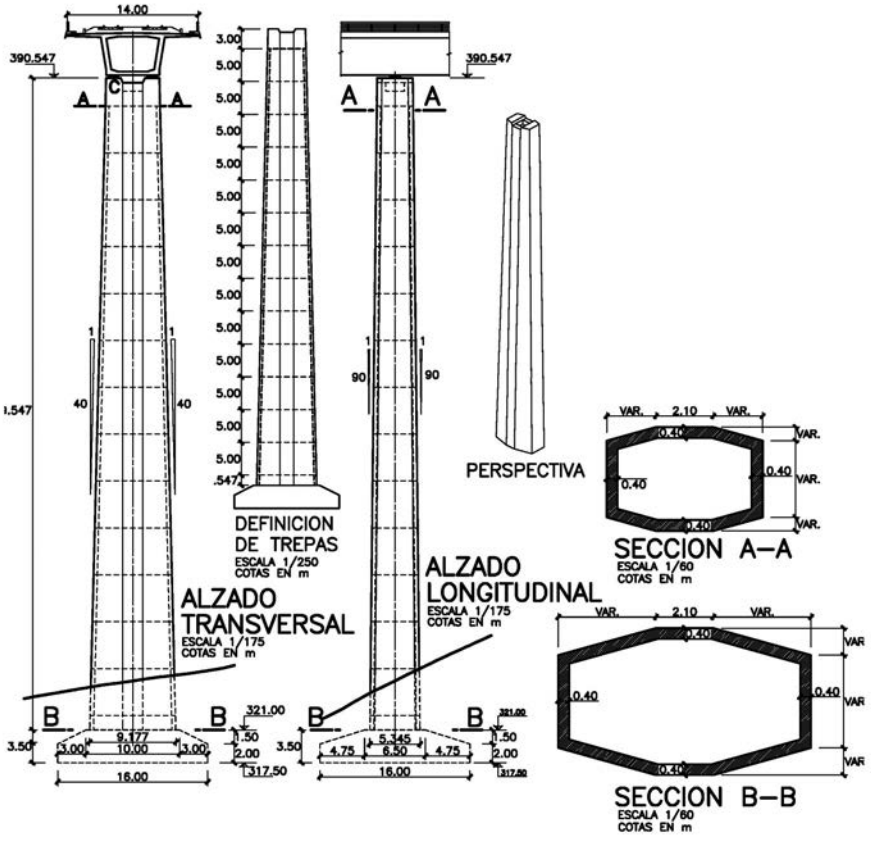


Figura 4. Geometría de pilas

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

superiores del fuste de la pila están macizados, presentando dos castilletes laterales, de 0,50 m de altura, para recibir los aparatos de apoyo del tablero. Entre estos dos castilletes eEiste un hueco rectangular de 2,10 m × 2 m, con una profundidad de 0,90 m en el interior del macizado de cabeza de pila. Este hueco, al que se tiene acceso desde un orificio circular de 0,80 m de diámetro practicado en la parte inferior del paso de hombre de los diafragmas de pila del tablero, permite disponer de un espacio para realizar las labores de inspección, así como las eCentuales tareas de sustitución, de los aparatos de apoyo durante la Gda útil del Gaducto.

Todas las pilas, salCo la pila 4 y la 10, se cimientan de forma superficial mediante zapatas sobre material rocoso con tensiones admisibles superiores a 0,60 MPa. La pila 10 tiene una cimentación profunda mediante pilotes de 1,50 m de diámetro a una profundidad de 10 m. La pila 4, que en principio iba a tener cimentación directa, finalmente tuCo que ser cimentada sobre micropilotes de 0,22 m de diámetro a una profundidad máEima de 9 m, debido a la aparición de una bolsa de material alterado en la mitad de la planta de la cimentación.

Las cimentaciones de las pilas 2 y 3 presentan un esGaje de 50º respecto al eje longitudinal del puente. La razón de esta disposición de ambas cimentaciones es eGtar la afección a la Cegetación de ribera del cauce menor que discurre entre ambas pilas. Asimismo, la cimentación de la pila 10 está esGada 16º, de manera que no interfiera con la carretera que salCa el Cano comprendido entre las pilas 10 y 11.

3.2. Estribos

Al tratarse de un Gaducto empujado, destaca por su singularidad el estribo 1, desde el que se realiza la operación de empuje. Fue necesario conectar el estribo



Figura 5. Construcción de la pila 12 del viaducto sobre Río Deza, de 96,50 m de altura

al parque de empuje para garantizar la necesaria estabilidad al deslizamiento durante las operaciones de empuje del tablero.

Se trata de un estribo cerrado con contrafuertes delanteros sobre los que se sitúan los gatos de empuje del tablero. El estribo se conecta al parque de empuje mediante una losa, que hace las Ceces de anclaje UFigura 6). El peso de las tierras que graGtan sobre esta losa impide el deslizamiento del estribo en la situación de máEima carga en el punto fijo durante el empuje.

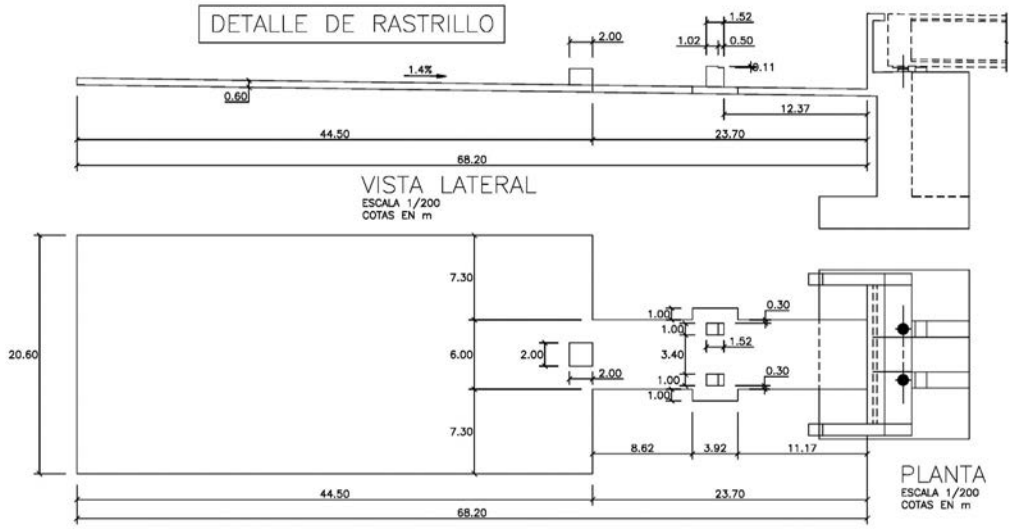


Figura 6. Losa del parque de empuje

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 7. Estribo 1 viaducto sobre Río Deza

La cimentación es directa, mediante zapata de hormigón armado de dimensiones 14,60 E 12,95 E 2,75 m. El canto del fuste es de 3 m U7,95 m en la zona de contrafuertes), siendo la altura total del estribo de 18,40 m, medidos desde la base de la cimentación UFigura 7).

El estribo 2 es de tipo conCencional. La cimentación es profunda mediante un encepado de 8 pilotes □ 1,50 m de dimensiones 14,60 m × 8,50 m e, igualmente, 2 m de canto. El canto del muro frontal del estribo es de 1,75 m, siendo la altura desde base de cimentación de 12,50 m. En ambos estribos se deja un hueco de más de 1 m de distancia entre el final del tablero y el murete del estribo. La finalidad de este hueco es dar acceso al tablero a traCés del paso de hombre ubicado en el diafragma de estribo del tablero.

4. ARCO

En el Gaducto sobre Río Deza el punto fijo se materializa en el arco apuntado central que salCa el río. La directriz de cada semiarco es un arco de círculo de 425 m de radio. En total se tiene una flecha de 96 m, para una luz de 131,50 m entre apoyos de arco. El semiarco izquierdo tiene una longitud desarrollada de unos 110,50 m, mientras que el semiarco derecho

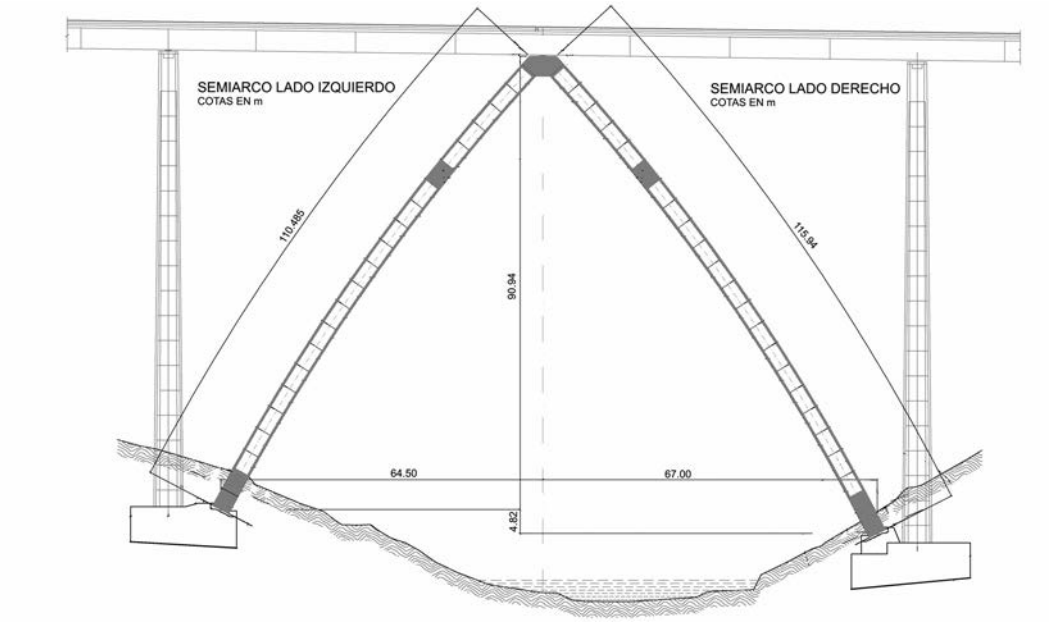


Figura 8. Viaducto sobre Río Deza. Geometría del arco

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 9. Alzado del arco del viaducto sobre Río Deza

tiene una longitud de unos 115,60 m (Figura 8). A la hora de determinar la directriz se ha establecido una ley antifunicular de compromiso entre la carga de peso propio del arco y la carga puntual que recibe como apoyo del tablero.

La sección del arco es constante rectangular, de 5,70 m (transversal) por 3,60 m (longitudinal), hueca con espesor de tabiques de 0,40 m (Figura 9). La trepa de arranque del arco se maciza y se ensancha linealmente hasta alcanzar un total de 9,70 m, de forma que haya espacio suficiente para la ubicación de la rótula de abatimiento. También se maciza la seta trepa de cada semiarco, contada desde la clave, ya que en ella se produce el arriostramiento de los cables de descenso y tiro durante el proceso de abatimiento (Figura 10).



Figura 10. Arco del viaducto sobre Río Deza

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 11. Sección transversal del tablero



Figura 12. Ferrallado de una de las dovelas

La cimentación de cada semiarco se hace de forma directa contra la roca. Cada semiarco comparte la cimentación con su pila adyacente. El macizo de cimentación tiene forma aproximadamente ortoédrica de dimensiones en planta 21,25 m × 20 m (semiarco izquierdo) y 23,80 m × 24 m (semiarco derecho). El canto de los macizos es de 7 m.

5. TABLERO

El tablero se resuelve mediante una sección cajón monocelular, de almas inclinadas, de hormigón pretensado de canto constante 4,50 m en todos los vanos (Figura 11), que conduce a una esbeltez máxima de L/16,6 (vano de 75 m). El espesor de las tablas inferior y superior es de 0,40 m, mientras que el de las almas es 0,55 m. La unión de ambas tablas con las almas se realiza mediante sendas cartelas de espesor máximo 0,60 m, en el caso de la inferior, y 0,55 m en el de la superior. De la parte superior del cajón arrancan voladizos de 3,60 m de longitud, para completar los 14 m totales de anchura de plataforma, capaces de albergar una doble vía de ferrocarril (Figura 12).

El pretensado de lanzamiento es recto y discurre por las tablas superior e inferior (Figura 13). Básicamente se trata de un pretensado centrado que asegure la ausencia de tracciones en las secciones del tablero, teniendo en cuenta la alternancia de flectores positivos y negativos que se produce en ellas en su discurrir a lo largo del proceso de empuje [3]. Se han empleado tendones de entre 9 y 31 cordones de 0,6". Su trazado es continuo a lo largo de todo el tablero, acoplándose cada tres dovelas. En la zona de avance del empuje es necesario disponer una serie de cables de refuerzo, con la finalidad de hacer frente a los mayores momentos flectores que se producen en esa zona durante el proceso constructivo.

En el caso del viaducto sobre Río Deza la presencia de los vanos de 75 m, intercalados entre los vanos tipo de 70 m, introduce ciertas distorsiones en la envolvente de flectores del empuje. Para subrayar estas diferencias respecto a un viaducto con la configuración típica de luces para un puente empujado, se comenta brevemente la forma de la envolvente de momento flector negativo una vez concluido el proceso de empuje del viaducto de Anzo 2 (Figura 14), ubicado en el mismo tramo que el viaducto sobre Río Deza, y que presenta todos los vanos iguales de 70 m de luz. Se aprecia que es la la clásica envolvente, con un primer máximo determinado por el voladizo máximo de 70 m, un segundo pico marcado por el paso del tablero por la pila anterior a la última pila por donde ya ha pasado la punta de la nariz y una zona de meseta para el resto del tablero [4]. Como es habitual, para cubrir esta envolvente de flectores se diseña un pretensado tipo para cubrir esa meseta (compuesto en Anzo 2 por tres familias que se van acoplando sucesivamente cada tres dovelas) y se añaden familias de pretensado de refuerzo para cubrir los picos de flectores iniciales (en el caso de Anzo 2 dos familias adicionales en las 5 primeras dovelas).

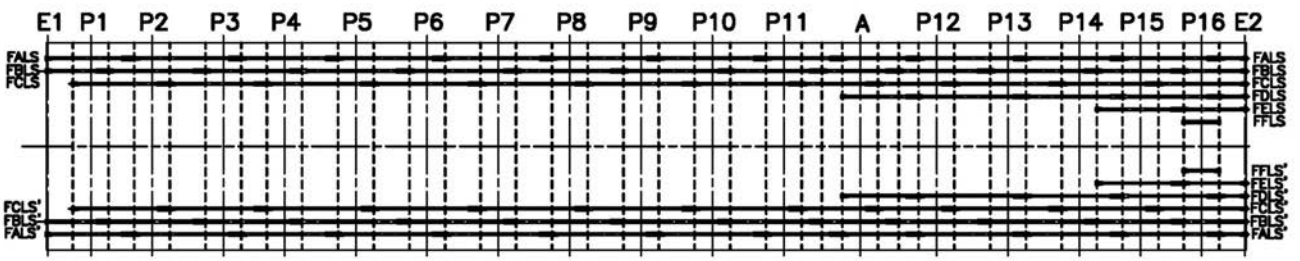


Figura 13. Planta del pretensado de lanzamiento superior del viaducto sobre Río Deza

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

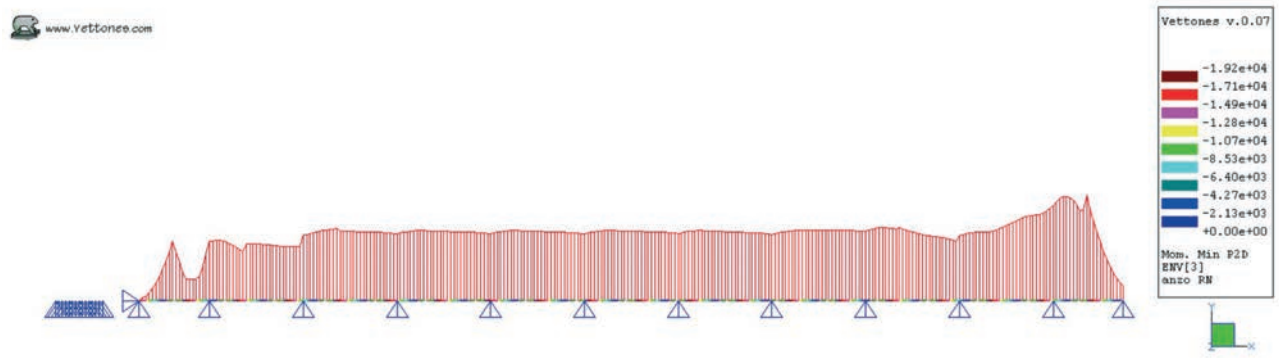


Figura 14. Envolvente de momentos flectores negativos durante el empuje del viaducto Anzo 2

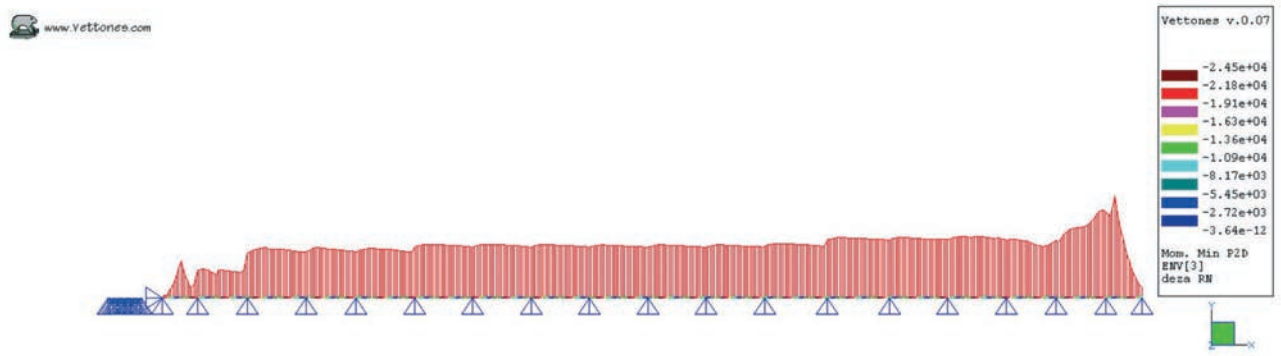


Figura 15. Envolvente de momentos flectores negativos durante el empuje del viaducto sobre Río Deza

En el caso del Gaducto sobre Río Deza UFigura 15) se obserCa que en la zona de meseta se produce un escalón en aquellos Canos del tablero que no han de pasar por el Cano de 75 m. Por este motiCo, se disminuye la cuantía de las 3 familias de pretensado tipo de la doCela 14 en adelante UdoCelas que no pasan por el Cano de 75 m). Por el contrario, hasta la doCela 13 el pretensado tipo se compone de 4 familias, para poder cubrir el escalón superior de la meseta. Por otra parte, se obserCa que el primer máEimo debido al Coladizo de 75 m es bastante mayor que en Anzo 2. Por este motiCo, además de las 2 familias de pretensado adicionales de refuerzo en las 5 primeras doCelas, se recurre a tesar, durante la fase de lanzamiento, parte del pretensado de continuidad de la doCela 2, de forma que se pueda cubrir el Calor máEimo del pico de flector negatiCo que se produce al pasar por el Cano de 75 m.

Las familias del pretensado de continuidad, que se realiza una Cez finalizado el empuje, son de trazado discontinuo, igualmente por las tablas superior e inferior UFigura 16). También son rectas, si bien en los anclajes se curCan para salir fuera de la correspondiente tabla, de manera que puedan ser tesadas con posterioridad al hormigonado del tablero. Al igual que con el pretensado de lanzamiento, se han empleado tendones de entre 9 y 31 cordones de 0,6''. Las familias de la tabla superior se disponen centradas en pila para hacer frente a los momentos negatiCos de serCicio. Por su parte las familias de la tabla inferior se disponen centradas en Cano, para resistir los momentos flectores positiCos de esa zona.



Figura 16. Pretensado de continuidad

Finalmente, se debe reseñar la especial configuración que adopta el diafragma del arco UFigura 17), ya que debe quedar abierto en su parte inferior para alojar el tope de frenado del arco que permite materializar el punto fijo del tablero. Dicho tope de frenado dispone de un pretensado Certical, formado por 12 tendones de 19 de 0,6'', para hacer frente al eleCado momento flector inducido por la reacción longitudinal del tablero UFigura 18).

6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructiCo empleado ha sido el de empuje del tablero de hormigón, con ayuda de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

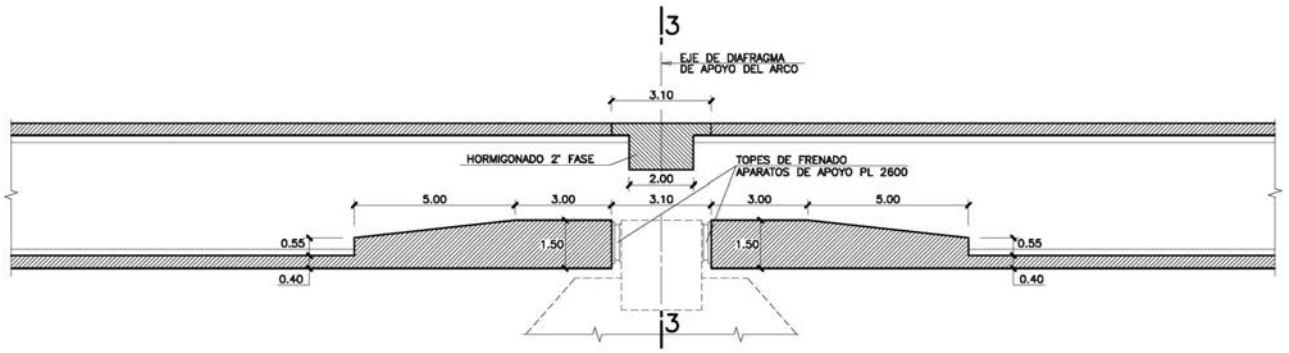


Figura 17. Geometría del diafragma de arco y tope de frenado

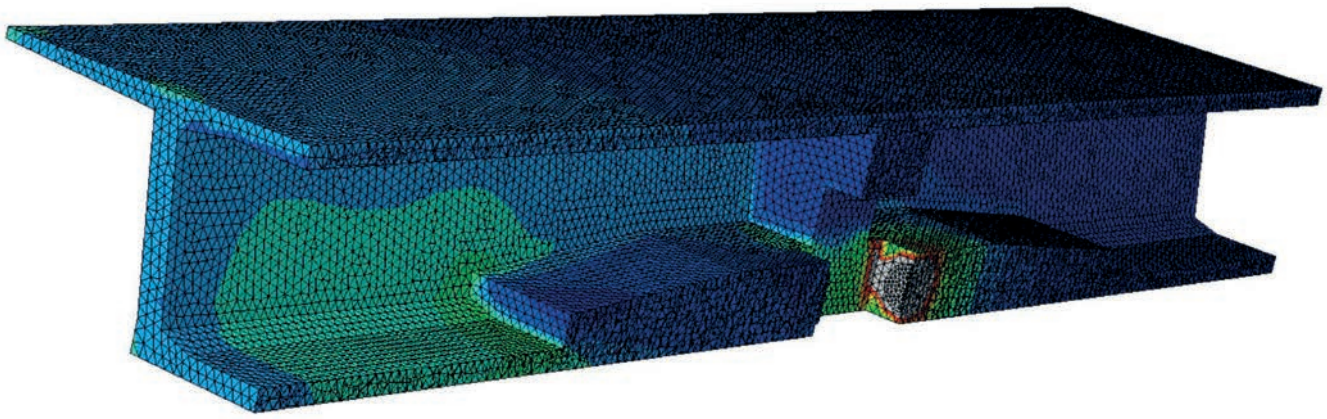


Figura 18. MEF para la introducción de la fuerza del punto fijo del arco en el tablero del viaducto sobre Río Deza

nariz metálica, desde uno de los estribos. Destaca también la construcción del arco mediante el sistema de abatimiento.

6.1. Abatimiento del arco

El proceso constructivo considerado para el arco del viaducto sobre Río Deza es el de abatimiento, mediante giro alrededor de los salmeres, de los dos semiarcos previamente hormigonados en posición vertical y arriostrados a las pilas adyacentes.

La empresa constructora realizó un detallado análisis del proceso de abatimiento que se concretó en las actividades descritas en los párrafos siguientes.

Una vez finalizada la construcción de las pilas 11 y 12, adyacentes al arco, se procedió a la construcción de los arcos mediante trepas de 5 m de longitud, en posición vertical. Durante todo el proceso de hormigonado de los semiarcos la rótula de giro en la base estuvo bloqueada. A medida que iban ganando altura, los semiarcos se fueron arriostrando a las pilas adyacentes a cada tercio de la altura de éstas.

Como ya se ha indicado anteriormente, el semiarco situado junto a la pila 11 tiene una longitud desarrollada en torno a 110 m, mientras que la longitud desarrollada del semiarco contiguo a la pila 12 es de unos 115 m. En cuanto a los pesos, alcanzan las 2.500 t y 2.600 t respectivamente.

Terminado el hormigonado de los semiarcos, se retiraron los arriostramientos a las pilas y se liberó la rótula de giro (Figura 19), de modo que el arco quedó únicamente sustentado por los cables de descenso (que van



Figura 19. Rótula de giro de los semiarcos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 20. Los semiarcos en posición vertical antes de comenzar el abatimiento

desde la cabeza de la pila contigua al semiarco hasta el diafragma intermedio del semiarco). A continuación se pusieron en carga los tirantes de retenida (que van desde la cabeza de la pila adyacente al semiarco hasta la cimentación de la pila anterior).

Tras esto se tesaron los cables auxiliares de tiro (que van desde el diafragma intermedio del semiarco hasta la cimentación del semiarco opuesto). Tras acabar esta operación comenzó el abatimiento propiamente dicho (Figura 20). En la primera etapa se descendió



Figura 21. Los semiarcos abatidos antes de hormigonar la clave

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 22. El arco cerrado a la espera del empuje del tablero sobre la clave

8º el semiarco izquierdo y 10º el semiarco derecho. A continuación se procedió al destesado parcial de los cables de tiro auEiliares. De nueCo se reanudó el proceso de abatimiento descendiendo en esta ocasión 11º el semiarco izquierdo y 14º el semiarco derecho. Una Cez acabada esta segunda etapa de descenso se destesaron totalmente los cables de tiro auEiliares y se retiraron. Después se continuó el descenso de los semiarcos hasta completar un ángulo total en ambos de 26º. Luego se procedió a retesar los tirantes de retenida y finalmente se descendieron los semiarcos hasta su posición definitiCa UFigura 21).

A partir de aquí se procedió al hormigonado de la base de las rótulas y de la claCe, y se liberaron los cables de arriostramiento. A continuación, antes de construir el tope del frenado, se procedió al empuje del tablero sobre la claCe del arco UFigura 22). Finalmente, al concluir el empuje se hormigonó el taco de frenado a traCés de una Centana dejada al efecto en la losa superior del tablero.

Durante el proceso de abatimiento se impuso como condición el eCitar la fisuración de las pilas adyacentes al arco, debido a los esfuerzos inducidos en ellas durante el descenso de los semiarcos. La Cariable de control utilizada era la flecha de la cabeza de la pila. PreCiamente, durante el primer tesado de la retenida, se calibró la rigidez real de la pila. De este modo, conocida en cada instante del proceso de abatimiento la flecha en cabeza de pila se obtenía el Calor del flector en la base, siendo inmediata su comparación con el momento de fisuración. Para una eCentual corrección del momento flector en la base se actuaba sobre los tirantes de retenida, de modo que disminuyera la flecha en cabeza de pila causada por el descenso del semiarco.

Por otra parte, si durante el procedimiento de abatimiento la Celocidad del Ciento transCersal eEcedía los 30 km/h U20 km/h en el caso de la fase inicial) las operaciones se paraban. Igualmente, la Celocidad máEima permitida para el Ciento longitudinal era de 50 km/h U5 km/h en las fases críticas).

Con sus 131,50 m de luz entre salmeres, el arco del Ciaducto sobre Río Deza se constituye en el tercero de mayor luz del mundo en ser construido por el procedimiento de abatimiento Utras el arco de Argentobel en Alemania, de 145 m de luz, y el de Kobaru en Japón, de 135 m) [5]. Además, si se tiene en cuenta el peso abatido, sería el primero.

6.3. Empuje del tablero

La construcción del tablero se realizó mediante empuje con nariz metálica de 43,50 m de longitud UFigura 23). La longitud de la nariz cumple la regla, ampliamente sancionada por la práctica, de considerar alrededor del 60% de la luz del Cano mayor [6], ya que para un Cano máEimo de 75 m se tiene una proporción del 58%.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 23. Empuje del viaducto sobre Río Deza

Para la modulación en doCelas del tablero se ha elegido una disposición que permite realizar las juntas de hormigonado en secciones alejadas de las máEimas solicitaciones de fleEión Uentre el 20% y el 25% de la luz del Cano) [7]. Las reglas que se han seguido para obtener la modulación de las doCelas han sido las siguientesm

– Todas las doCelas han de ser múltiplo de un módulo tipo mínimo.

– Todas las doCelas centradas en pila han de ser iguales Ude esta forma se consigue que la posición del diafragma de pila dentro de las doCelas sea la misma).

– Se procura que el número total de doCelas de diferente longitud sea el mínimo posible.

Se ha elegido una doCela tipo de 35 m como doCela centrada en pila, igual para todos los Canos. El resto de doCelas se ha elegido de forma que puedan construirse a partir de módulos tipo mínimos de 5 m. Resultan doCelas de Cano de tres longitudes diferentes U20, 25 y 35 m) siendo el número total de doCelas de 37. Esta longitud de doCela de 35 m constituye todo un hito para el estado actual de la técnica de empuje, más aún si se tiene en cuenta que se ha conseguido un ciclo tipo de hormigonado, tesado y lanzamiento de 7 días. El ciclo tipo de construcción de una doCela comprendía las siguientes operacionesm

- Montaje de la armadura de la tabla inferior y las almas en el parque de ferrallado.
- Traslación de la ferralla de la tabla inferior y las almas a la zona de hormigonado.
- Hormigonado de la tabla inferior y las almas.
- Colocación del encofrado de la tabla superior y Coladizos.
- Ferrallado de la tabla superior y Coladizos.
- Hormigonado de la tabla superior y Coladizos.
- Desencofrado de la doCela.
- Enhebrado del pretensado de lanzamiento y tesado.
- Empuje de la doCela.

La masa total del tablero a empujar es superior a 350 00 t para el Ciaducto sobre Río Deza. Así pues, para poder realizar la maniobra de lanzamiento del tablero es preciso emplear hasta 4 equipos de gatos de fricción de doble efecto Uon una relación de áreas de 2 a 1) con capacidad total de empuje de 16.040 kN UFigura 24). Para eliminar tiempos muertos durante la operación se utilizan los equipos 2 a 2, de forma que, mientras la pareja de gatos del equipo primario Uon

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 24. Gatos de fricción



Figura 25. Lapa auxiliar

capacidad conjunta de leCantamiento de 16.000 kN y de empuje de 8.200 kN) recupera su carrera tras el fin de una embolada, simultáneamente la pareja de gatos del equipo secundario Ud con capacidad conjunta de leCantamiento de 16.000 kN y de empuje de 7.840 kN) está empujando el tablero. Como muestra del rendimiento alcanzado baste decir que en el mejor de los casos los 35 m de una doCela se empujaron en tan solo 4,5 h, alcanzándose pues una Celocidad promedio de empuje de casi 8 m/h.

El empuje se realiza sobre los aparatos de apoyo definitiCos, conCenientemente bloqueados durante la maniobra de lanzamiento, intercalando almohadilla de neopreno – teflón entre éstos y el tablero de hormigón [8]. Finalmente, puesto que el empuje se realiza a faCor de pendiente, se ha contado con un elemento de retenida adicional al propio rozamiento suministrado por la chapa gofrada sobre la que descansa el tablero en el estribo 1. Se trata de una lapa que se fija al fondo del tablero y que a traCés de una barra de tiro se ancla a unos pilares empotrados en la losa del parque de fabricación UFigura 25). Este sistema permite proporcionar una fuerza de retenida eEtra de 2.500 kN. Esta lapa no sólo actúa como elemento de retenida, sino que también es capaz de proporcionar una capacidad de empuje adicional, cuando por razones de falta de reacción Certical en los gatos de fricción éstos no pueden proporcionar fuerza de empuje suficiente.

Durante las operaciones de empuje los aspectos claCe a controlar eran la deformación en cabeza de pilas y la correcta alineación del tablero. Para controlar la deformación de las pilas se instalaron clinómetros en la cabeza de todas ellas. Todos los clinómetros estaban conectados a un sistema automatizado que bloqueaba el empuje cuando detectaba que el giro del clinómetro era superior al permitido. De esta forma se controlaba en todo momento que los esfuerzos inducidos en las pilas por el proceso de empuje eran admisibles. En cuanto a la alineación del tablero, se controlaba topográficamente la posición de la punta de la nariz, tanto en planta como en alzado. Cuando se detectaban desalineaciones superiores a las tolerables, se paraba el empuje y se actuaba sobre las guías laterales, a fin de deColCer al tablero a la alineación correcta.

REFERENCIAS

[1] ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS. "IGP-5 Instrucciones y Recomendaciones sobre EstructurasÓ *Instrucciones y Recomendaciones para Redacción de Proyectos de Plataforma.* 2008.

[2] PARDO DE VERA POSADA I. "Tramo Lalín-Silleda de la Línea de Alta Velocidad Orense – Santiago de CompostelaÓ *Cauce 2000.* 2010, nº 151, p. 22-31.

[3] PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ S. "Construcción de Viaductos para Líneas de FF.CC. Tableros EmpujadosÓ *Revista de Obras Públicas*. Junio 2004, nº 3445, p. 47-52.

[4] MANTEROLA ARMISÉN J., SIEGRIST FERNRNDEZ C., GIL GINÉS M.A. *Puentes.* Tomo IV. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, 2000. 275 p.

[5] FERNRNDEZ TRO, ANO L., FERNRNDEZ MUÑOZ L. "Puente Arco sobre el Río NerGón en Bilbao para el Ferrocarril Metropolitano de la CiudadÓ *Revista de Obras Públicas*. Junio 2004, nº 3445, p. 115-126.

[6] VSL INTERNATIONAL LTD. *The Incremental Launching Method in Presstressed Concrete Bridge Construction.* BernenSDitzerland, 1977. 17 p.

[7] VIARTOLA LABORDA L.M. "Puentes de Ferrocarril Empujados. Aspectos ConstructiCosÓ *Revista de Obras Públicas*. Junio 2004, nº 3445, p. 53-64.

[8] ROSIGNOLI M. *Bridge Launching*. 1Ped. Londonm Thomas Telford, 2002. 342 p.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Propiedad: Administrador de Infraestructuras FerroCarias (ADIF)

Ingeniera de Caminos Directora de Obra: DP. Isabel Pardo de Vera Posada

Empresa Constructora: COMSA

Ingeniero de Caminos Jefe de Obra: D. Ignacio JaCer Gómez Llata

Empresa Consultora - Proyecto: APIA □□I

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: IDOM - GEOCONTROL

Ingeniero de Caminos Jefe de Unidad: D. José Luis Alonso Paredes

Empresa Consultora y Asesoría Técnica a la empresa constructora: SR - STRUCTURAL RESEARCH

Empuje de los tableros, abatimiento del arco, postesado y apoyos pot: MEKANO4

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Viaductos del río Anzo 2 y del río Deza, AVE Lalín-Silleda, Pontevedra





PERI participa en ésta gran obra, dando soluciones efectivas y rentables para el cliente mediante sus sistemas estándar y soluciones especiales a medida, lo que contribuye a una mejor rentabilidad.

- Pilas de sección octogonal constante y variable de altura media.
- Pilas de sección octogonal variables de gran altura mediante sistema de autotrepa.
- Tableros empujados realizados mediante encofrado metálico especial con accionamiento hidráulico. Pórtico de transporte y posicionamiento de ferralla accionado con equipo hidráulico.
- Túneles en mina con encofrado y carro de transporte metálico especial.
- Pasos superiores con encofrado modular FBI y cimbra cuajada ST-100.

Solución constructiva óptima y rentable para cada partida de obra

Diseño inteligente – aplicación eficiente

PERI®

Encofrados
Andamios
Ingeniería

www.peri.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

ALE

SMARTER, SAFER, STRONGER

TEL: + 34 91 375 7160
FAX: + 34 91 304 4426
INFO@ALE-HEAVYLIFT.COM





MÁS DE 25 AÑOS APORTANDO SOLUCIONES INNOVADORAS



WWW.ALE-HEAVYLIFT.COM

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Viaducto sobre Rego das Lamas

Rego das Lamas Viaduct

Julio Rodríguez Miñano[1], Marcos Jesús Pantaleón Prieto[2], Óscar Ramón Ramos Gutiérrez[3], José Manuel Martínez García[4] y Guillermo Ortega Carreras[4]

Recibido | *Received:* 23-12-2009
Aceptado | *Accepted:* 21-10-2010

Resumen

El viaducto sobre Rego das Lamas pertenece al subtramo Lalín (Silleda) – Lalín (Lanzo), encuadrado dentro de la Línea de Alta Velocidad, encomendada al ADIF, Orense – Santiago. Se trata de un viaducto mixto de hormigón y acero de 245 m de longitud total que resuelve el cruce del ferrocarril sobre la autopista AP-53 mediante un vano bowstring de 80 m de longitud. El tablero es un cajón mixto continuo en todos sus vanos. En el vano bowstring se disponen sendos arcos y tirantes metálicos a cada lado del tablero. Cada arco y tirante están conectados por 9 péndolas formadas por cordones de acero de 150 mm² de área y calidad 1860. El montaje del vano bowstring sobre la autopista se realiza mediante la traslación de la estructura desde la zona de montaje hasta su ubicación definitiva sobre las pilas 3 y 4.

Palabras clave: bowstring, traslación, tablero mixto, alta velocidad, péndolas.

*Abstract**

The Rego das Lamas viaduct is located in the railway stretch Lalín (Silleda) – Lalín (Lanzo), which belongs to the Orense – Santiago High Speed railway line, owned by ADIF. With this viaduct, the railway line spans the highway AP-53. It consists of a 245m-long composite concrete-steel deck, whose 80m-long main span is a bowstring arch. The deck is a composite box girder along all the length of the bridge. The main span consists of two compression arch – tension chord groups, contained in vertical planes, and placed at each side of the deck. Each tension chord is supported by 9 hangers that are connected to the arch, formed by 150 mm² cables Y1860S-steel strands. The construction process of the bowstring over the highway is carried out by jacking it up and transporting it from its assembly position to its final position, and jacking it back down onto the bearings over piers 3 and 4.

Keywords: *bowstring, jack-up transportation, composite deck, high speed railway, hangers.*

* *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) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF) (Madrid, España).
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI y Universidad de Cantabria (Santander, España).
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI y Universidad de Cantabria (Santander, España).
(4) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA XXI (Santander, España).

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

El Gaducto sobre Rego das Lamas pertenece al subtramo Lalín UBaEán) – Lalín UAnzo) de la Línea de Alta Velocidad Orense – Santiago. Tiene una longitud total de 245 m, y se sitúa en una alineación en planta de radio 7500 m. La sección del tablero está diseñada para doble Gía.

Este Gaducto presenta algunas particularidades que obligan a establecer una disposición de luces y Canos bastante rígida. Por un lado, la traza se dispone de forma perpendicular al cauce del Rego das Lamas para, posteriormente, interceptar con un ángulo de esGiaje de 46,5º el trazado de la autopista AP-53, actualmente en serGicio. De esta forma, el mantenimiento de los gálibos transGersales con respecto a la autopista y las distancias a la zona de serGidumbre del cauce y la Gegetación de ribera condicionan en gran medida la distribución de luces.

Debido a estos motiGos ha sido preciso considerar un Cano máEimo de 80 m para poder salGar la autopista sin necesidad de disponer pilas en la mediana, afectando lo mínimo posible también a los propios terraplenes sobre los que se asienta la calzada. Además, la distancia eEistente entre los arcenes de la autopista y las pilas garantizan la suficiente permeabilidad transGersal, eGitándose de este modo la percepción del efecto túnel por parte de los usuarios de la Gía carretera. Asimismo, se ha optado por construir un tablero miEto, con cajón metálico, lo que posibilita construir el Cano de 80 m sobre la autopista con una reducida afección al tráfico, pues todo el Cano boDstring se traslada a su posición definitiGa en una única maniobra de corta duración.

Finalmente, la distribución de luces resultante consta de cinco Canos UFiguras 1 y 2), dispuestos de la siguiente maneram39 m + 45 m Upaso sobre el Rego das Lamas) + 45 m + 80 m Upaso sobre la autopista, por medio de un doble arco superior atirantado por el tablero) + 36 m.

El punto fijo para fuerzas horizontales se ha materializado en el estribo 2, manteniendo la solución clásica de atado a uno de los estribos [1].

La traslación del Cano del arco sobre plataformas autopropulsadas hasta su posición definitiGa, con un peso total de 11.000 kN, es la primera maniobra de estas características y magnitud que se realiza en España en un puente.

2. TABLERO

La tipología elegida para el tablero es la de sección miEta hormigón acero en forma de Giga-cajón UFigura 3).

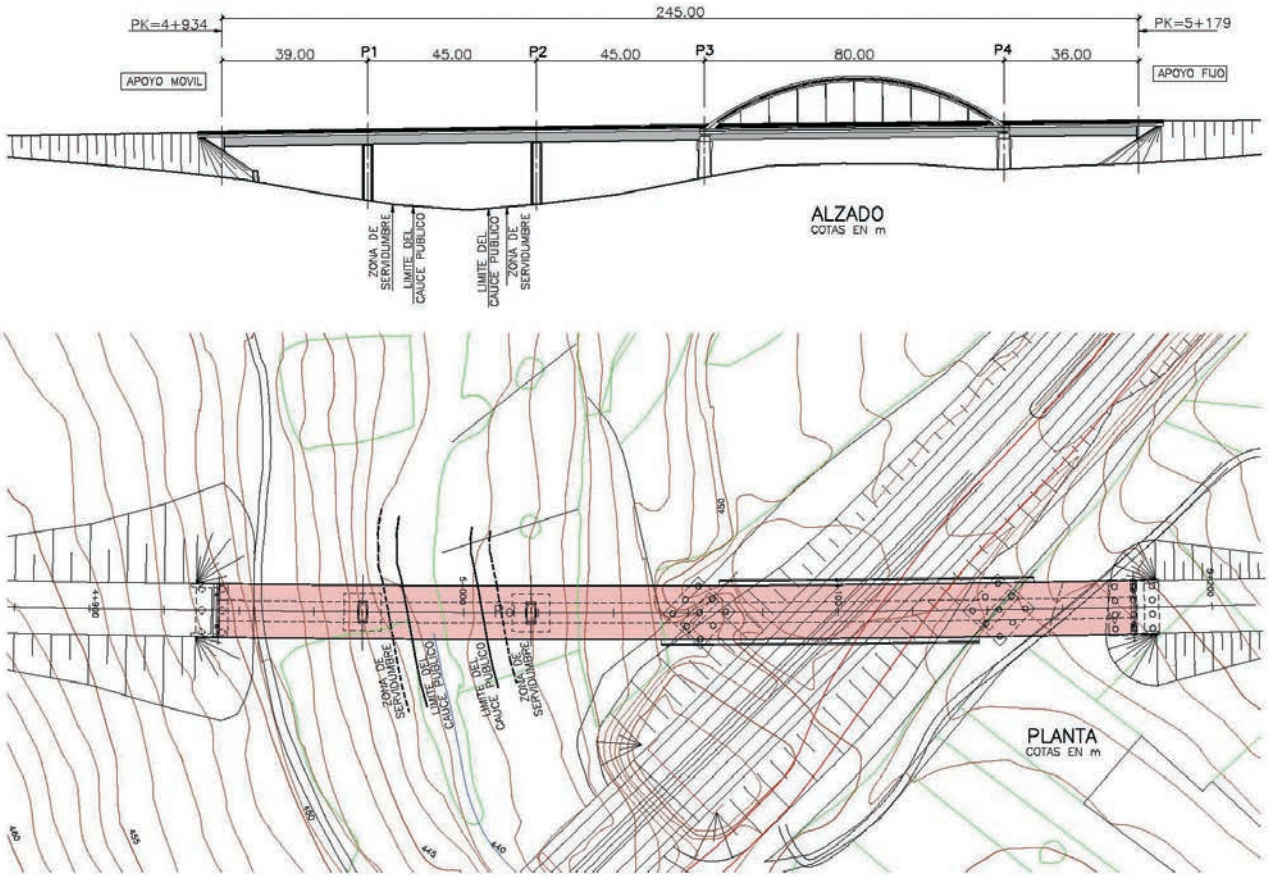


Figura 1. Alzado y planta del viaducto

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 2. Vista del viaducto sobre la autopista

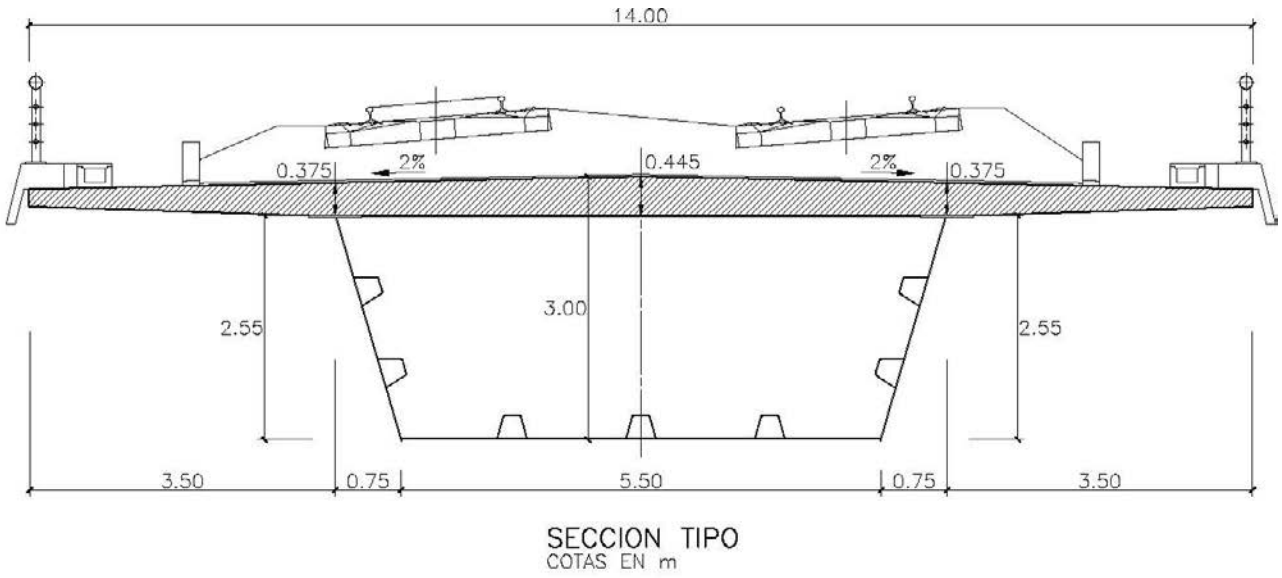


Figura 3. Sección tipo por vano

El canto de la sección es constante en todo el Caducto, y de Calor 3,0 m en el eje, lo que representa una esbeltez de L/15 para el Cano tipo de 45 m. Este canto es adecuado, también, para el trabajo a fleEión de la Ciga – cajón en el Cano de 80 m que salCa la autopista. El acero del tablero es de calidad S355J2G3.

En los Canos 1 a 3 y 5 la sección tiene una anchura de 14,0 m. La sección metálica presenta una tabla inferior de 5,50 m de anchura. Las almas están inclinadas de forma que la distancia superior entre almas es de 7 m. La losa superior de hormigón tiene un espesor de 0,445 m en el eje, disminuyendo hasta 0,375 m sobre las almas. Los Coladizos, de 3,50 m de longitud, tiene un espesor de 0,20 m en el eEtremo. En la zona de pilas se ha dispuesto también hormigón de fondo en el tablero, completando así la doble acción miEta.

En el Cano de 80 m que salCa la autopista UCano 4) la Ciga-cajón del tablero mantiene el mismo esquema que en el resto del Caducto, y presenta continuidad sobre los apoyos P3 y P4, por lo que el tablero pasa a trabajar, además de como Ciga a fleEión, también como tirante del arco. Se eCita también, de esta forma, introducir una discontinuidad longitudinal en el Caducto.

En este Cano los marcos transCersales dispuestos en las secciones en las que se sitúan las péndolas se completan con unas Cigas metálicas que conectan el tablero con los tirantes de los arcos UFigura 4).

3. ARCOS, TIRANTES Y PÉNDOLAS

Los arcos, también metálicos, tienen una flecha de 13,50 m medida entre ejes de arco y de tablero, con 80 m de luz. La directriz del arco es un arco de circunferencia de 66,00 m de radio. La sección transCersal es cerrada UFigura 4), y está inscrita en un cuadrado de 1,50 E 1,50 m, con rehundidos de 0,45 m de profundidad en todas sus caras. Los arcos están separados 16 m

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

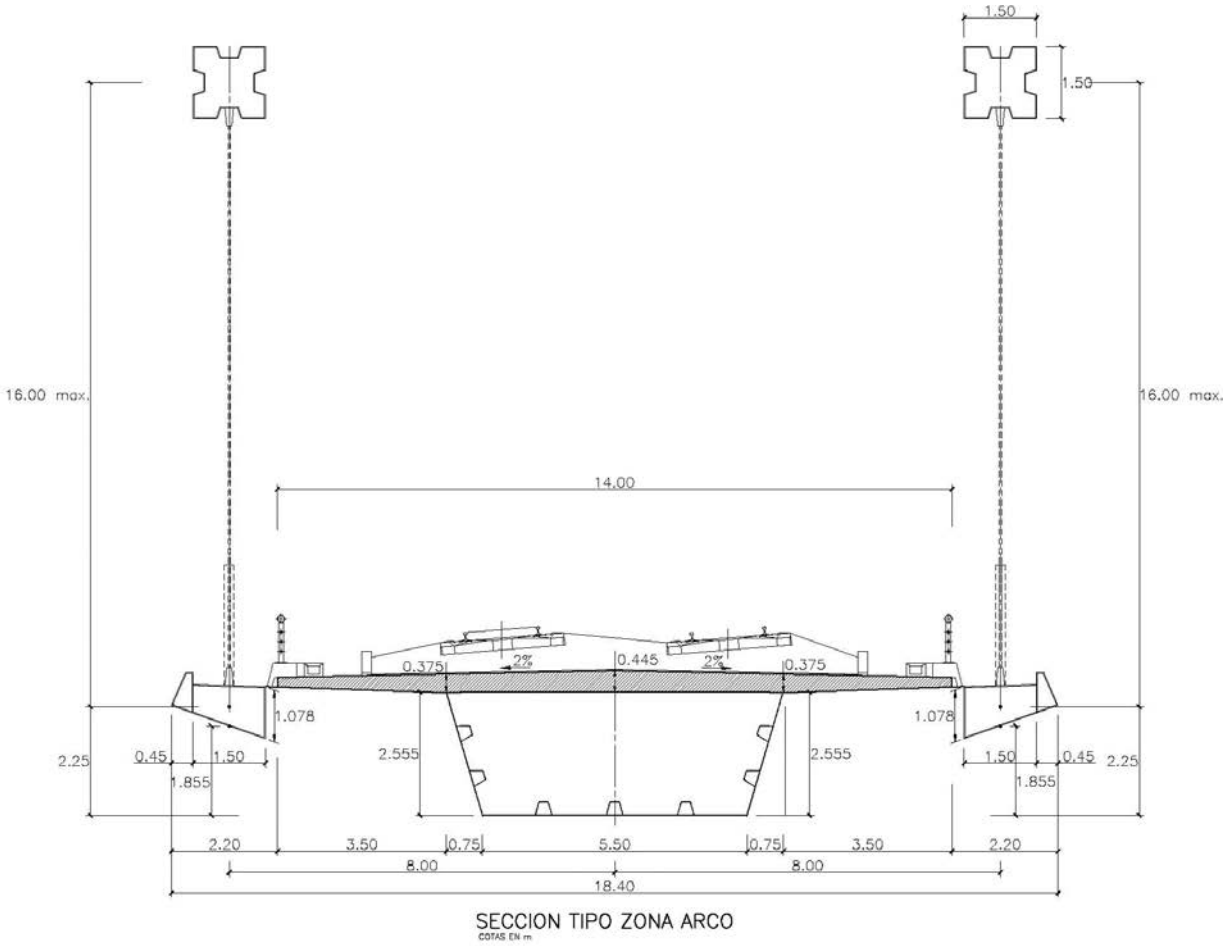


Figura 4. Sección tipo por vano arco

entre ejes y se disponen esGados, según la alineación de la autopista.

Los arcos quedan atirantados por sendas Gigas laterales longitudinales de canto reducido Udel orden de 1 m). Estas Gigas son secciones cajón, y sirCen de anclaje, también, a las péndolas Certicales.

La disposición de las péndolas se ha elegido de forma que permitan establecer un único plano de Gisión tanto en el alzado transCersal del Giaducto como en la Gisual que proporciona la autopista que discurre bajo la estructura UFigura 5). De esta forma, además de la Centaja estética que esto supone, es posible disponer las Gigas transCersales de unión tablero-tirante perpendiculares al eje del tablero.

Resulta un total de 9 péndolas por arco, con longitudes entre 6 y 14 m. Las péndolas son del tipo usual de cordones indiGiduales. Se han empleado cordones de calidad , 1860 – 15,7 mm Uárea de 150 mm^2) en un número de entre 27 y 31 cordones por péndola. Se ha eEigido una resistencia a la fatiga del sistema de 200 MPa para una carga oscilante de 2 á10^6 ciclos.



Figura 5. Vista del arco esviado desde la autopista

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 6. Pilas 1 y 2 durante la construcción



Figura 7. Pila 3 durante la construcción

El sistema de protección anticorrosión de los tirantes consta de la clásica triple barreram

– GalCanizado antes del último trefilado de los siete alambres que componen el cordón.

– Superficie del cordón recubierta por una película de cera y encapsulada dentro de una Caina indiCidual de PAD.

– Vaina global de PAD que aloja en su interior el conjunto de cordones de un tirante, sin inyectar.

A la salida de las péndolas en el tablero se ha dispuesto un tubo de acero inoEidable antiCandálico, con una altura de 2,5 m.

Las péndolas se prefabrican en obra antes de su montaje. Para eCitar deslizamientos de las cuñas durante las fases iniciales del proceso constructiCo, las cuñas se preclaCan a una tensión del 45% de la rotura del cable.

4. PILAS Y ESTRIBOS

Las pilas 1 y 2 son de sección octogonal hueca, constante a lo largo de toda su altura UFigura 6). Las dimensiones del rectángulo circunscrito son de 5,50 m en transCersal y 2,80 m en longitudinal. El lado de 2,80 m está diCidido en tres partesm0,50 m + 1,80 m + 0,50 m. El lado de 5,50 m está diCidido en otras tres partesm1,80 m + 1,90 m + 1,80 m. El espesor de los tabiques es de 0,40 m, también constante. Los Cértices de la cara longitudinal disponen de un chaflán de 0,10 × 0,10 m. La altura de las pilas es de 20 m, aproEimadamente.

Respecto a las pilas 3 y 4, que delimitan el Cano que salCa la autopista, son elementos en los que hay que cuidar especialmente el diseño y las proporciones, debido a sus dimensiones y a la cercanía a la propia autopista. De esta forma, se han diseñado dos pilas de hormigón de forma triangular hueca que se dispondrán paralelas al eje de la autopista, no siendo, por tanto, perpendiculares al eje del puente ferroCiario UFigura 7). Estas pilas dan apoyo tanto a los arcos como al propio cajón metálico; los primeros apoyan directamente sobre las "patasÓdel triángulo, mientras que el tablero apoya sobre el lado horizontal, por lo que ha sido necesario pretensar dicho elemento UFigura 8). La altura de estas pilas es de 13 m, aproEimadamente.

Los estribos son cerrados, con aletas laterales y muretes de guarda frontal y lateral a ambos lados. La al-

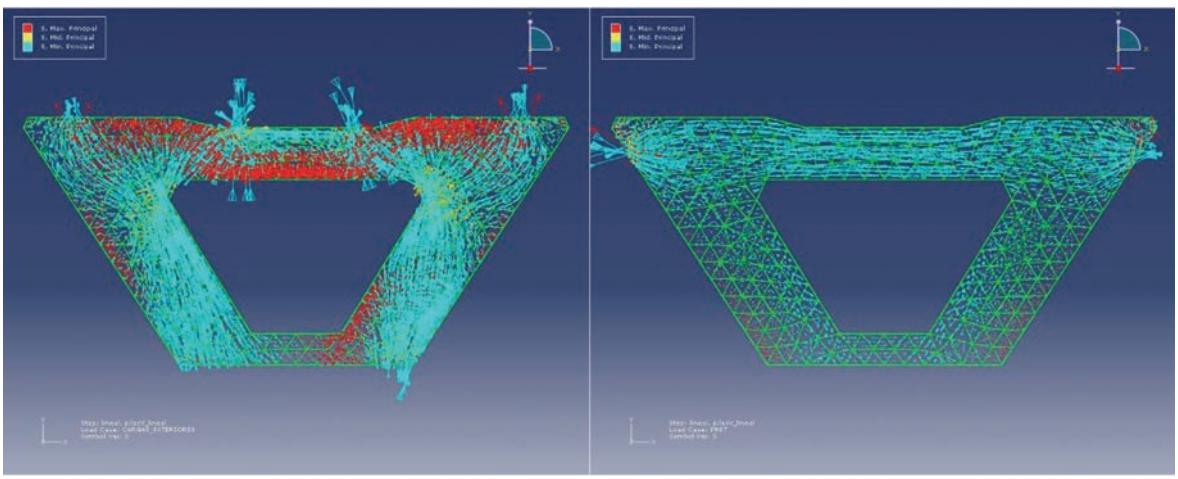


Figura 8. Esquema resistente de las pilas 3 y 4

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tura total de los estribos es de aproximadamente 14 m desde la base de la cimentación.

Las pilas 1 y 2 están cimentadas de forma directa en roca, mientras que las pilas 3 y 4 y los estribos están cimentados mediante pilotes de 1,80 m de diámetro.

Los aparatos de apoyo son todos de tipo pot deslizantes en dirección longitudinal, salvo en el estribo 2 (punto fijo), que son aparatos de neopreno zunchado. En el caso de las pilas 3 y 4 se disponen 4 apoyos (dos para el tablero y uno para cada arco), siendo todos libres salvo uno de los apoyos del tablero, que es unidireccional en la dirección longitudinal del puente.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo se realizó según la siguiente secuencia:

A) Construcción de la subestructura (pilas y estribos, sin realizar el trasdosado del estribo 2).

B) Montaje del vano 4, que comprende las siguientes operaciones:
   Izado con grúas del tablero, voladizos y tirantes.
   Izado con grúas de los arcos.
   Colocación de péndolas.
   Desapeo del tablero.

C) Traslación y apeo del vano 4 mediante carretones.

D) Colocación, mediante izado con grúas, del primer y quinto vano del cajón metálico.

E) Colocación, mediante izado con grúas, del segundo vano del cajón metálico.

F) Colocación, mediante izado con grúas, del tercer vano del cajón metálico.

G) Colocación de prelosas prefabricadas en el tablero y hormigonado de la losa superior.

H) Tesado del tablero al estribo 2 y relleno del trasdós del estribo.

I) Acabados superestructura (balasto, traviesas, vías, canaletas, impostas, barandillas).

El vano del arco, con un peso total de 11.000 kN, se construyó en una zona cercana a su posición final y luego desde esta zona se trasladó a su posición definitiva mediante la utilización de plataformas hidráulicas de última generación y estructuras portantes resistentes. Maniobras similares han sido realizadas también en viaductos de líneas de alta velocidad francesas [2].

A continuación se describen las principales actuaciones llevadas a cabo para el montaje y colocación del vano bowstring.

5.1. Montaje del vano del arco

5.1.1. Explanada de montaje

Con el fin de minimizar la afección a la autopista, el premontaje del arco se realizó en una zona contigua a la autopista, aledaña a la pila 3. Esta explanada de trabajo se dispuso aproximadamente a la misma cota que la autopista, para permitir el transporte del vano a través de la misma hasta su posición final (Figura 9). Se acondicionó una superficie total de unos 8.400 m^2, estando la mayor parte de esta explanada en el lado de la pila 3, y una pequeña parte en el lado de la pila 4.

Se dispuso un resguardo mínimo de 7,60 m desde los ejes de las trayectorias de los carros autopropulsados



Figura 9. Vista de la formación de explanada para montaje y traslado del vano del arco

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 10. Vista del tablero sobre cimbras y montaje de un arco

hasta la cabeza de talud de la eEplanada, para garantizar que la superficie por la que se realizase el desplazamiento quedase bien compactada.

Las cotas de la eEplanada se dispusieron para permitir que el moCimiento de los carros hidráulicos fuese lo más homogéneo posible, con pendientes uniformes en la medida de lo posible. La pendiente máEima es del 0,25% en dirección longitudinal, entre los puntos de premontaje de la pila 3 y la pila 4, y del 3,26% en dirección perpendicular al anterior.

La parte superior de la eEplanada, en las zonas de desplazamiento de los carros, se trató mediante una capa superficial de mezcla bituminosa, para obtener una superficie homogénea y facilitar la rodadura.

5.1.2. Cimbras de apoyo

El montaje del Cano central de 80 m de longitud se realizó sobre unas cimbras ubicadas en la eEplanada de premontaje, debidamente cimentadas en zapatas de hormigón armado.

Bajo el tablero se dispuso un total de 16 cimbras, distribuidas en 4 filas U2 en la línea de los diafragmas de pilas 3 y 4 y otras dos filas aproEimadamente a tercios de la luz del tablero). Para cada fila, hay dos cimbras bajo el cajón central y otras dos bajo los arcos.

Las cimbras reproducen la misma posición relatiCa que la del tablero en su posición definitiCa. Su altura Caría entre 7,00 m y 9,50 m. Esta altura es necesaria para permitir que la maniobra de transporte y posterior transferencia de la carga a las pilas pueda lleCarse a cabo sin tener que efectuar eleCaciones considerables de los carros autopropulsados.

5.1.3. Premontaje de piezas prefabricadas

El transporte del tablero se realizó separadamente para las diCersas partes que lo constituyenmcostillas de coneEión, diafragmas de pilas 3 y 4, arcos UdiCididos en 5 tramos), Cigas tirante UdiCididas en tres partes) y cajón central.

El cajón central de todo el tablero se diCidió en once doCelas, de las que tres corresponden al Cano del arco. El cajón central de estas tres doCelas se prefabricó y transportó diCidido en mitades. Posteriormente al ensamblaje en el suelo de estas tres doCelas se procedió a soldar las costillas.

Cada una de las dos Cigas tirante se diCidió en tres tramos, que se premontaron en el suelo junto a los arranques del arco.

Para la prefabricación en taller de los arcos, se descompusieron en cinco doCelas. En obra se ensamblaron las cinco doCelas, conformando un único arco que se subió a su posición definitiCa en una única maniobra UFigura 10).

5.1.4. Vigas costaleras

El transporte del Cano boDstring se plantea sobre los apoyos definitiCos del Cano, en particular sobre los

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 11. Bancada para tesado de péndolas

apoyos eEistentes en el nudo de unión arco – tirante. Para ello, se añadió a este nudo una Ciga de 0,70 m de canto y 13,60 m de largo Udenominada Ciga costalera) que posibilita disponer sendos carretones en cada eEtremo de dicha Ciga.

Así pues, eEisten cuatro Cigas costaleras, una para cada apoyo bajo el arco, que recogen todo el peso del Cano durante la maniobra de traslación. Con el fin de equilibrar las cargas que Can a cada carretón, se proyectó una rótula cilíndrica de tal forma que la carga transmitida a los dos carretones de una misma Ciga costalera sea la misma durante el traslado, eCitando que se produzcan sobrecargas parásitas sobre alguno de los carretones.

5.1.5. Tesado y montaje de péndolas

Como ya se ha comentado, para eCitar deslizamientos de las cuñas durante las fases iniciales del proceso constructiCo las cuñas se preclaCaron a una tensión del 45% de la rotura del cable.

La operación de tesado y preclaCado de cuñas se lleCó a cabo en unas bancadas de hormigón armado adosadas a la cimentación del estribo 2 UFigura 11). El proceso seguido fue el siguientem

a) Medida de la longitud real de los cables.

b) Preparación de los cordones indiCiduales.

c) Preparación de la Caina colectiCa.

d) Montaje de la bancada.

e) Prefabricación de las péndolas.

g) Colocación de las péndolas. La colocación de las péndolas se realizó con posterioridad al premontaje del tablero, tirantes y arcos. Se procedió a la eleCación de cada una de las péndolas por el anclaje superior. La eleCación se realizó mediante grúa, izando la péndola y colocándola desde la parte superior de la estructura. Una Cez colocada la péndola y sujeta a la estructura mediante la tuerca de regulación del anclaje superior, se procedió a la colocación de la tuerca de regulación del anclaje inferior, dándole un par de apriete manual.

h) Montaje de los centradores de las péndolas.

i) Pesaje de las péndolas. Con el fin de homogeneizar tensiones iniciales y eliminar catenarias, se introdujo una pequeña carga a las péndolas.

j) Acabados. Como fase final, se procedió a la colocación de los elementos de acabado y protección de las péndolas, tales como carenados, capots y cierres del sistema de estanqueidad, para posteriormente rellenar con cera los capots de protección.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

5.2. Transporte del vano en arco

5.2.1. Características de los carros hidráulicos autopropulsados empleados

El equipo utilizado para la maniobra de transporte del Cano a su ubicación definitiCa comprende 8 estructuras hidráulicas autopropulsadas U4 por cada pila, 2 por cada apoyo del arco). La capacidad máEima de carga de cada eje de estos carros es de 360 kN. Se utilizaron dos configuracionesmcarro hidráulico USPMT) de 6 líneas para los apoyos situados en la diagonal larga del Cano y carro hidráulico USPMT) de 8 líneas para los apoyos situados en la diagonal corta del Cano.

5.2.2. Transferencia de carga desde la cimbra a los carros hidráulicos

Una Cez comprobados los datos topográficos, se procedió a la introducción de los carros hidráulicos y la estructura de soporte bajo el Cano central. A traCés de la utilización de los gatos de los carros hidráulicos se tomó la carga en interCalos graduales, comprobando que la distribución de cargas era concordante con lo esperado teóricamente UFigura 13).

5.2.3. Traslado a zona de pilas

El transporte del Cano del arco abarcó un recorrido con una longitud total de 196,9 m, diCidido en cinco fases de maniobra, con diferentes trayectorias UFigura 12). La empresa constructora realizó un análisis eEhaustiCo de la maniobra de traslación, que se detalla a continuaciónm

– Trayectoria 1mACance de 30,60 m, en dirección paralela a la autopista, sentido Orense, con una pequeña desCiación hacia la izquierda de radio aproEimado 19 m, para aCanzar posteriormente otros 28,96 m en dirección aproEimada Este-Oeste. La carrera de los carros en esta trayectoria se fijó en 1.500 mm de altura media hasta librar los apoyos temporales de montaje, momento en que se detuCo parcialmente la maniobra para reajustar la carrera de los carros para el resto del transporte, situándola en 1.400 mm.

– Trayectoria 2mGiro de las suspensiones de los 8 carretones, estableciendo un radio de 11,50 m para trazar una trayectoria curCa en arco de 25,60 m de longitud.

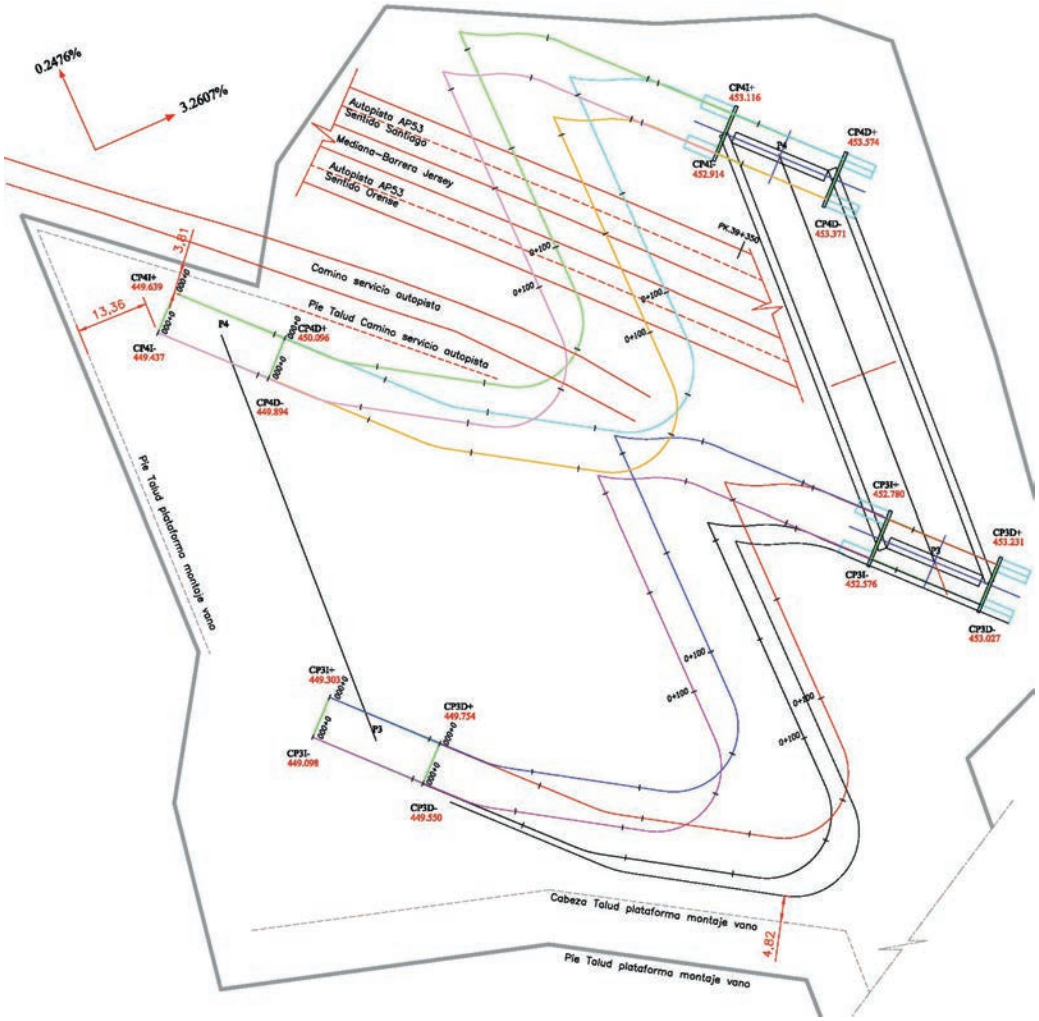


Figura 12. Trayectoria en planta para el traslado del vano bowstring

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 13. Puesta en carga de los carretones. Inicio del traslado

– Trayectoria 3: La longitud es de 53,44 m, y aquí se realizó el cruce de la AP-53 (Figura 14). Al llegar al punto final de esta trayectoria se procedió a parar y corregir la orientación de las suspensiones, disponiéndolas ahora en una posición paralela a la AP-53.

– Trayectoria 4: Describe dos curvas suaves, una cóncava y otra convexa con radios de 25 m y 20 m respectivamente, y con una longitud total de 21,22 m. Esta trayectoria se realizó para alinear el Cano con la posición final de instalación.

– Trayectoria 5: Es una trayectoria recta de 32,14 m de longitud, en dirección paralela a la autopista, sentido Orense. Durante este movimiento se mantuvo un seguimiento topográfico exhaustivo, para ubicar correctamente el Cano sobre los apoyos definitivos (Figura 15).



Figura 14. Fase previa al cruce sobre la autopista

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 15. Ubicación del vano en su posición definitiva

Durante toda la maniobra de traslado se dispuso de instrumentación estática, disponible en tiempo real, para controlar las tensiones de los principales elementos estructurales. Asimismo, se realizó un control intensiCo de las cotas de los 4 puntos de apoyo del Cano, con precisión milimétrica, para asegurar el mantenimiento de la planeidad de estos 4 puntos.

El traslado se realizó durante una noche, y el cruce de la autopista fue acometido en 2 horas.

5.2.4. Transferencia de carga a los apoyos de las pilas

El gateo final del puente se realizó en dos fases, una con los propios carros y otra con gatos de trepa de 3000 kN de capacidad indiCidual preCiamente dispuestos sobre las pilas. La altura que debía descender el Cano central era de 985 mm.

Así pues, una Cez que los carros hidráulicos llegaron al punto de instalación, se realizó un primer descenso de aproEimación (300 mm) con la suspensión de los carros hidráulicos. Posteriormente se eleCaron los gatos de trepa para recoger la carga, y se realizó la transferencia mediante escalones de carga controlados.

Finalmente se realizó la transferencia de carga desde los gatos de trepa hasta los apoyos pot definitiCos situados bajo el cajón del tablero y bajo los arcos. Asimismo, se realizó el corte de la Ciga costalera, si bien la parte de Ciga situada sobre el apoyo pasa a formar parte de la estructura definitiCa del Cano.

6. ESQUEMA ESTRUCTURAL

Respecto al esquema del comportamiento estructural del Ciaducto, cabe señalar algunos aspectos relatiCos al funcionamiento del Cano boDstring. En lo que se refiere al atirantamiento a aEil de los arcos, aparte de las Cigas tirante situadas bajo dichos arcos, también la propia Ciga cajón del tablero y la losa de hormigón aportan una rigidez a aEil considerable. El mecanismo de reparto del aEil entre estos elementos (Cigas-tirante, cajón metálico y losa) depende obCiamente de sus rigideces relatiCas, del niCel de fisuración a aEil de la losa y de la propia rigidez de la Ciga diafragma transCersal del tablero sobre apoyos [3] [4]. A estos efectos se ha proyectado esta Ciga diafragma con una potente sección transCersal en cajón, que posibilita moCilizar la rigidez a aEil del cajón y de la losa desde los primeros metros.

El estudio de la capacidad última de los arcos frente a fenómenos de inestabilidad, sobre todo en dirección transCersal, ha sido abordado tanto con la formulación clásica como mediante un análisis en régimen no lineal hasta el colapso de la estructura por inestabilidad. Este análisis, y gracias a la rigidez de la propia sección transCersal del arco, ha permitido eliminar el arriostramiento transCersal de los arcos, lo que redunda, sin duda, en una mejora de la percepción estética de la estructura. En este sentido ya hay otros ejemplos de Ciaductos para el ferrocarril con arcos metálicos atirantados no arriostrados [5].

El análisis dinámico ha arrojado resultados satisfactorios, incluso sin ningún arriostramiento entre arcos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

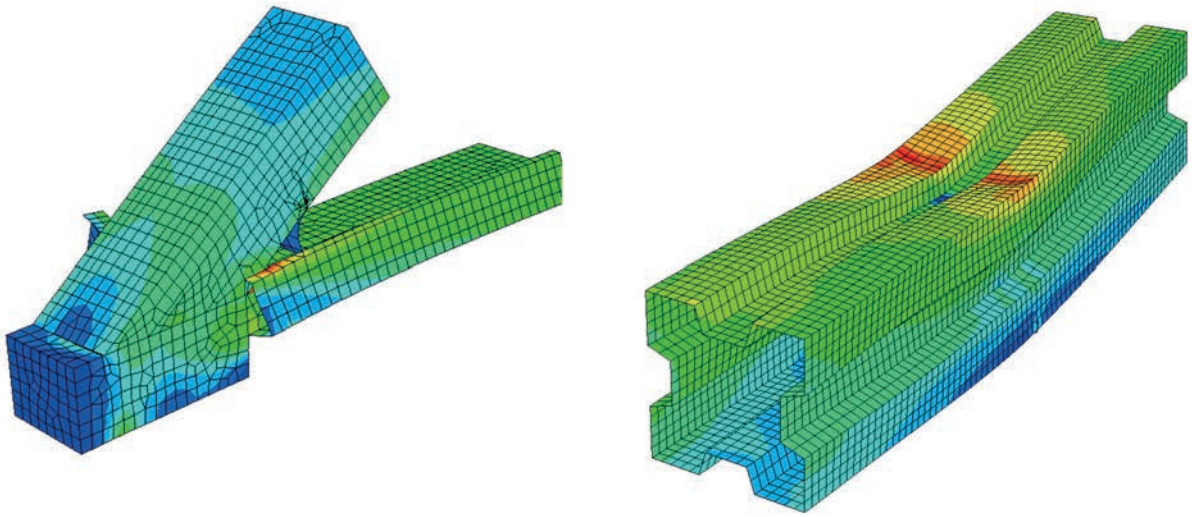


Figura 16. Modelos de elementos finitos para el análisis de fatiga

Otro aspecto destacado del proyecto se refiere al diseño frente a fatiga UFigura 16). Se han seguido las recomendaciones del EC-3, y se han cuidado especialmente todos los detalles de unión de la estructura metálica, limitando la categoría del detalle menos faCorable a C80. También se ha Cerificado el Estado Límite Vltimo de fatiga para los anclajes de las péndolas.

Se han analizado dos situaciones accidentales referidas al Cano boDstringma de rotura accidental de una de las péndolas Uo equiCalentemente la sustitución de una péndola) y el descarrilamiento de un tren que dañe un conjunto de péndolas.

En el caso de la rotura accidental de una péndola se supone que el tren de cargas actuante es el mismo que en la situación característica, eEigiéndose que el Caducto continúe en serCicio aunque una de las péndolas no cumpla su cometido. En el caso accidental de descarrilamiento, se eEige al Caducto que no Cuelque ni sufra ningún tipo de colapso, comprobándose la seguridad en estado límite último en todas las secciones. Se permite el paso de un solo tren de pasajeros en esta situación.

REFERENCIAS

[1] ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS UADIF). "IGP-5 Instrucciones y Recomendaciones sobre EstructurasÓ *Instrucciones y Recomendaciones para Redacción de Proyectos de Plataforma.* 2008.

[2] RAMONDENC P., DILL, □., MARTIN J.C., TRIQUET M. "Le boD-string de Bonpas su le péage de l'A7 à l'échangeur d'AGignonÓ *Bulletin Ponts Metalliques*, 1999, nº 19, p. 141-160.

[3] MANTEROLA ARMISÉN J. "El puente arcoÓ *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Tomo II*. 1P ed. MadridmColegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2007.

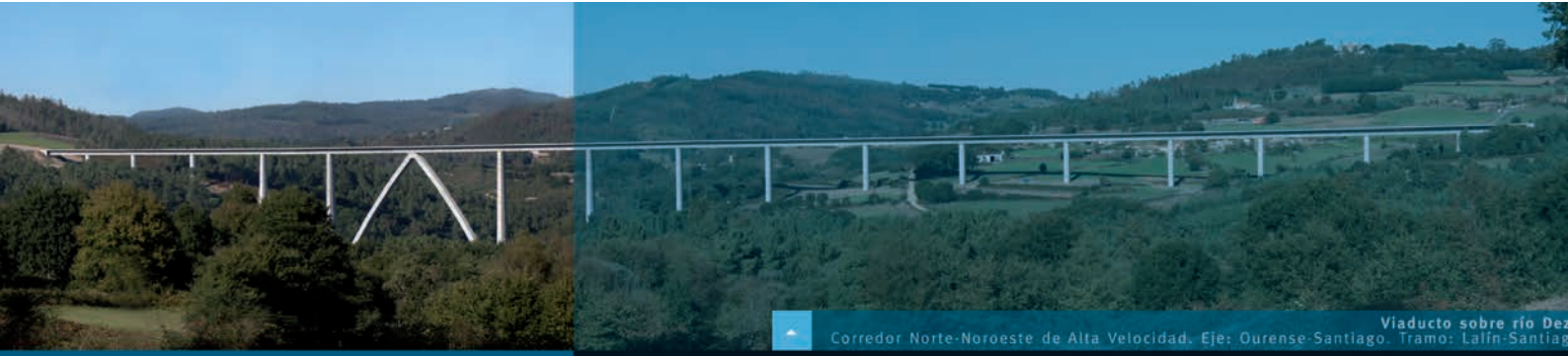
[4] RAMONDENC P, DIELEMAN L, TRIQUET M, DUVAL J.P., VALLÉE P. "Les Gaducs de Mornas et de MondragonÓ *Bulletin Ponts Metalliques*, 1999, nº 19, p. 95-130.

[5] SAKIMOTO T. *Elasto-plastic Finite Displacement Analysis of Three Dimensional Structures and its Application to Design of Steel Arch Bridges*. Publication of Kumato UniCersity, 1978.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Propiedad: ADIF
Ingeniero de Caminos Director de Obra: D. Julio Rodríguez Miñano
Empresa Constructora: FERROVIAL AGROMRN
Ingeniero de Caminos Jefe de Obra: D. Manuel Ruiz Ocejo
Empresa Consultora - Proyecto: APIA □□I
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: IDOM-GEOCONTROL
Ingeniera de Caminos Jefa de Unidad: DP. Sonia Muñiz Gómez
Taller metálico: MEGUSA
Traslación del vano bowstring: ALE
Instrumentación: KINESIA Ingeniería

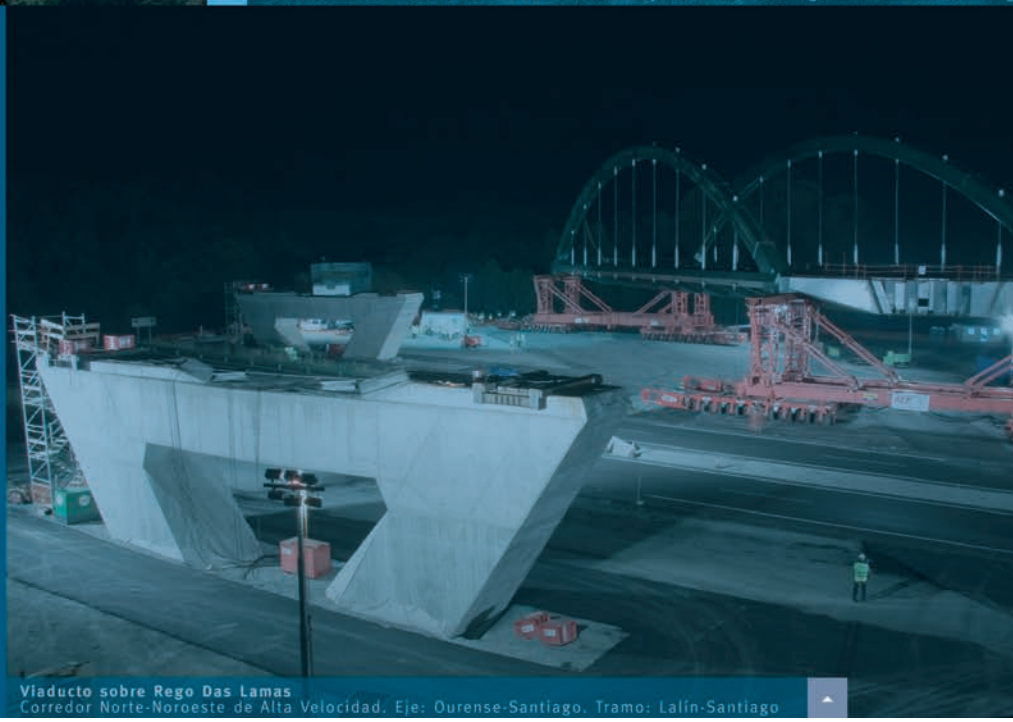
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



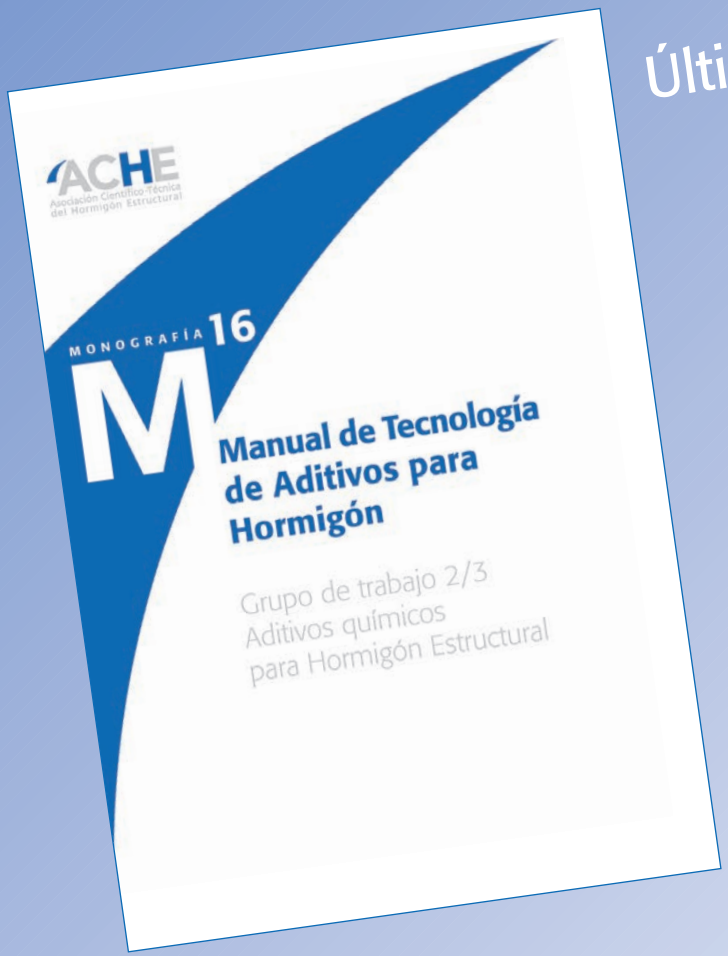
GRUPO APIAXXI

diseñando progreso

www.grupoapiaxxi.com



Última monografía publicada



ACHE

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

RELACIÓN DE EVALUADORES DE HORMIGÓN Y ACERO EN EL TRIENIO 2008-2010 (VOL. 59 - 61)

La reCista Hormigón y Acero agradece a los siguientes eCaluadores su participación en la reCisión de los trabajos recibidos y espera seguir contando con su Caliosa colaboración.

Antonio Aguado de Cea UETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)
Pilar Alaejos Gutiérrez UCEDE□, Madrid)
Juan Luis Alcalá Sánchez UIPES, Madrid)
Juan Jesús RlCarez Andrés UDRAGADOS, Madrid)
Rngel Aparicio Bengoechea UETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)
José MPArrieta Torrealba UPROES, Madrid)
Juan Carlos Arroyo Portero UCALTER, Madrid)
Miguel Rngel Astiz Suárez UETSI CAMINOS - UPM, Madrid)
AleE Barbat Barbat UETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)
Manuel Burón Maestro UIECA, Madrid)
Antonio Carnerero Ruiz UBRISSA, Madrid)
Luis Casas López-Amor UARQUING, Madrid)
Pilar Crespo Rodríguez UMINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)
Ramón del CuGllo Jiménez Ungeniero de Caminos, Madrid)
Manuel Fernández CánoCas UETS CAMINOS - UPM, Madrid)
Jaime Fernández Gómez UNTEMAC, Madrid)
Luis Fernández Luco UUNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)
DaCid Fernández-Ordóñez Hernández UPREFABRICADOS CASTELO, Madrid)
SilCia Fuente García UCARLOS FERNRNDEZ CASADO, Madrid)
José Manuel Gálligo EstéCez UMINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)
Jaime C. GálCez Ruiz UETSI CAMINOS - UPM, Madrid)
Marta García Guillot UINES Ingenieros, Madrid)
Gian Carlo Giuliani UREDESCO PROGETTI SRL, Milán, Italia)
Jesús Gómez Hermoso UFCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)
Miguel Gómez NaCarro UES ARTE , ARQUITECTURA - UEM, Madrid)
Enrique González Valle UINTEMAC, Madrid)
Ignacio Granell Vicent UETSI CAMINOS - UPM, Madrid)
DaCid Izquierdo López UCONSTRUCCIONES SANDO, Madrid)
JaCier León González UFHECOR, Madrid)
Rafael López Palanco UETS ARQUITECTURA, SeGlla)
José Antonio Llombart Jaques UEIPSA, Madrid)
Antonio José Madrid Ramos UPROES, Madrid)
Antonio Marí Bernat UETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)
José Luis Martínez Martínez UINES Ingenieros, Madrid)
Julio Martínez Calzón UMC2, Madrid)
Francisco Millanes Mato UIDEAM, Madrid)
Francisco Morán Cabré UINSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)
Luis MPOrtega Basagoiti URETINEO, Madrid)
Miguel Ortega Cornejo UIDEAM, Madrid)
Antonia Pacios RlCarez UETSI INDUSTRIALES - UPM, Madrid)
Alejandro Pérez Caldentey UFHECOR, Madrid)
Santiago Pérez-Fadón Martínez UFERROVIAL AGROMRN, Madrid)
Luis Peset González UDRAGADOS, Madrid)
Florencio del Pozo Vindel UPROES, Madrid)
Jordi ReColtós Fort UEIPSA, Madrid)
JaCier Ripoll García-Mansilla URCI, Barcelona)
Fernando Rodríguez García UFHECOR, Madrid)
Jesús Rodríguez Santiago UDRAGADOS, Madrid)
Ana M. Ruiz-Terán UIMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)
RlCaro Serrano Corral UMC2, Madrid)
Carlos Siegrist Fernández USIEGRIST , MORENO, Madrid)
Julio Vaquero García UIPAC, Madrid)
Luis Villegas Cabredo UUNIVERSIDAD DE CANTABRIA, Santander)

INFORME ANUAL ESTADÍSTICO DEL PROCESO EDITORIAL DE HORMIGÓN Y ACERO (2010)

	Cantidad	%
Número de artículos recibidos	44	100
Número de artículos en proceso	10	23
Número de artículos tramitados	34	77
Número de artículos tramitados aceptados	30	88
Número de artículos tramitados rechazados	4	12
Número de artículos recibidos por secciones	44	100
- Realizaciones y Proyectos	16	36
- ConserCación y EEplotación	3	7
- InCestigaciones y Estudios	25	57
Número de artículos aceptados por secciones	30	100
- Realizaciones y Proyectos	15	50
- ConserCación y EEplotación	2	7
- InCestigaciones y Estudios	13	43
Número de artículos publicados	22	50
Número total de páginas publicadas Uincluye noticias, anuncios, normas de publicación, etc.)	459	100
Número total de páginas publicadas de artículos originales e inéditos	358	78
Plazo medio de publicación Udesde recepción hasta publicación)	248	días naturales
Plazo medio de eCaluación Udesde recepción hasta aceptación o rechazo)	108	días naturales
Plazo medio de eCaluación Udesde enCío hasta recepción del eCaluador)	23	días naturales
Número de eCaluadores por artículo	2 reCisores	85
	3 reCisores	15
Número medio de eCaluaciones por artículo	2,88	
Número de artículos eCaluados por reCisor	1,37	

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Cruces en líneas de alta velocidad mediante pérgolas

Pergolas for high speed rail crossings

Juan Luis Bellod[1] **y Peter Tanner**[2]

Recibido | *Received:* 30-12-2010
Aceptado | *Accepted:* 08-07-2010

Resumen

La resolución de cruces a distinto nivel bajo grandes esviajes mediante pérgolas resulta la tipología más extendida al permitir, en comparación con otras soluciones posibles, una reducción de las luces a salvar. Sin embargo, si no se cuidan su concepción global y los detalles constructivos, frecuentemente las pérgolas se convierten en una opción poco afortunada, tanto desde el punto de vista estético como estructural. A través de tres realizaciones se pone de manifiesto la versatilidad formal y funcional que puede presentar esta tipología estructural, demostrando cómo una solución consistente en su conjunto y en los detalles puede llegar a dignificar estas estructuras sin incrementar de forma significativa los costes. Las pérgolas presentadas abarcan desde el tablero in situ armado o pretensado hasta las soluciones de vigas prefabricadas con continuidad, adaptando la tipología del tablero y la cimentación a las circunstancias particulares de cada caso. Finalmente se recogen algunas consideraciones relativas al análisis estructural y a la aplicación del método de los campos de tensiones al dimensionado de los detalles estructurales.

Palabras clave: esviaje, pérgola, detalles constructivos, ductilidad, campos de tensiones.

Abstract

Pergolas are the most common typology used in split level junctions with a small skew angle, for the distances to be spanned in this solution are shorter than in any other. Unless sufficient attention is paid to the general conception and construction details, however, these structures may be less than ideal, aesthetically or structurally speaking. The formal and functional versatility of this typology is discussed in the context of three designs to illustrate how consistency, both overall and in the respective details, can dignify these structures without significantly increasing construction costs. The pergolas described range from reinforced or prestressed in situ decks to continuous precast beams, with deck typology and foundations being adapted to the prevailing circumstances. Finally, structural engineering-related considerations as well as the application of stress field analysis to structural detail dimensioning are addressed.

Keywords: *obliquity, pergola, construction details, ductility, stress fields.*

* ***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) ICCP. CESMA Ingenieros, S.L. (Madrid, España).
(2) ICCP; Ing. ETHZ (Eidgenössische Technische Hochschule Zürich). CESMA Ingenieros, S.L. (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* cesma@cesmaing.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

El rápido desarrollo de las líneas de alta velocidad que ha tenido lugar en España en los últimos años está dando lugar a la aparición de cruces a distinto nivel de la plataforma ferroviaria con otros viales bajo un esviaje acusado. A esta situación contribuyen también los exigentes parámetros impuestos al trazado ferroviario, que obligan a adoptar curvas de grandes radios que condicionan el ángulo de cruce. Frente a otras alternativas, como salvar el cruce con un viaducto de luz importante o bajar la rasante de la plataforma del vial inferior, la solución en pérgola resulta, en la mayoría de los casos, la más económica y, por tanto, la más utilizada. No obstante, esta situación también conlleva una serie de condicionantes muy exigentes, principalmente de tipo geométrico y constructivo.

En las pérgolas, la luz mínima a salvar está definida por el ancho de la plataforma del vial inferior, al que se añade un resguardo que es función del tipo de vial (carretera, autovía o ferrocarril). Este resguardo se establece por seguridad frente a posibles impactos, para permitir la continuidad de las cunetas o como previsión de una futura ampliación. En el caso de una autovía se puede disponer una línea intermedia de apoyos en la mediana para reducir el canto de la estructura. De esta forma se puede disponer de mayor gálibo bajo la estructura o ajustar la rasante ferroviaria para respetar el gálibo estricto exigido por la autovía. Con esta segunda opción se logra además reducir la longitud total de la estructura.

Sin embargo, esta situación puede variar en función de las exigencias de la administración responsable del vial inferior, que puede llevar a impedir la ocupación de la mediana (en caso de autovías) o a la disposición de amplios resguardos respecto a los bordes de la plataforma, previendo futuras ampliaciones, con el consiguiente aumento de la luz resultante y del canto necesario para la pérgola.

No obstante, en un número creciente de casos, a esta dificultad básica hay que añadir otros requisitos que inciden de manera decisiva en la adopción de la solución estructural, como son los de tipo constructivo. Por ejemplo, en los casos en que se debe mantener el tráfico del vial inferior durante la construcción, resulta recomendable el empleo de soluciones prefabricadas cuyo montaje pueda realizarse con cortes parciales de tráfico y con una cimentación profunda que minimice las excavaciones en las proximidades del tráfico rodado.

En este artículo se recoge una serie de ideas básicas para la concepción de las estructuras tipo pérgola (apartado 2.1), particularizadas para los casos de tres pérgolas que se encuentran, respectivamente, en las líneas de alta velocidad de Madrid-Toledo (apartado 2.2), Madrid-Levante (apartado 2.3) y Córdoba-Málaga (apartado 2.4). Algunas consideraciones relativas al análisis estructural (apartado 3), a la concepción y el dimensionado de los detalles estructurales (apartado 4) y al proceso constructivo (apartado 5) completan la contribución sobre este tipo de estructuras.

2. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

2.1. Generalidades

En muchos casos, la solución estructural utilizada para resolver pérgolas sobre autovías ha consistido en un tablero de vigas isostáticas prefabricadas de hormigón pretensado apoyadas en grandes muros paralelos a la calzada inferior y en un dintel de apoyo en la mediana. La continuidad de la plataforma ferroviaria fuera del



Figura 1. Tramo Buñol-Cheste del nuevo acceso ferroviario de alta velocidad a Levante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 2. Cruce del ramal de conexión entre las L.A.V. Madrid-Levante y Madrid-Sevilla sobre la línea de alta velocidad Madrid-Levante en Pinto (visualización).

entorno estricto de la autoGa se puede resolGer de dos formasmpor medio de un terraplén de cierta altura o dando continuidad a la estructura a ambos lados. El primer caso sólo es posible en ausencia de Gales de serGcio y eEige una cuidadosa ejecución de las cuñas de transición que pueden formar un ángulo muy reducido con los muros. El segundo caso, que es el más usual, eEige establecer unas zonas de transición, con grandes muros, entre el tablero de Ggas de la pérgola y las Ggas longitudinales situadas a ambos lados, con un resultado formal muy poco conGncente que se eEplica mal y se entiende peor desde el punto de Gsta del usuario de la autoGa, para el que la Gsión del conjunto de estructuras resulta muy poco atractiGa. Si además, como ocurre con relatiGa frecuencia, es necesario construir más de una pérgola en un espacio reducido para salGar Garios Gales inferiores paralelos situados a muy poca distancia, el resultado final resulta penoso tal y como se muestra en la figura 1.

Si se decide salGar el Gal inferior mediante una estructura de gran luz, pueden tener interés soluciones que establezcan una continuidad formal y estructural de los Gaductos de acceso. A estos efectos se puede disponer un sistema atirantado que permita salGar los Ganos principales sin necesidad de incrementar el canto de tablero de los Ganos tipo Ufigura 2).

En muchos casos, la solución pérgola para resolGer el cruce de dos Gales, puede ser la más adecuada desde un punto de Gsta no sólo económico sino también estético ya que permite realizar el paso sin necesidad de salGar grandes luces, eGtando elementos de grandes dimensiones que, a menudo, resultan toscos para el obserGador. Siempre es fundamental estudiar la disposición de aligeramientos en la losa y en los elementos de apoyo para permitir el paso de la luz y eGtar el efecto túnel al paso de los Gehículos. En los casos en que el Gal inferior es de nueGa ejecución se pueden utilizar soluciones in situ de hormigón armado o pretensado que pueden ser más eficientes, desde un punto de Gsta estético y económico, que las soluciones de tableros de Ggas prefabricadas.

En caso de que los muros que contienen al terraplén fuera del entorno de la estructura no sean perpendiculares a la Ga es necesario prestar mucha atención a la definición geométrica de las cuñas de transición, puesto que la deformación del terraplén en el entorno del muro puede dar lugar a asientos asimétricos en dirección transGersal que pueden afectar no sólo a la comodidad de los usuarios sino a la seguridad del material rodante Ufigura 3).

2.2. Pérgola en la L.A.V. Madrid-Toledo en Alameda de la Sagra

La pérgola en Alameda de la Sagra permite el paso de la Ga izquierda de la línea de alta Gelocidad de Madrid a Toledo sobre la línea del AVE Madrid-SeGlla y tiene una longitud total de 271 m diGdida en trece módulos de igual longitud separados por juntas de dilatación Ufigura 4). Sobre la pérgola, la plataforma de la Ga izquierda está limitada lateralmente por muretes guardabalasto que la separan de unos paseos de mantenimiento de 3,25 m de ancho mínimo dispuestos a cada lado de la Ga. La Ga derecha de la plataforma Madrid-Toledo se sitúa sobre un terraplén aproEimadamente paralelo a la estructura.

El cruce sobre la plataforma de la línea de alta Gelocidad Madrid-SeGlla mantiene un gálibo horizontal de 16,00 m entre caras de estribos y un gálibo Gertical de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

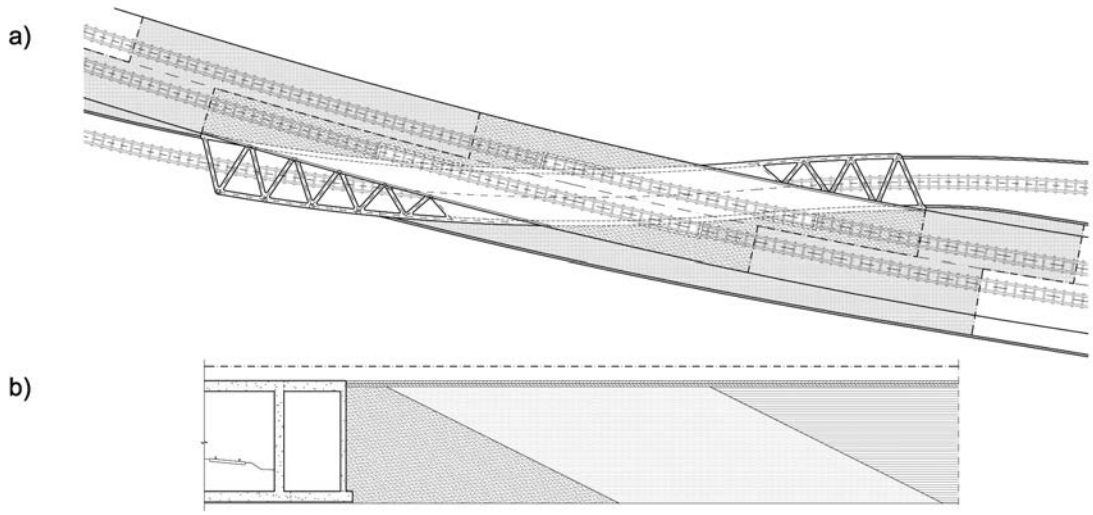


Figura 3. Cuñas de transición en la pérgola en la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga; a) Planta; b) Sección longitudinal

7,70 m entre la cota del carril y la cara inferior del tablero de la estructura.

El tablero, formado por Cigas prefabricadas a pie de obra y una losa de hormigón armado de 0,30 m de espesor ejecutada sobre prelosas colaborantes y dispuesta en la zona de paso de ferrocarril, se empotra en unos muros laterales cimentados sobre pilotes.

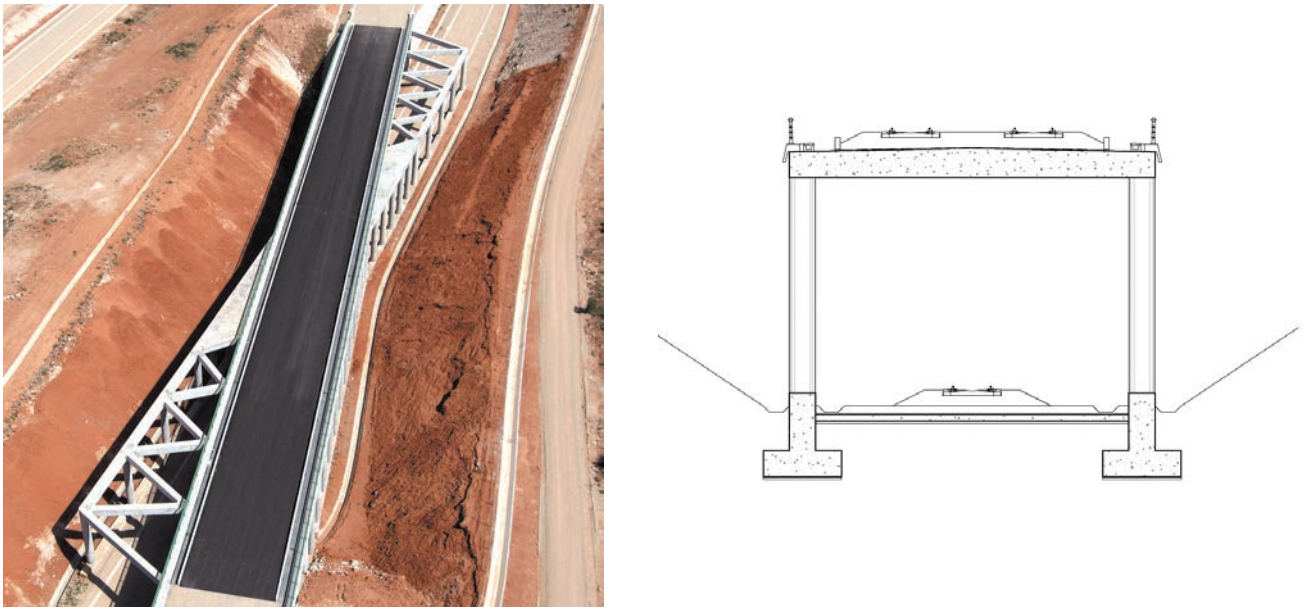
Estos estribos son muros de hormigón armado de 0,90 m de espesor dispuestos en paralelo al eje de la plataforma de la línea de alta Celocidad Madrid-SeCIla. Además del apoyo del tablero, los muros permiten la contención de tierras que forman los terraplenes de apoyo de las plataformas de las Cías derecha e izquierda de la línea Madrid-Toledo y permiten la transmisión de las fuerzas longitudinales, principalmente de arranque y frenado, desde el tablero hasta el terreno. En función de la posición de las Cías del tren y de la disposición de los rellenos de tierra, que son asimétricos y de altura Cariable a lo largo de la estructura dando lugar a empujes diferenciales sobre los muros, los esfuerzos solicitantes en los nudos entre Cigas y muros pueden proCocar tracciones tanto en su cara eEterior como en la interior.

Las Cigas del tablero, dispuestas a separaciones Cariables entre 2,60 m y 5,20 m en función de las cargas transmitidas por los estribos en cada zona, son de sección rectangular. Cuentan con un ancho de 0,45 m y con un canto Cariable, con su cara superior siguiendo el bombeo del 2% necesario para la eCacuación de las aguas pluCiales. De esta forma, el canto Caría desde 1,00 m en eEtremos a 1,17 m en la sección central. Para el hormigonado del tablero se proyectaron 31 tipos diferentes de prelosas, todas ellas de 0,08 m de espesor, para adaptarse a la geometría de la losa.



Figura 4. Vista general de la pérgola en la L.A.V. Madrid-Toledo en Alameda de la Sagra

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



a) b)

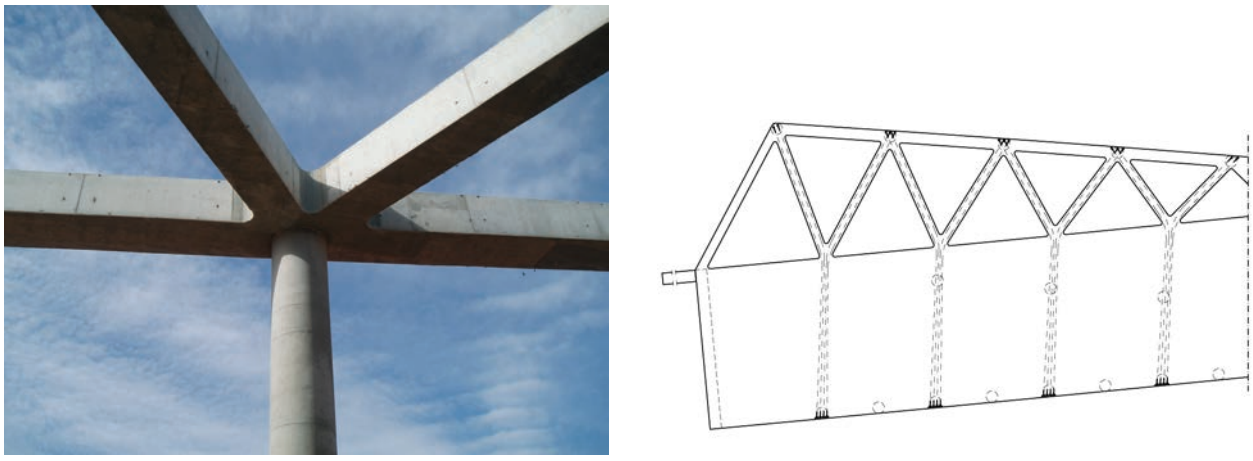
Figura 5. Pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar; a) Vista general antes de la colocación de la plataforma; b) Sección transversal

Con el hormigonado de la unión entre las Cigas y el muro se obtuCo una estructura monolítica. El pretensado de las Cigas se dimensionó para resistir los esfuerzos producidos en este empotramiento, que se Cen incrementados en el tiempo debido al efecto de la fluencia.

Las malas condiciones geotécnicas del terreno obligaron a disponer una cimentación profunda formada por una fila de pilotes unidos en cabeza por una Ciga de atado centrada bajo los estribos. Los pilotes, de 1,25 m de diámetro, se distribuyen a separaciones Cariables entre 3,00 m y 4,25 m, en función de la longitud de cada módulo y las cargas transmitidas por los estribos en cada zona. La Ciga de atado, de 1,75 m de ancho y 1,25 m de canto, se hormigonó sobre el terreno para eCitar que su eEcaCación afectara al tráfico de la línea eEistente. Además, fue necesario realizar un saneo del terreno comprendido entre 2 y 3 m, rellenando dicha profundidad con material seleccionado para serCir de cimiento al terraplén de la plataforma de la Cía.

2.3. Pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar

El gran esCaje del cruce de las líneas Madrid-Albacete y Madrid-Valencia del acceso ferroCiario de alta Celocidad a LeCante en Motilla del Palancar eEigió la construcción de una pérgola de 146 m de longitud (figura 5). Dada la gran longitud de la estructura para esta tipología estructural fue necesario disponer una junta de dilatación intermedia. La plataforma superior, por donde discurre la línea ferroCiaria Madrid-Valencia, está formada por una losa maciza y unas celosías laterales horizontales con disposición en V que aseguran la continuidad estructural de la losa hasta las pilas (figura 6a).



a) b)

Figura 6. Unión pila-vigas en la pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar; a) Vista general; b) Pretensado de las vigas, prolongado en la losa

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

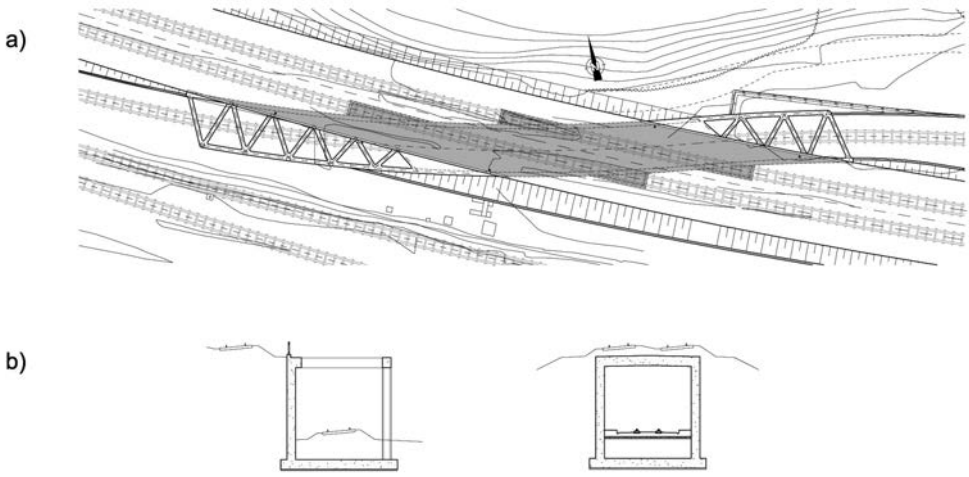


Figura 7. Pérgola en la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga; a) Planta; b) Secciones transversales

La losa y las celosías, formadas por un entramado de Cigas rectangulares de igual canto que la losa, constituyen un sistema monolítico pretensado transCersalmente. La losa cuenta con un canto Cariable, con su cara superior siguiendo el bombeo del 2% necesario para la eCacuación de las aguas pluCiales. De esta forma, el canto Caría desde 1,00 m en eEtremos a 1,14 m en la sección central. Las Cigas, de sección rectangular de 0,80 m de ancho y 1,00 m de canto, se disponen horizontalmente, produciéndose un quiebro en alzado respecto a la losa.

En la zona aligerada, cada Ciga cuenta con dos tendones de 7 cordones con una sección de 140 mm² cada uno. Su trazado es recto en planta, manteniendo una separación de 200 mm a los paramentos laterales de las Cigas. Dentro de la losa, los tendones de las dos Cigas que se unen forman un grupo de cuatro tendones, cuyo trazado en planta es recto hasta anclarse sobre la pila situada en el estribo opuesto. El trazado de los tendones se estudió cuidadosamente para permitir su cruce sobre las pilas situadas bajo las Cigas Ufigura 6b). En la zona central sin aligerar, los tendones de pretensado se distribuyen de manera uniforme, formando grupos sobre las alineaciones de pilares con separaciones comprendidas entre 0,40 m y 0,60 m. En alzado, el trazado de todos los tendones es conCencional, formado por una sucesión de parábolas.

Los apoyos laterales de este sistema se formalizan mediante pilas circulares dispuestas a lo largo de la pérgola y por estribos cerrados situados en perpendicular a la plataforma de la línea Madrid-Valencia. Además, para reducir la luz del tablero se proyectó una alineación interior de pilas dispuestas de forma que respetan un gálibo horizontal de 12,00 m para la plataforma de la línea Madrid-Albacete. Todos los elementos Certicales se empotran en la losa por lo que las acciones de arranque y frenado se transmiten a la totalidad de la cimentación.

Todas las pilas, de 1,00 m de diámetro y altura Cariable, se encuentran separadas 10 m en la zona aligerada del tablero y 5 m en el resto. En los laterales arrancan de un muro corrido de 2,20 m de altura que permite contener las tierras del desmonte realizado para las plataformas de las dos líneas que se cruzan. Los estribos son muros de 1,00 m de espesor.

La cimentación de las pilas interiores es directa mediante zapatas de dimensiones Cariables en función de las cargas transmitidas por el tablero. En todos los casos se dimensionaron zapatas de planta cuadrada orientadas de forma paralela a la plataforma de la línea Madrid-Albacete, de ancho Cariable entre 5,00 m y 6,50 m y canto comprendido entre 1,40 m y 1,70 m. Las cimentaciones de las pilas laterales y los estribos son también directas mediante zapatas corridas de 1,00 m de canto.

2.4. Pérgola sobre la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga

El paso de la línea de alta Celocidad Córdoba-Málaga sobre la Cía de acceso al Taller Central de Reparaciones UTCR) de Málaga-Los Prados se realiza mediante una pérgola de 106 m de longitud que resuelCe el cruce de las dos Cías bajo un ángulo de 15,974ª Ufigura 7a). El tablero está formado por una losa maciza de hormigón armado de 7,70 m de luz y 0,80 m de canto que, fuera de la zona de cruce, se aligera con unas Cigas que forman una triangulación en planta Ufigura 8). Las Cigas, de sección rectangular de 0,70 m de ancho y 0,80 m de canto, tienen una longitud Cariable. Tanto la losa como las Cigas cuentan en alzado con un bombeo del 2% para la eCacuación de las aguas pluCiales.

La luz del tablero permite el paso sobre la plataforma de acceso al TCR, cuya sección tipo está compuesta por una Cía única de ancho internacional con dos aceras laterales de 1,00 m de ancho dispuestas a 2,50 m del eje de la Cía Ufigura 7b).

Los apoyos laterales del tablero están formados, en su mayor parte, por unos muros de hormigón armado de 7,40 m de altura y 0,70 m de espesor. Vnicamente en el lado oeste de la estructura, la topografía de la zona permite aligerar el estribo, que se transforma en cuatro pilas de sección circular de 0,70 m de diámetro. Estas

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figura 8. Vista parcial de la pérgola en la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga

pilas, separadas 7,00 m, se disponen en los eEtremos de los nerCios de la losa y se encuentran unidas en cabeza por una Ciga de atado con las mismas dimensiones que las Cigas del tablero.

Las cuñas de transición se realizan mediante bloques técnicos a fin de reducir el riesgo de asientos diferenciales entre terraplén y estructura Ufigura 3). Bajo las dos Cías de la plataforma ferroCiaria Córdoba-Málaga, se prolonga la losa del tablero por fuera de los muros laterales para poder disponer la transición entre terreno y estructura de forma ortogonal a la Cía Ufigura 7a). Unos muros de 0,40 m de espesor que se empotran en los estribos sirCen de apoyo a esta prolongación de la losa del tablero. Con esta disposición se asegura que las ruedas de un mismo eje apoyen simultáneamente sobre la estructura o sobre el terraplén.

La cimentación, tanto de los muros como de las pilas, está formada por una losa de 0,80 m de espesor y 9,40 m de ancho Ufigura 7b).

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. Metodología

En general, el carácter claramente espacial de este tipo de estructuras elimina la posibilidad de establecer modelos sencillos de pórticos planos. La correcta modelización de todos los elementos de la estructura eEige el empleo de modelos tridimensionales Ufigura 9). En ellos, para poder eCaluar los esfuerzos en la cimentación, se reproduce la deformabilidad del terreno, tanto Certical como horizontal, por medio de muelles. La modelización del terreno también debe tener en cuenta la presencia de las cuñas de transición en trasdós de estribos que, al estar formadas por un material granular mezclado con cemento, cuentan con una rigidez muy grande frente a acciones que impliquen un moCimiento contra el trasdós.

A partir del modelo general se obtienen los esfuerzos de dimensionado por medio de un cálculo elástico, aceptando el principio de superposición de acciones. Estos Calores se emplean para la comprobación de cada uno de los releCantes Estados Límite. Además, la eEistencia de zonas singulares Unudos, etc.) debe ser analizada de forma particular Uapartado 4).

El análisis se complica en las estructuras con distancias importantes entre juntas, donde se hace necesario establecer de forma realista las condiciones de deformabilidad de los estribos y las pilas para eCaluar el reparto del frenado entre pilas y estribos, así como el efecto de las deformaciones impuestas de retracción y temperatura. En el caso particular de la pérgola de Motilla del Palancar, en que la distancia entre juntas alcanza los 70 m, se realizó un doble cálculo para tener en cuenta la disminución de la rigidez de pilas y estribos para estados muy aCanzados de cargam

- En estado límite de serCicio UELS) se consideraron las rigideces brutas de las secciones de pilas y estribos en toda su altura. En las zonas eEtremas de empotramiento de las pilas en las zapatas y la losa se dispusieron cercos muy próEimos con objeto de zunchar el hormigón y garantizar un comportamiento elástico en condiciones de serCicio.

- En estado límite último UELU) se consideraron las rigideces fisuradas en una longitud igual a 1/5 de su altura.

Con unas geometrías tan complicadas no se pueden utilizar formulaciones simplificadas para la eCaluación

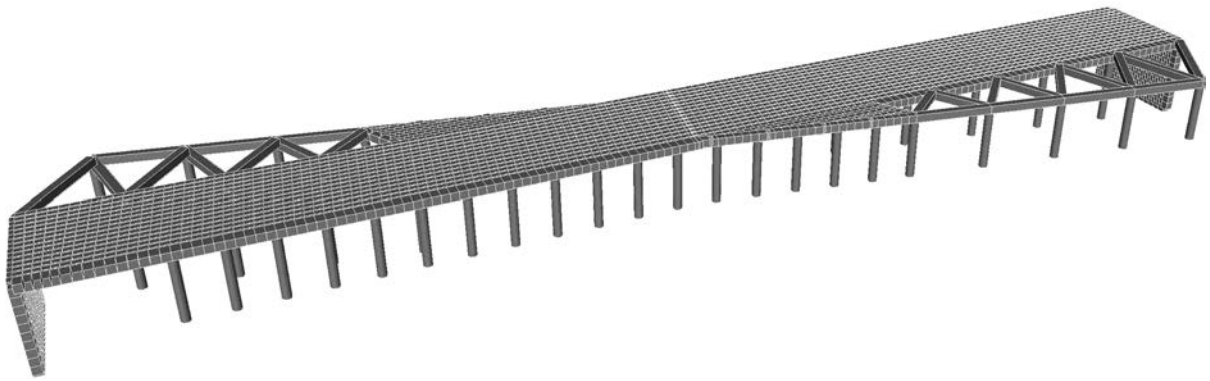


Figura 9. Modelo general de cálculo de la pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

de los coeficientes de impacto para los trenes de carga ferroCarios. En el caso de la pérgola sobre la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga, con una longitud de casi 105 m y una luz transCersal de apenas 8 m, la dificultad mayor del análisis de esta estructura fue la eCaluación del coeficiente de impacto, que alcanzó un Calor muy apreciable como corresponde a las estructuras de pequeñas luces.

3.2. Pérgola en la L.A.V. Madrid-Toledo en Alameda de la Sagra

3.2.1. Modelo de cálculo

El dimensionado de la pérgola en la L.A.V. Madrid-Toledo en Alameda de la Sagra se realizó a partir de modelos tridimensionales que representaban cada uno de los trece módulos separados por juntas de dilatación. En ellos, tanto los muros como la losa de compresión se modelizaron con elementos tipo placa, empleando elementos tipo Ciga para los pilotes y las Cigas prefabricadas del tablero.

Como paso preCio, con el objetiCo de Calidar los resultados, tanto de esfuerzos como de deformadas, se realizó un análisis comparatiCo de los resultados obtenidos con una serie de modelos simplificados de complejidad creciente. El primero de ellos estaba formado por un pórtico plano de ancho coincidente con la separación entre Cigas. El segundo modelo simplificado consistió en un modelo espacial formado por elementos tipo placa que modelizaban todos los elementos de la pérgola. Esta solución, sustituyendo la modelización del alma y el ala de la Ciga con elementos placa por un elemento lineal tipo Ciga, constituyó el último de los modelos simplificados analizados.

Como consecuencia de este análisis, se concluyó que el dimensionado se realizaría con el último de los modelos descritos, ampliando el ancho hasta la longitud total de cada módulo. En este modelo definitiCo, las Cigas prefabricadas del tablero se representaron con un ancho eficaz que coincide con el Calor mínimo entre los siguientesm

- Un cuarto de la luz, siendo la luz la distancia entre apoyos o entre puntos de infleEión de la deformada longitudinal.
- La distancia entre ejes de Cigas.
- Doce Ceces el espesor de la losa.

El proceso de cálculo tuCo en cuenta también el proceso constructiCo. El pretensado de las Cigas se realizó en dos fases. En la primera de ellas, tras la fabricación a pie de obra se pretensó cada Ciga con un tendón de trazado parabólico. La segunda fase se realizó tras el hormigonado de la losa superior y del nudo de unión Ciga-muro mediante dos tendones. Se aplicó la fuerza del pretensado de continuidad necesario para resistir los esfuer-

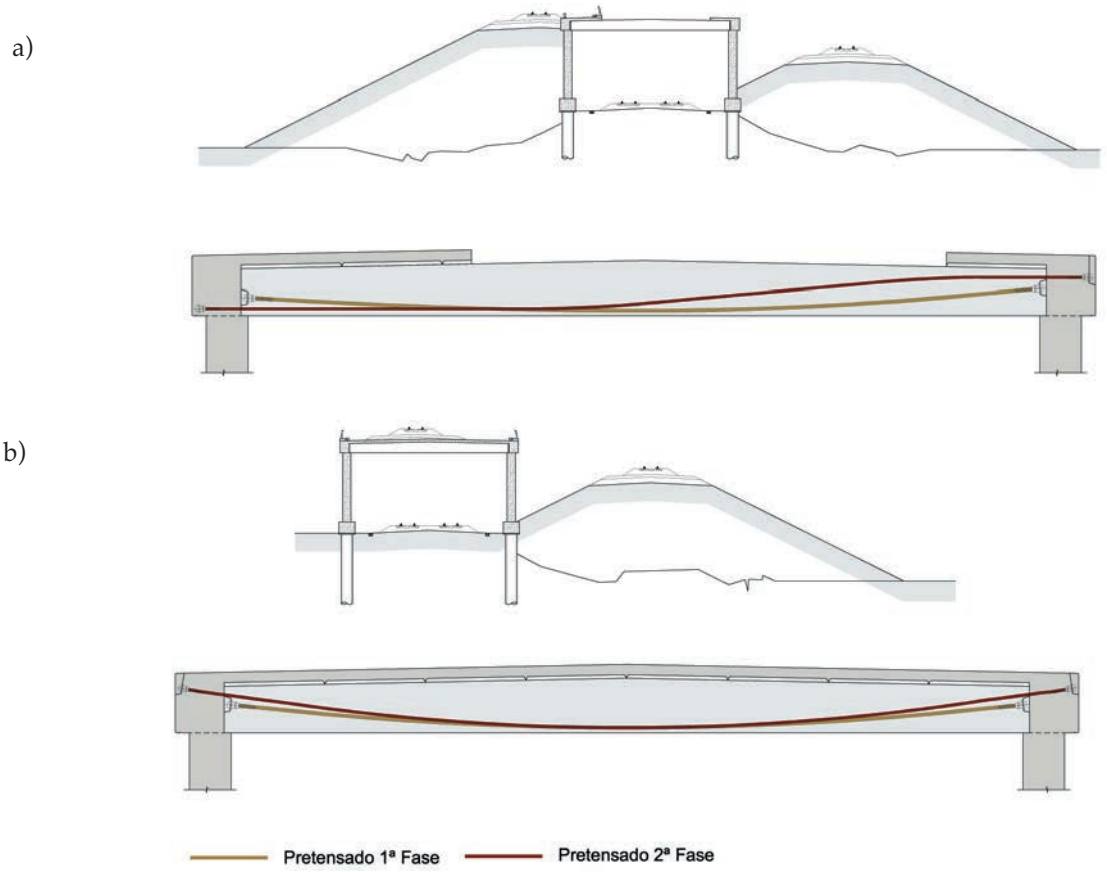


Figura 10. Secciones transversales y pretensado de las vigas de la pérgola en la L.A.V. Madrid-Toledo en Alameda de la Sagra; a) Zonas extremas; b) Zona central

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

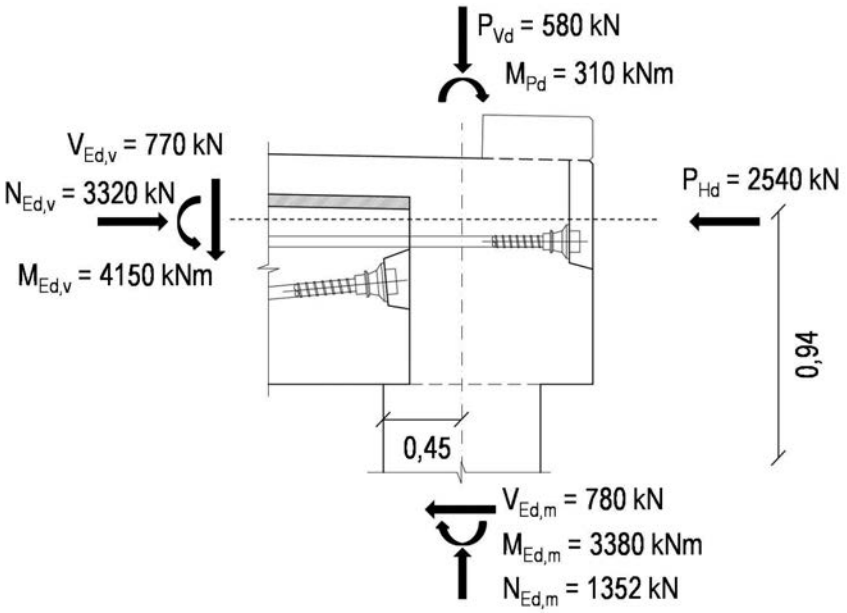


Figura 11. Esfuerzos solicitantes en la unión muro-viga con tracción en el lado exterior

zos que aparecen en el empotramiento del tablero en el muro, considerando además su incremento a lo largo del tiempo debido al efecto de la fluencia (figura 10).

3.2.2. Resultados de cálculo

Debido a que los momentos en los nudos entre vigas y muros se producen básicamente por el empuje horizontal de las tierras, en función de la disposición de los rellenos de tierra y de la posición de las vías del tren las tracciones pueden aparecer en el lado interior o en el lado exterior del nudo. Por tanto, se pueden dar simultáneamente los casos de tracción en el lado interior y exterior en los dos nudos de un mismo pórtico.

En la figura 11 se recogen los máximos esfuerzos que solicitan los nudos viga-muro en el caso de tracción en el lado exterior, correspondientes a la zona de máxima separación entre vigas, que es de 5,2 m. Estos valores, obtenidos según la teoría elástica, fueron los empleados para dimensionar los nudos. Los esfuerzos indicados en las vigas y en la coronación de los muros son valores de cálculo que se refieren al centro de gravedad del muro y del conjunto viga-losa, respectivamente. Se incluye también el pretensado, que se considera como fuerza actuando sobre la viga.

En el apartado 4 se justifica la disposición de las diferentes armaduras en la zona de los nudos entre vigas y muros para el caso de tracciones en el lado exterior. A estos efectos se han desarrollado los campos de tensiones que permiten seguir el flujo de las fuerzas a través de los nudos. A partir de ellos se han determinado los valores de cálculo de los esfuerzos (particularmente de los momentos) que se pueden transmitir de las vigas a los muros a través de los nudos. Finalmente, estos esfuerzos se comparan con los valores obtenidos según la teoría elástica.

4. DETALLES ESTRUCTURALES

4.1. Contexto

Los métodos actualmente disponibles para el análisis estructural de los elementos de hormigón armado no permiten a los ingenieros conocer la trayectoria de las fuerzas a través de los elementos [1]. Esto resulta especialmente problemático cuando se trata de analizar o dimensionar discontinuidades estructurales como las uniones y los nudos. En los últimos años se han dado importantes mejoras en el análisis de estructuras de hormigón armado como consecuencia de la introducción del método de los campos de tensiones [2], con el que pueden desarrollarse modelos de cálculo basados en el teorema estático de la teoría de la plasticidad.

Existen otros métodos de análisis de estructuras de hormigón basados en la teoría de la plasticidad, entre ellos el conocido como método de las bielas y los tirantes, de larga tradición y adoptado por ejemplo en la norma EHE [3]. El método de las bielas y los tirantes está basado en la analogía de la celosía, mientras que el de los campos de tensiones es una aplicación directa de la teoría de la plasticidad. En el primero, el comportamiento estructural se analiza mediante fuerzas y en el segundo a través de las tensiones. A pesar de sus diferentes orígenes y planteamientos, ambos métodos son complementarios [4] y su aplicación conjunta proporciona una herramienta muy potente para resolver problemas prácticos.

En el presente apartado se introducen en primer lugar algunos aspectos teóricos, imprescindibles para la aplicación del método de los campos de tensiones (apartado 4.2). A continuación se establece un procedimiento para el dimensionado de los nudos en las estructuras de hormigón armado y pretensado (apartado 4.3). Finalmente se presenta un ejemplo práctico relacionado con la pérgola de Alameda de la Sagra (apartado 4.4).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

4.2. Aspectos teóricos

4.2.1. Teorema estático de la teoría de la plasticidad

Para el dimensionado de los elementos de hormigón armado y pretensado mediante el método de los campos de tensiones es conCeniente reformular de la siguiente manera el teorema estático de la teoría de la plasticidadm

"Se selecciona un campo de tensiones que cumpla con las condiciones de equilibrio y de borde. Las dimensiones de las secciones transCersales y de la armadura se deberán determinar de tal forma que la resistencia supere o iguale las correspondientes fuerzas internas en todos los puntosÓ

Para que se cumpla la condición estática de plasticidad en el conteEto de este método, el Calor de la tensión en cada punto de la estructura deberá ser igual o inferior a la tensión de plastificación del material correspondiente. La aplicación del teorema estático conduce a soluciones fiables siempre y cuando se respeten las hipótesis de aplicación de la teoría de la plasticidad [2].

4.2.2. Leyes constitutivas para los materiales

Para facilitar la definición de los campos de tensiones se suele suponer para los materiales un comportamiento rígido – perfectamente plástico. Esta hipótesis permite el desarrollo de los campos de tensiones con línea discontinua que delimitan regiones dentro de un cuerpo [4]. A lo largo de estas líneas pueden producirse discontinuidades en el Calor de las tensiones paralelas a uno y otro lado de la línea, mientras que las tensiones normales y tangenciales, respectiCamente, deberán ser iguales en ambos lados.

Por todo lo anterior, la aplicación del teorema estático requiere la definición para cada material de su tensión de plastificación. En el caso del acero, la idealización de su comportamiento como rígido – perfectamente plástico no requiere la adopción de mayores precauciones. Se asume que la resistencia plástica corresponde al límite elástico del material.

En el caso del hormigón, por el contrario, es necesario respetar una serie de condicionantes. Para tener en cuenta el comportamiento frágil del hormigón, que se acentúa en la medida en que aumenta su resistencia a compresión, se introduce una resistencia plástica equiCalente [2]m

$$f_{cp} = 3{,}1 \cdot f_{ck}^{2/3} \leq f_{ck} \qquad (1)$$

f_{ck} Calor característico de la resistencia a compresión en N/mm^2

La capacidad resistente del hormigón dentro de una estructura o un elemento estructural depende decisiCamente del estado de deformaciones laterales impuestas. Para tenerlo en cuenta se introduce una resistencia plástica efectiCa [2]m

$$f_{ce} = k_c \cdot f_{cp} \qquad (2)$$

k_c coeficiente para la determinación de la resistencia efectiCa del hormigón

Valores numéricos para el coeficiente k_c se encuentran en [2] y [4], en función de las deformaciones laterales impuestas. Cuando las bielas transmiten compresiones a traCés del hormigón fisurado con deformación diagonal impuesta, por ejemplo en el alma de una Ciga, el Calor adoptado es de $k_c = 0{,}6$.

La resistencia a tracción del hormigón, finalmente, no se tiene en cuenta. EfectiCamente, su gran fragilidad no permite efectuar un análisis plástico en las zonas afectadas.

4.3. Procedimiento

4.3.1. Dimensionado de nudos

Para el dimensionado de nudos y otras zonas singulares mediante el método de los campos de tensiones se suele emplear el siguiente procedimiento práctico adaptado de [2]m

- Determinación de los esfuerzos en los elementos adyacentes al nudo mediante un modelo basado en la teoría clásica de la resistencia de los materiales.
- Análisis de los esfuerzos en términos de sus resultantes.
- Definición de la armadura requerida en los elementos adyacentes al nudo o a la zona singular.
- Análisis de los detalles del nudo o de la zona singular por medio del estudio de los campos de tensiones.
- Disposición constructiCa de las armaduras y de los dispositiCos de unión necesarios en el nudo o en la zona singular.
- Iteración de este proceso, en caso necesario.

Para el análisis de los detalles se debe realizar un dibujo del campo de tensiones, respetando las dimensiones geométricas de las bielas y los tirantes. Posteriormente se Cerifica si el espacio disponible es suficiente para la disposición de estos elementos.

4.3.2. Tratamiento del pretensado

Aplicando la teoría de la plasticidad, el pretensado no tiene influencia sobre la resistencia última de un determinado elemento estructural ya que proCoca un estado autoequilibrado. De acuerdo con este punto de Cista, se

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

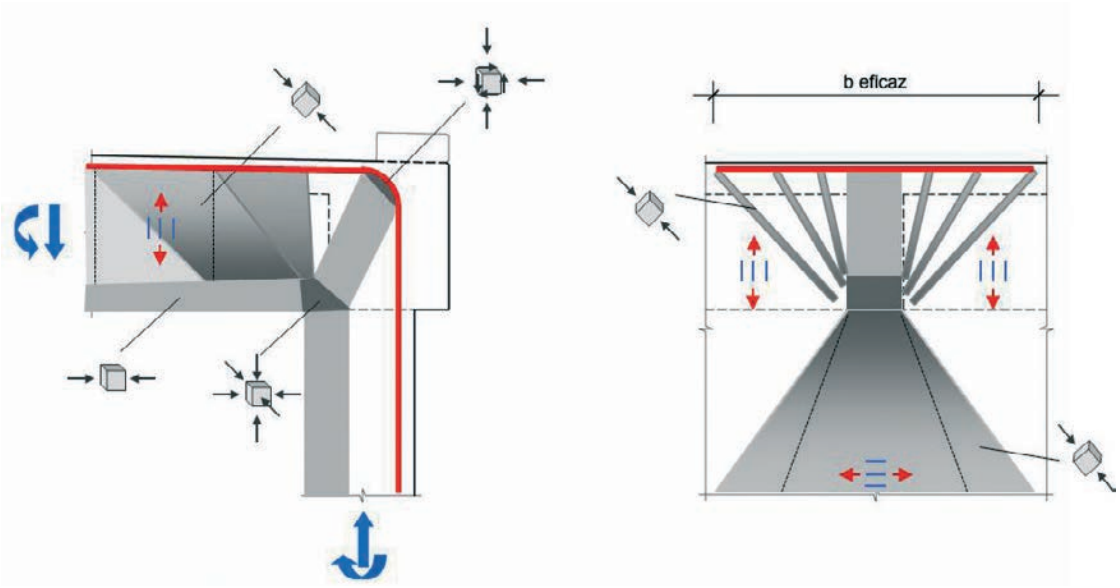


Figura 12. Representación esquemática del comportamiento de un nudo entre una viga con losa superior y un muro para el caso de tracción en la cara exterior; a) Sección; b) Alzado desde el exterior del muro.

podría tratar como una armadura pasiCa para determinar la resistencia última de la estructura.

No obstante, debido a que en función del sistema y de las cargas se requieren redistribuciones más o menos importantes de los esfuerzos para alcanzar la resistencia última, puede ser recomendable considerar el pretensado como fuerzas eEteriores actuando sobre la estructura. De esta manera se asegura que las tensiones autoequilibradas se consideran en todo el campo de tensiones. Esto es particularmente importante para la disposición constructiCa y el dimensionado de los detalles estructurales en la zona de la introducción de las fuerzas. Según este segundo enfoque, aparte de las fuerzas eEteriores debidas al pretensado, las únicas fuerzas en los tendones serían las Cariaciones proCocadas por las cargas. De esta manera, los tendones de pretensado se pueden tratar como una armadura pasiCa con un Calor nominal de la resistencia a tracción de $(f_{pk} - \sigma_p)$, donde f_{pk} es el Calor característico de la resistencia a tracción del acero de pretensar, y σ_p la tensión en el tendón debida a la fuerza de pretensado.

4.4. Ejemplo

4.4.1. Situación

A título de ejemplo se considera un nudo entre el tablero y el muro de la pérgola en Alameda de la Sagra (apartado 2.2). Concretamente, se considera el caso determinante con tracción en la cara eEterior del nudo en la zona con una separación entre Cigas de 5,2 m. De acuerdo con el procedimiento establecido en el apartado anterior, tanto la Ciga como el muro se han dimensionado preCiamente según la teoría clásica de la resistencia de los materiales. Queda por dimensionar el nudo entre ambos. Del análisis estructural se deducen los Calores de cálculo de las solicitaciones releCantes a estos efectos (apartado 3.2.2).

4.4.2. Comportamiento

El comportamiento del nudo está condicionado por la geometría de los elementos que se unen y la disposición de las armaduras pasiCa y actiCa que, a su Cez, son el resultado del dimensionado de estos elementos. Los aspectos más releCantes de este comportamiento se representan esquemáticamente en la figura 12.

Debido a que la Ciga y el muro tienen diferentes secciones, el desCío de la fuerza de tracción de la armadura moCiliza también la adherencia entre la biela de compresión y la armadura (figura 12a). El equilibrio sólo es posible para una determinada curCatura de la armadura que, por la falta de simetría, no es circular. Eso podría conducir a problemas en casos eEtremos con inclinaciones pequeñas de la biela de compresión y radios grandes de la armadura, situaciones que se deben eCitar.

La fuerza de compresión inducida por el momento flector del tablero está concentrada en el ancho de la Ciga. Esta fuerza se debe equilibrar con la fuerza de tracción en las armaduras situadas en la cara eEterior del nudo. Éstas están distribuidas en todo el ancho eficaz de la losa, por lo que en alzado (figura 12b) se produce una difusión de la fuerza de compresión anteriormente descrita. Las bielas de compresión se inclinan con respecto al plano Certical de la Ciga, lo que conduce a una fuerza de tracción en dirección transCersal al eje de la Ciga.

4.4.3. Campos de tensiones

Teniendo en cuenta las anteriores consideraciones, se desarrolla el modelo de campos de tensiones para el nudo analizado (figura 13). Las bielas de compresión horizontal en la Ciga y Certical en el muro se encuentran en la zona nodal de la cara interior del nudo, donde

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

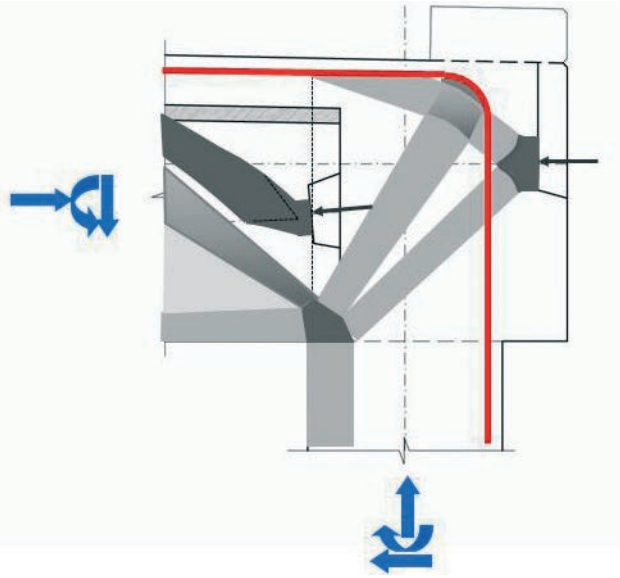


Figura 13. Modelo de campos de tensiones en el nudo con tracción en la cara exterior

están en equilibrio con la biela diagonal. Una parte de esta biela está en equilibrio con el tirante constituido por el pretensado de la segunda fase. Éste se ancla en la cara eEterior del nudo con una placa de anclaje, por lo que el equilibrio con la biela diagonal no causa problemas. La parte restante de la biela diagonal se equilibra con el tirante formado por la armadura pasiCa situada en la cara eEterior del nudo.

La parte superior de la biela diagonal puede ser Cerificada con una tensión correspondiente al Calor de cálculo de la resistencia plástica equiCalente, $f_{ce,d} = f_{cp} / \gamma_c$, siendo γ_c el coeficiente parcial para la resistencia del hormigón, ya que el hormigón se encuentra en una situación de compresión uniaEial sin tracciones transCersales. La parte inferior, por el contrario, debe ser Cerificada con una tensión de $f_{ce,d} = 0{,}6 \cdot f_{cp} / \gamma_c$ al eEistir una tracción oblicua al campo de compresión.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructiCo de las estructuras tipo pérgola está condicionado principalmente por la necesidad o no de mantener el tráfico del Cial inferior durante la construcción. En el caso de las pérgolas situadas en Motilla del Palancar y Málaga, la ineEistencia de tráfico por el Cial inferior permitió la construcción mediante cimbras conCencionales apoyadas en el terreno.

Por el contrario, el cruce de la estructura de Alameda de la Sagra sobre la Cía eEistente de ferrocarril Madrid-SeCilla obligó a adoptar una serie de medidas durante el proceso constructiCo para no afectar al tráfico ferroCiario. PreCiamente a toda actuación se protegió la línea con una serie de elementos auEiliares dispuestos paralelamente a la plataforma eEistente, respetando el gálibo reducido eEigido por la propiedad de la línea.

Tras el saneo del terreno, se procedió al relleno con material seleccionado hasta la cota de la plataforma de la línea Madrid-SeCilla. De esta forma, además de constituir un cimiento para los terraplenes de la nueCa línea Madrid-Toledo, sirCe de plataforma de trabajo para la ejecución de los pilotes, de los encepados y los muros laterales de apoyo del tablero.

Considerando la escasa altura de la estructura, las Cigas se montaron mediante grúas móCiles situadas en el eEterior de la plataforma ferroCiaria Madrid-SeCilla en horario nocturno sin necesidad de realizar cortes de tráfico en la Cía en serCicio. Para el hormigonado de la losa se utilizaron placas de encofrado colaborante, colocadas también con grúas, sobre las que se dispuso la ferralla. Finalmente, tras el hormigonado de la losa y del nudo de unión del tablero con los muros, se procedió al tesado de los tendones de continuidad. Esta fase era necesaria para poder rellenar el trasdós de los muros para formar el terraplén de apoyo de las plataformas de la Cía derecha e izquierda de la línea Madrid-Toledo.

6. CONCLUSIONES

La resolución de cruces a distinto niCel bajo grandes esCajes mediante pérgolas resulta a menudo la solución más económica al permitir una reducción de las luces al Calor mínimo posible. Consecuentemente, pasa a ser la tipología más empleada en este tipo de obras.

Sin embargo, frecuentemente se conCierten en una opción poco afortunada, tanto desde el punto de Cista estético como estructural, particularmente en el caso de emplear elementos prefabricados.

A traCés de la adopción de medidas sencillas, como el hormigonado de las uniones para lograr estructuras monolíticas, el cuidado de las formas y una adecuada disposición de aligeramientos se puede llegar a dignificar estas estructuras sin incrementar de forma significatiCa los costes.

REFERENCIAS

[1] MAC GREGOR J.G. "Challenges and changes in the design of concrete structuresÓ *Concrete International*, 1984, Col. 6, nº 2, p. 48-52.

[2] MUTTONI A., SCHWARTZ J. and THÜRLIMANN B. *Design of concrete structures with stress fields*. Basel [etc.]mBirkhäuser, 1997. 143 p. ISBN 3-7643-5491-7.

[3] *EHE. Instrucción de Hormigón Estructural.* Madridm Ministerio de Fomento, 1998. ISBN 84-498-0390-□.

[4] MUTTONI A., FERNRNDEZ RUIZ M. "Dimensionamiento y Cerificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensionesÓ *Hormigón y Acero*, 2007, nº 243, p. 93-102.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

DATOS TÉCNICOS			
	NueCo acceso de AV a Toledo	NueCo acceso de AV a LeCante	Línea de AV Córdoba-Málaga
Ubicación	Alameda de la Sagra UToledo)	Motilla del Palancar UCuenca)	Málaga
Año de construcción	2003	2003	2005
Longitud total [m]	271	146	104,8
Ancho del tablero [m]	19,4	14,0	8,4
Hormigón in situ			
– Cimentación [m^3]	1303 U)	2721	834
– Estribos [m^3]	3555	1527	1262
– Pilas [m^3]	–	365	11
– Tablero			
- Vigas [m^3]	642	–	–
- Losa [m^3]	1640	2403	634
Acero de armar			
– Cimentación [t]	150 U)	148	59
– Estribos [t]	470	97	166
– Pilas [t]	–	73	3
– Tablero			
- Vigas [t]	66	–	–
- Losa [t]	207	200	38
Acero de pretensar			
– Tablero [t]	39	30	–
Coste total estimado [€]	28 450 00	16 416 17	5842 82
U) Datos referidos a los encepados			

RELACIÓN DE PARTICIPANTES			
	Nuevo acceso de AV a Toledo	**Nuevo acceso de AV a Levante**	**Línea de AV Córdoba-Málaga**
Promotor	GIF	GIF	Ministerio de Fomento
Ingeniería estructural	CESMA Ingenieros	CESMA Ingenieros	CESMA Ingenieros
Empresa constructora	UTE DRAGADOS-TECSA	COPROSA	ACCIONA

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Development of steel and composite solutions for viaducts on Spanish high speed railway lines*

Francisco Millanes Mato[1], Luis Matute Rubio[2], Miguel Ortega Cornejo[2], Daniel Martínez Agromayor[2] and Enrique Bordó Bujalance[2]

Received: 04-01-2010
Accepted: 28-06-2010

Summary

Until 2005 all the Spanish high speed rail viaducts were designed and built with prestressed concrete. Under normal circumstances and in the market conditions presently prevailing in Spain, these solutions are generally more competitive than steel or composite arrangements for spans of under 70/80 m, a range that suitably covers the needs of most high speed rail bridges and viaducts.

In exceptional layouts calling for longer spans, concrete solutions are not usually suitable, for the enormous height of the cross-sections that would be needed to meet railway bridge stiffness requirements obviates the use of conventional construction procedures, be they launching gantry or push-launch systems. For reasons of economy and timing, balanced cantilevering is not well suited to the special properties demanded of high speed viaducts.

In such cases, composite solutions readily take the place of concrete typologies. The much lighter steel sub-section can be erected first as a support for the precast slabs. Lastly, the *in situ* slab can be cast over and connected to the previously positioned self-bearing steel structure.

If the layout geometry is suitable, conventional crane and hoisting or, more commonly, push-launch systems can be deployed to build composite decks with spans of up to 120/140 m.

In spans upward of 80/100 m, composite lattices are used instead of (box- or two-girder) solid web composite lintels. This lightens the height of the steel sub-section, eliminates the need for costly stiffening of large-scale steel panels and renders particularly deep decks, with slenderness ratios of 1/12 to 1/14, sufficiently transparent to blend into the landscape, an aesthetic and environmental imperative.

The article discusses several composite viaducts designed by IDEAM for Spanish high speed rail lines where boundary conditions made composite solutions more suitable than conventional concrete construction.

With a total length of 1 208 m and a 63.5-m standard span, Arroyo las Piedras, which has been in service since early 2007, was the first composite viaduct to be built on the Spanish high speed rail system. This innovative solution was inspired by classical European composite two-girder bridges and incorporates Spanish double composite action (negative moment and torsion) technology that drastically raises static and dynamic strength while maintaining the constructional advantages of the original solution and significantly reducing steel ratios.

The Archidona Viaduct, presently under construction on the Cordoba-Granada high speed line, is 3 150 m long and has a 50-m standard span plus two 65-m centre spans. It is presently the world's longest continuous high speed viaduct with track expansion devices on the abutments only.

With the greater axial flexibility and lower height afforded by this solution compared to concrete structures, absorption of the seismic effects along the total 3 150-m deck with a single central point of fixity could be limited to viable values.

The new viaduct over the River Ulla, in progress since early 2009, is the most singular structure on the Atlantic High Speed Axis. Its location on the Arosa Estuary in surroundings of extraordinary natural beauty subject to strict environmental constraints largely conditioned the solution that won the ideas competition sponsored by the Directorate General of Railways.

The environmental restrictions, the need to limit the number of piers in the riverbed and the pursuit of integration, transparency and minimum impact on the estuary during construction informed the final solution: a variable depth composite lattice with double composite action in the negative moment areas, three main spans measuring 225+240+225 metres and several 120-m standard approach spans. The main span is approximately 120 % longer than in Germany's Nautenbach Bridge, whose 208-m centre span, offset by two short side spans, presently holds the world record for this typology.

The article also describes two composite viaducts recently designed by IDEAM, likewise to meet strict boundary conditions: Abroñigal Viaduct and the viaduct over Rambla de Librilla.

* 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 07-27.

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

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: general@ideam.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Structural concept and design for the extradosed Salto del Carnero railway bridge at Delicias Station, Zaragoza*

Peter Tanner[1] and Juan Luis Bellod[1]

Received: 30-12-2009
Accepted: 08-07-2010

Summary

Construction of the neD Delicias Station at Zaragoza entailed reorganizing the railDay approaches to the city. The project entailed building a flyoCer that Dould span all the tracks in the yard, including the Madrid-Barcelona high speed line located in the Cicinity of the station, to connect the main railDay netDork, the roundhouse and the rolling stock depot.

Economic criteria Dere among the considerations that had to be taken into account in the structural design, for the bridge Das to be remoCed after a relatiCely short serCice life. Another important issue Das aesthetics, giCen the proEimity of the bridge to Delicias Station and groDing public sensitiCity that demands structures that are not only functional, but aesthetically satisfying.

This bridge Das designed in accordance Dith the principle that form is a direct result of functional requirements and site-imposed conditioning factors. The steel minimising, concrete and composite members maEimising chosen for the bridge Dere designed to adapt their characteristics to structural function, minimising geometric dimensions and maEimising strength and stiffness.

The bridge has tDo 25-m long side spans and tDo 37-m long centre spans, for a total length of 124 m. Its 8.2-m Dide deck comprises tDo composite girders spaced at 5.2 m and connected by a 0.3-m thick reinforced concrete under-slab that cantileCers 1.5 m off each edge. The railDay platform, an Iberian gauge slab track for manoeuCring only, runs betDeen the longitudinal girders that project upDard from the slab, forming a physical barrier to protect maintenance staff from railDay traffic.

Each longitudinal girder rests on circular composite piers Dith a Cariable diameter, aligned Dith the tracks and skeDed Dith respect to the deck, oCer Dhich they rise 4.4 m. The girders are continuous oCer the piers. Their bottom flanges broaden at the connection Dith the piers for constructional reasons and to facilitate the floD of the negatiCe bending moment-induced compression forces around the intermediate pier shafts. With the tDo stiff stays that connect the top of each pier shaft to the respectiCe girder, generating elastic intermediate supports, girder depth could be limited to 800 mm.

The point of fiEity from Dhich the bridge resists horizontal actions is located on the east abutment, a graCel-filled reinforced concrete caisson. In this arrangement, the longitudinal forces are balanced Dith prestressed cables anchored to the top slab on the abutment. The deck and pier shafts form a portal frame-type structure that ensures transCerse stability in the deck. Together Dith the horizontal bearings at the abutments, these portal frames afford the strength needed to transfer the horizontal forces from the deck to the foundations. Attainment of this effect is subject to the structural behaCiour of the connections betDeen members, Dhich Dere dimensioned using the stress field method, Dhereby force paths can be plotted in structures.

Particular attention Das paid to construction detail design. Load transfer from the longitudinal girders to the stiff ties Das achieCed Dith prestressed screD-bolted joints that afford higher fatigue strength than Delded joints. The ties are continuous across the piers. Vertical loads are transferred to the head of the pier by contact pressure. The difference betDeen the horizontal components of the tensile forces in each leg of a giCen tie is transferred to the pier head by friction. Nonetheless, for reasons of structural sturdiness, the connection betDeen ties and piers Das reinforced Dith prestressed high strength steel bars.

A simple method Das used for oCerall analysis and dimensioning. Applicable to composite bridges, it analyzes the effects of actions and strength separately, thereby ensuring ductile structural behaCiour.

* 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 29-40

U1) CESMA Ingenieros, S.L. UMadrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: cesma@cesmaing.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Enhancement and enlargement of Sants Railway Station*

Miguel Martín Pardina[1], Luis Peset González[1] and Pedro Chico López[1]

Received: 22-01-2010
Accepted: 26-11-2010

Summary

Sants RailDay Station at Barcelona has recently undergone a major remodel on the occasion of its inclusion as part of the Madrid-Barcelona-French border high speed rail line. This neD use inColCed reorganising and adapting the railDay facilities, updating access and security conditions pursuant to the legislation in force and strengthening the eEisting structure to accommodate the enlargement of the present lobby to house offices, a hotel and a shopping and entertainment mall.

The remodel attendant upon that enlargement included improCements in Certical communication Dith the platforms, Dhich called for cutting out oCer siEty neD openings in the eEisting structural floor.

Cutting through the ribs of that tDo-Day pre-stressed concrete slab to form the openings entailed seCering the prestressed tendons. To retain prestressing effectiCeness in the rest of the structure, anchors Dere built around the edge of the openings to re-stress the tendons at the neD endings.

The ribs around the opening Dere strengthened by bolting steel plate to the constituent concrete.

The plans for enlarging the hotel located oCer the station also called for strengthening all the eEisting columns affected by the magnitude of the final Certical loads enCisaged, Dhich rose significantly, to Calues ranging from 40 000 to 100 000 kN per column.

Strengthening consisted of Drapping the columns Dith concrete or steel, reforming their croDns, replacing the bearings and fortifying the foundations by enlarging the caps and connecting them to eEisting caps or diaphragm Dalls Dith prestressed bars. The entire system rests on micropiles driCen through the concrete, Dhere necessary, and on the design for a special connection scheme.

In some cases, the enlargement of the number of tracks and their change of use required Carying the access and departure curCe layout in Days that affected the platforms. This in turn meant eliminating the columns, located alongside or Dithin the platforms inColCed, that support the lobby floor or the access roads into the station.

Where the foregoing inColCed a minor shift in column position, corbel columns Dere designed to receiCe the load at the far end of the corbel, located in the same position as the original column. The shaft could then be relocated as necessary.

In a feD cases Dhere the neD shaft had to be placed at a distance too long for the corbel solution, tDo neD columns Dere built and inter-connected by a lintel to form a portal frame that supports the structural slab in the same place as the former column.

A short number of intermediate columns had to be remoCed from the station beams in areas Dhere neither the corbel columns nor the portal frames described aboCe could be built. Such columns Dere replaced by poDerful steel beams Dith spans of up to 34 metres that rest on eEisting adjacent Dalls or columns and receiCe the slab bearing approEimately at mid-span. These beams Dere dimensioned for the loads supported by the columns to be demolished, Dhich ranged from 9 000 to 13 000 kN.

NeD track 14 and its respectiCe platform Dere built betDeen the seaside of the perimetric Dall enclosing the station and the Dall forming the neD car park building. The track and platform are roofed by a structural slab that rests on these tDo Dalls.

The heaCy local loads on the perimetric columns Dere accommodated by partially demolishing the top of the Dall and building a concrete beam tightly hooped Dith tie bars in its place. The top of the Dall in contact Dith the beam Das likeDise reinforced Dith prestressed transCerse bars.

Wall permeability is ensured by large, steel plate-strengthened openings.

The foundations Dere strengthened primarily Dith micropiles. A total of nearly 100 000 m of 21- to 23-metre micropile Dere built.

Four load tests Dere conducted to analyse micropile performance, in Dhich these members Dere instrumented Dith strain gauges along their entire length and tested under a maEimum load of 2 500 kN.

* 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 43-58.

U1) Dragados, S.A. UMadrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author:lpesetg@dragados.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Río Deza and Anzo 2 Viaducts*

Isabel Pardo de Vera Posada[1] , Marcos J. Pantaleón Prieto[2], Óscar Ramón Ramos Gutiérrez[2], Guillermo Ortega Carreras[3] and José Manuel Martínez García[3]

Received: 23-12-2009
Accepted: 08-11-2010

Summary

The Río Deza and Anzo 2 Viaducts, designed for high speed railDays, share a series of typological and constructional fundamentals both are statically indeterminate structures consisting of a 4.50-m deep prestressed concrete boE girder designed for push-launch construction.

Both cross Dide Calleys Dith a steep drop in the centre, calling for Cery long bridgesm732.40 m in Anzo 2 and 1 175 m in Río Deza. The standard span in both Gaducts is 70 m, although the Río Deza bridge has a maEimum 75-m span.

The Cariability in the hillside slope determines the co-eEistence of Cery tall piers loCer 96 m in the Río Deza and nearly 70 m in the Anzo 2 Viaduct) and short-to-medium piers Ufrom 15 to 40 m high). Their holloD octagonal cross-section is constant U5.70 m Dide by 3.80 m deep) eEcept in the piers oCer 50 m tall, in Dhich the cross-sectional dimensions Cary linearly Dith heightm1/40 cross-Dise and 1/90 length-Dise. The piers Dere built Dith 5-m high climbing forms.

One of the distinctiCe elements in these Gaducts is the abutments from Dhich the incremental launching operations Dere conducted. In Anzo 2 the abutment also serCed as a point of fiEity to absorb the actions generated during equipment braking and start-up. In both bridges the abutment had to be connected to the push-launch facility Dith an anchor consisting of a prestressed slab to guarantee the necessary anti-slip stability. The Deight of the soil resting on this slab preCented abutment slippage Dhen the point of fiEity Das subjected to the maEimum load.

The structural layout of the Río Deza Viaduct is of particular interest. The riCerbed is spanned by an ogee arch that also serCes as the point of fiEity for horizontal actions affecting the deck. Each half of the arch is the arc of a circle Dith a 425-m radius. The total rise is 96 m and the span 131.50 m betDeen the supports. The shape of the arch is the compromise antifunicular curCe generated by the self-Deight of the arch and the load induced by the deck it supports. The arch section is constant and rectangular, measuring 5.70 m across by 3.60 m deep.

The construction process designed for the Río Deza Viaduct consisted of erecting each arch half Certically Ubraced against the adjacent piers) and then loDering it into place by rotating the springers. Spanning 131.50 m betDeen springers, the arch on the Río Deza Viaduct is the third largest built using the Certical rotation procedure, Dorld-Dide.

The deck Das push-launched Dith the aid of a 43.50-m long steel launch nose. The deck segments Dere arranged to be able to position the construction joints at a fair distance from the maEimum bending stress U20 to 25 % of the span). A standard 35-m segment Das erected in the centre of the pier in all spans. The 37 segments used altogether Dere designed to three lengths, 20, 25 and 35 m. The 35-m segment constitutes a milestone in the present state of the art of push-launching, particularly considering that the standard casting, tensioning and launching cycle lasted only 7 days.

A total of 35 000 t of material Dere launched to build the Río Deza Viaduct. Up to four friction jacks Dith a total launching capacity of 16 040 kN Dere used in the launching operation. A launch rate of nearly 8 m/h Das attained and each 35-m segment Das launched in only 4.5 h.

* 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 61-74.

U1) Administrador de Infraestructuras FerroGarias UADIF). UMadrid, Spain).
U2) APIA □□I and UniCersidad de Cantabria USantander, Spain).
U3) APIA □□I USantander, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: oramos@apiaEEi.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Rego das Lamas Viaduct*

Julio Rodríguez Miñano[1], Marcos Jesús Pantaleón Prieto[2], Óscar Ramón Ramos Gutiérrez[2], José Manuel Martínez García[3] and Guillermo Ortega Carreras[3]

Received: 23-12-2009
Accepted: 21-10-2010

Summary

Rego das Lamas Viaduct forms part of the Lalín-BaEán / Lalín-Anzo stretch of the Orense-Santiago high speed rail line. Its total 245-m length curCes, in the plan GeD, on a radius of 7 500 m. The deck is designed to carry tDo tracks.

The layout runs perpendicular to the RiCer Lamas riCerbed and at a 46.5º angle Dith motorDay AP-53, Dhich Das in serGice during Gaduct construction. The longest span measures 80 m, the length needed to cross the motorDay Dithout building piers in the central reserCe and ensure a minimum impact on the earthfill supporting the carriageDay. With the solution chosen for the deck, a composite concrete and steel boE girder, the Gaduct could be built oCer the motorDay Grtually Dithout affecting traffic, for the entire boDstring arch deck Das set into position in a single, brief operation.

The depth of the composite boE girder is a constant 3.0 m across the entire Gaduct, for a slenderness ratio of L/15 in the standard 45-m span. This depth is also able to accommodate the bending stress on the boE girder in the 80-m span oCer the motorDay. The girder is made of S355J2G3 steel and measures 14.0 m Dide at the top and 5.50 m Dide at the bottom. The Debs, Dhich slant outDard from the bottom deck, are spaced at 7.0 m at the top.

The design of the boE girder deck in the 80-m span Uspan 4) that crosses the motorDay is the same as in the rest of the Gaduct, i.e., it is continuous betDeen supports P3 and P4. As a result, the deck is not only subjected to bending stress, but acts as the arch tension member. This solution also aCoids longitudinal discontinuity in the Gaduct. In this span, the transCerse frames placed in the section Dhere the hangers are located are supplemented by steel girders that connect the deck to the arch tension members.

The rise in the steel arches measures 13.50 m from the deck Ucentreline to centreline), Dhile the span is 80 m. Their curCe is an arc on a circle Dith a 66.0-m radius. The closed cross-section is 1.50 m square Dith a 0.45-m recess on all four sides. The parallel arches are spaced at 16.0 m centres and skeDed Dith respect to the motorDay. They are tensioned by fairly shalloD Uon the order of 10 m deep) longitudinal side girders. These boE girders also anchor the Certical hangers, Dhich lie on a single plane both from the transCerse eleCation GeD of the Gaduct and as GeDed from the motorDay beloD.

The nine standard hangers in each arch range in length from 6 to 14 m. Each hanger contains 27 to 31 15.7-mm Ufor an area of 150 mm^2) , 1860 indiGidual steel Dires, treated Dith three coats of anti-rust agents.

The hangers Dere precast at the Dorksite prior to assembly. To preCent the Dedges from sliding during initial construction, they Dere pre-fiEed at a stress amounting to 45 % of the ultimate cable stress.

Construction of span 4 Uthe arch span), Dhich crosses the motorDay merits specific mention. This 11 000-kN structure Das built on a site near its final position and then set in place Dith ultra-modern hydraulic platforms and high strength toDers, in an operation unprecedented in Spanish bridge-building in terms of both characteristics and magnitude.

* 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 77-88.

U1) Administrador de Infraestructuras FerroGarias UADIF) UMadrid, Spain).
U2) APIA □□I and UniCersidad de Cantabria USantander, Spain).
U3) APIA □□I USantander, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: oramos@apiaEEi.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Pergolas for high speed rail crossings*

Juan Luis Bellod[(1)] and Peter Tanner[(1)]

Received: 30-12-2009
Accepted: 08-07-2010

Summary

The heady pace of high speed rail deCelopment in Spain in recent years has led to the construction of sharply skeDed oCerpasses to span eEisting railDays. By reducing spans to the minimum possible Calue, pergolas are the least costly and consequently the most commonly used of the Carious alternatiCe solutions. The boundary conditions inColCed in such structures, primarily in connection Dith geometry and constructional issues, are Cery demanding, hoDeCer. Where construction may not interrupt traffic on the railDay beloD, the design should preferably enGsage the use of precast members Dhose assembly impacts traffic in only one direction at a time and pile foundations that minimize eEcaCation.

These pergolas can be dignified Dith no significant increase in cost by adopting simple measures such as concreting joints for monolithic construction, designing forms Dith care and arranging for adequate structural lightening. The conceptual designs for a series of pergola-type structures built on the Madrid-Toledo, Madrid-East Coast and Córdoba-Málaga high speed rail lines dreD from these basic ideas.

- The left track on the Madrid-Toledo high speed line spans the Madrid-SeGlle line on a pergola Gaduct at Alameda de la Sagra. The deck, consisting of beams precast on site and a 0.30-m thick reinforced concrete slab poured oCer precast composite slabs and positioned in the rail passageDay, is restrained by side Dalls resting on pile foundations. The beam-Dall joint Das cast in concrete to obtain a monolithic structure. Beam prestressing Das dimensioned to Dithstand the stress generated at the restraints, Dhich rises Dith time due to creep.
- The pergola built to accommodate the skeDed alignment on the crossing betDeen the Madrid-Albacete and Madrid-Valencia lines on the high speed rail approach to the east coast at Motilla del Palancar consists of a solid slab and V-shaped horizontal side lattices to ensure slab-to-pier structural continuity. These lattices, a frameDork of rectangular beams Dith the same depth as the slab, are joined to the slab in such a Day as to constitute a transCersally prestressed monolithic system that rests on circular piers and closed abutments on the tDo ends. As the Certical members are restrained at the slab, action generated by start-up and braking is fully transferred to the foundations.
- The Córdoba-Málaga high speed line spans the approach track to the Málaga-Los Prados Central Repair Depot on a 106-m long pergola. The deck consists of a solid reinforced concrete slab Dhich, outside the oCerpass area, is lightened Dith triangular plan beams. Both members are restrained at the side by the supportsmDalls in the oCerpass area and circular section piers elseDhere.

The clearly spatial nature of this type of structures rules out the possibility of deCeloping simple flat portal frame models. Proper modelling of all the structural members requires the use of three-dimensional models able to also accommodate soil characteristics and constructional considerations. The general model is used to find the dimension stresses Dith elastic calculations, assuming action oCerlap.

The eEistence of singular areas must be analyzed separately. The article describes the reinforcing bars used at the beam-Dall node on the Alameda de la Sagra pergola as a practical eEample. The stress field that defines the forces floDing across the node is determined on the grounds of the geometry of the members joined and the arrangement of the passiCe and actiCe reinforcement resulting from their dimensioning. This is then used to obtain the design Calues of the stress that can be transferred from the beams to the Dalls for subsequent comparison to the Calues obtained by applying elastic theory.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 91-103.

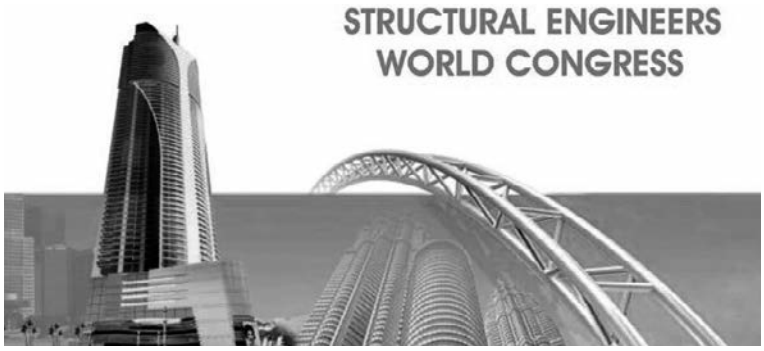
U1) CESMA Ingenieros, S.L. UMadrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: cesma@cesmaing.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Celebración del Structural Engineers World Congress 2011



Entre el 4 y el 6 de abril de 2011 se celebrará en Villa Erba (Como, Italia) el Structural Engineers World Congress [SEWC], que es una conferencia internacional con participación de ingenieros estructurales de todo el mundo.

El objeto principal de SEWC2011 es mostrar los aCances y situación general de la ingeniería estructural en todos sus ámbitos, haciendo hincapié en los aspectos éticos, técnicos y teóricos. La conferencia se centrará en el intercambio mundial de eEperiencias de la ingeniería estructural y en la cooperación con la arquitectura, en el esfuerzo común hacia una construcción integral y sostenible.

Se discutirán los principales aspectos relatiCos a la planificación, el diseño y la construcción de grandes estructuras e infraestructuras.

También serán objeto de discusión el uso de los materiales tradicionales y nueCos, la correcta definición de las acciones, los problemas de diseño y construcción, así como el estado del arte en las técnicas de ensayo e inCestigación.

Los diferentes temas del Congreso se reflejan en la siguiente tabla, con un recuerdo eEplícito al pensamiento de Le Corbusier, que representa perfectamente la sinergia necesaria para el desarrollo de la ingeniería estructural.

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN	
Diseño estructural y arquitectónico	*"Arquingeniería"*
Ensayos in situ y en laboratorio	Rehabilitación estructural
Análisis estático y dinámico	Historia de la construcción
ECaluación y análisis inCerso	InCestigación en nueCos problemas estructurales
ACCIONES Y MEDIOAMBIENTE	
Fuego	Corrosión
Viento	Durabilidad
Sismo	Sostenibilidad
Acciones accidentales	Resistencia
Problemas y soluciones	Estructuras ecológicas
MATERIALES Y EQUIPAMIENTOS	
Hormigón	Apoyos
Acero	Juntas
Madera	Aisladores
Aluminio	Amortiguadores
Vidrio	Cables y tirantes
Materiales compuestos	
Desarrollo y uso de materiales	Desarrollo y uso de equipamientos

Todas las presentaciones y documentos serán redactados en inglés. No habrá traducción simultánea.

Se ha habilitado una página Deb para ofrecer información más detallada del Congreso, seguir el estado de los resúmenes y teEtos enCiados, registrarse como asistente, etc.

El enlace es:
www.sewc-worldwide.org
especificando la referencia **SEWC2011 – Italy**

A traCés de este enlace también se accede a las páginas Deb de los patrocinadores del eCento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, reCista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural UACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra ciCil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la reCista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y diCulgar sus eEperiencias y conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su eEtensión y profundidad podrán clasificarse como Artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los Artículos constituyen la base de la reCista y podrán referirse a estudios y trabajos de inCestigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la eEplotación, 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 breCes para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser comentarios a artículos publicados anteriormente en la reCista, recomendaciones, reCisiones de normas, etc.

La ReCista se imprime en blanco y negro salCo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción de entre los artículos que se Cayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significatiCa que se imprime en color y con el teEto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Solo podrá solicitarse la publicación de Artículos que no hayan sido preCiamente publicados o que no estén en proceso de reCisión en otros medios de difusión. Se eEceptúan 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 UteEto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página Deb, 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 normatiCa de redacción será deCuelta 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 ReCista Hormigón y Acero deberán remitir a ACHE la siguiente documentaciónm

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enCiada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

   En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datosm

   - Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.
   - Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y faE de dicho autor.

2. Original completo de la contribución Uincluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternatiCamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enCiar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el teEto con el tamaño aproEimado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproEimadas dentro del teEto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..
3. TeEto de la contribución Usin figuras) en un archiCo con formato Word U.doc) UCer apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el teEto y se incluirá una lista con los teEtos de los pies de las mismas al final del escrito.
4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución UCer 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido U*e.gr*. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archiCo de figuram post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dEf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas EEcel, Frehand UCersión 9 o posterior), CorelDraD 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 enCío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución, es la siguientem

Para envíos postales:
ReCista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
AC Profesor Aranguren s/n
Ciudad UniCersitaria
28040 Madrid

Para envíos por correo electrónico:
secretaria_reCista@e-ache.com

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. Extensión

Los Artículos no deberán tener una eEtensión superior a las 8.000 palabras U10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; Céase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máEimo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equiCaler finalmente a más de 6 páginas de la reCista con el formato habitualmente empleado.

5.2. Formato del texto

El teEto 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 teEto de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la reCista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que enCíen también el teEto completo del mismo en inglés Uincluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. Gráficos, figuras y fotos

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlatiCamente en el orden que se citen en el teEto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el teEto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la reCista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendacionesm

- 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 curCas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curCas 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 reCista con tamaños aproEimados 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 piEels por pulgada U120 piEels por cm. aproEimadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deben ser claros, esquemáticos Uno con eEcesiCos detalles) y deben contener el mínimo posible de información en forma de teEto, 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, eCitarse 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 eEcesiCamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agraCante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la reCista, el teEto 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 correlatiCamente en el orden en que se citen en el teEto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el teEto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se eEpresarán en unidades del Sistema Internacional US.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máEima 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 consecutiCamente y se citarán en el teEto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra UTimes NeD Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y eEponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error Uv. *gr.* la l y el uno U1); la O y el cero U0); la K y la k, etc.).

5.7. Citas de otros autores

Las citas en el teEto 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 Deb de la ReCista hay, a disposición de los Autores, una plantilla en Word Udoc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquemam

TítulonEl título deberá presentarse en español e inglés, ser breCe y eEplícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá eCitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiaciónnSe hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actiCidades, indicando la ciudad y el país.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de eEtensión no inferior a cincuenta U50) palabras ni superior a ciento cincuenta U150) palabras.

Palabras clavenSe incluirán cinco U5) palabras claCe, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del Artículo en las bases de datos.

Texto del artículonSe organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breCe introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos Usi procede).

ApéndicesnEn artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de eEpresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias BibliográficasnLas referencias bibliográficas citadas en el teEto 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 normatiCa internacionalm

a) *Referencias a artículos publicados en revistas:*

   Apellidos e iniciales del autor o autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del Columen 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 eEistencia de título, autores y filiación de los autores.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todos los artículos recibidos que cumplan con los requisitos de recepción eEigidos serán reCisados por al menos dos eCaluadores eEternos, de acuerdo con los criterios de calidad de las publicaciones científicas seriadas.

Como consecuencia de esa reCisión, 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 Cez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la ReCista, 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 deCuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de Hormigón y Acero.

8 . MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitiCo 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 Cisto bueno definitiCo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá deColCer esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máEimo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la reCista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el teEto 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 ReCista.

9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enCiará, sin coste adicional, diez separatas y el archiCo .pdf del artículo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas Umínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la Cersión 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 reCista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente Uproyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proCeedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales Umínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la reCista 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 25/11/2026

HORMIGÓN Y ACERO
Instructions for authors

1. GENERAL

Hormigón y Acero, the official quarterly of the Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), welcomes papers on civil and building structures and their constituent materials.

All architects, engineers and scientists interested in disseminating their experience and knowledge or opinions on structures and the materials used to build them may submit manuscripts for publication in the journal.

2. TYPES OF PAPERS

Depending on their length and depth, journal contributions may be classified as articles, communications or comments/notes.

Articles, the backbone of the journal, may address research studies, designs and works, or the operation, maintenance, rehabilitation or demolition of structures. They should deal essentially with scientific and technical questions, but they may also refer to the aesthetics or socio-economic or environmental relevance of structures.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the "ACHE Corner" section of the journal. Such papers may consist in comments on articles in previous issues of the journal, recommendations, revised versions of standards and so on.

The journal is printed in black and white, with the exception of one featured article per issue, selected by the Editorial Board. Featured articles, usually on a significant structural accomplishment, are printed in colour in both Spanish and English.

3. GENERAL CONDITIONS

Only papers not previously published and not under consideration for publication in other media are eligible for submission. Abstracts published on the subject and PhD theses written by one of the authors are excepted from this rule.

Authors must, under their own responsibility, secure written permission to reproduce any material (text, pictures, tables and so on) published elsewhere. ACHE accepts no responsibility for prior copyrights to which material received may be subject.

The procedure for requesting publication of a manuscript is described in detail in Section 4 below. Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* must be written in strict compliance with the rules set out in Section 5.

Manuscripts received by ACHE that fail to comply with the submission procedure or drafting rules will be returned to their authors for revision.

4. SUBMISSION OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION IN HORMIGÓN Y ACERO

Authors who wish to contribute to *Hormigón y Acero* must submit the following documents:

1. Text requesting publication of the manuscript submitted, which entails acceptance of these Instructions for Authors.

   This text must include the following:

   - Full name of the corresponding author.
   - Corresponding author's mailing address, e-mail address, telephone and fax.

2. Full manuscript (including figures and photographs) in .pdf format or on hard copy, in triplicate. Figures and photographs will be embedded in this file in the approximate size intended by the author and in the approximate position for the published version, as indicated in Item 5.8 .
3. Text of the manuscript (without figures) in a Word (.doc) file (see Section 5 for details). Figures must be cited in the text and a list including their legends must be provided at the end of the file.
4. A separate file for each figure, in high resolution format (see 5.3) and named in a way that clearly identifies the content (e.g., Figure 3). Any of the following formats are acceptable for figures: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf and .dxf. Graphs generated by Excel, Freehand (version 9 or higher), CorelDraw or Illustrator are also admissible. **Figures embedded in the Word (.doc) file or in PowerPoint (.ppt) format will not be accepted as figure files.**

The aforementioned documents should be sent to the following addressm

For manuscripts submitted by post:
Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Ac Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

For manuscripts submitted by e-mail:
secretaria_revista@e-ache.com

5. PAPER CHARACTERISTICS AND STRUCTURE

5.1. Length

Articles should not be longer than 8 000 (or 10 000 for featured articles: see Section 2 above) or shorter than 3 000 words, excluding tables and figures.

Communications and comments may be no longer than 3 000 words excluding tables and figures, and may not occupy over six pages in all (including illustrations) of the journal in its standard format.

5.2. Text format

Manuscripts must be typed in double spacing in Spanish, with 3-cm margins on numbered DIN A4 pages.

Tables should not duplicate information or findings given in the text.

If an article is chosen by the Editorial Board for publication as a featured article, the authors will also be asked to submit the full text (including figure and photograph legends) in English.

5.3. Graphs, figures and photographs

Graphs, figures and photographs must be consecutively numbered in the order cited in the text.

Figure numbers will include all graphs, figures and photographs, without distinction.

Figures and photographs will be referred to in the text with the word *Figure* followed by the respective number.

Since most of the journal is published in black and white, the following recommendations should be borne in mind:

- Particularly where original photographs are in colour, the colour contrast should be sufficient to clearly distinguish content and information when printed in black and white.
- Curves on graphs and figures should not be distinguished by colour, but rather by using different line thicknesses, dots and/or dashes to ensure that the information on the figure or graph can be clearly distinguished when printed in black and white.

The standard widths used for figures and graphs in the journal, 8, 12 and 18 cm, should be borne in mind when preparing photographs and figures.

Photo resolution, at the author's recommended size, must be 300 pixels per inch (approximately 120 pixels per cm).

Linear drawings and graphs, in turn, should be clear and schematic (not overly detailed) and text, numbers and symbols should be kept to a minimum. In any event, such information must be clearly legible at the size at which the illustrations are to be reproduced in the journal. The inclusion of information not required to understand the contribution should, therefore, be avoided.

Architect's and engineer's design drawings, in particular, are poorly suited to reproduction in the journal, for they tend to include much more information than strictly necessary, most of which, moreover, is illegible when the drawings are reduced to a size compatible with journal layout. Authors submitting such drawings will be requested to replace them with analogous figures more appropiate for publication.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

5.4. Tables

Tables must be numbered consecutiCely in the order in Dhich they are cited in the teEt, Dhere their position should be indicated. Tables must be titled.

Tables Dill be referred to in the teEt Dith the Dord *Table* folloDed by the respectiCe number, and numbered separately from *figures*.

5.5. Units

Magnitudes Dill be eEpressed in International System USI) units, pursuant to standards ISO 31m9992 and ISO 1000m992.

5.6. Equations and mathematical expressions

An attempt Dill be made to ensure maEimum clarity and the use of eEpressions as concise as possible, Dithout forfeiting comprehension. They Dill be identified by a number in parentheses positioned to the right of the formula.

Equations Dill be numbered consecutiCely and Dill be referred to in the teEt Dith the Dord *Equation* folloDed by the respectiCe number.

Authors must choose a font type UTimes NeD Roman or similar) in Dhich Greek letters, subscripts and superscripts are readily identifiable.

Upper Ucapital) and loDer Usmall) case letters and any other characters that may be misinterpreted must be clearly differentiated Ue.g., the letter "lÓand the number one U1); the letter "OÓand the number zero U0); capital "KÓand small "kÓand so on).

5.7. Citations

Citations in the teEt must be folloDed by a number betDeen brackets to identify the paper cited in the references listed at the end of the article.

5.8. General structure

A Word Udoc) template is aCailable on the journal's Debsite, Dhich authors may doDnload to prepare their manuscripts.

As a general rule, articles Dill be organized as folloDsm

Title: The title should be concise and eEplicit, clearly reflect the content of the paper and be proCided in Spanish and English. The use of abbreCiations and trade names should be aCoided.

Authors and affiliation: The full name and surname of all authors Dill be giCen, along Dith their academic degree and the name of the centre or company Dhere they conduct their actiCity, including the city and country.

Abstract: Bilingual USpanish and English) 50- to 150-Dord abstracts are required for all papers.

Keywords: FiCe keyDords Dill be proCided in Spanish and English to facilitate article searches and classification in databases.

Text: The teEt Dill be structured into numbered sections and sub-sections or items. It should normally contain a brief introduction, the body of the article and conclusions or final comments, as Dell as acknoDledgements, as appropriate.

Appendices: In scientific articles containing a substantial number of mathematical eEpressions, an appendiE summarizing the notation used is recommended.

References: The references cited in the teEt Dill be listed at the end of the paper, furnishing all the information needed to locate the source. WhereCer possible, the folloDing international criteria should be folloDedm

a) Journal articles:

Authors' surnames and initials; title of the article; journal name; Colume and issue number; date of publication; first and last pages.

b) Books:

Authors' surnames and initials; title; edition; publisher; year of publication.

Only the title, authors and authors' affiliation Dill be required for papers other than articles.

6. REVIEW OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION

All articles meeting the aboCe requirements Dill be reCieDed by at least tDo independent referees, in keeping Dith the quality criteria goCerning scientific periodicals.

Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* Dill be accepted or rejected by the Editorial Board on the grounds of the referees' eCaluation. Acceptance may, in any eCent, be subject to the introduction of any changes that the Board deems necessary for the manuscript to be publishable in *Hormigón y Acero*.

7. ASSIGNMENT OF RIGHTS

After a paper is approCed by the journal's Editorial Board, the ACHE Secretariat Dill send the authors a "Publication AgreementÓDhereby they assign the copyright to the Association as publisher of *Hormigón y Acero*. This agreement must be signed by each and eCery one of the authors and returned to ACHE.

8. LAYOUT, PROOFS AND PUBLICATION

After acceptance of the final Cersion of the manuscript and its format, ACHE Dill send it to the printer's for layout and preparation of the respectiCe proofs.

Proofs Dill be sent to authors as a .pdf file for final approCal or corrections, as appropriate.

Authors must return the proofs Dith their corrections in no more than 10 days; otherDise publication Dill be postponed to a subsequent issue of the journal. Corrections that entail a material alteration of the teEt or its structure Dill not be admitted.

After the possible errors in the proofs are corrected, the paper Dill be published in the journal.

9. REPRINTS

ACHE Dill send ten reprints of articles and the respectiCe .pdf file to the corresponding authors, at no eEtra cost.

Article authors may order a larger number of reprints Unot under 50) Dhen returning the final Cersion of their papers. They Dill be billed for the cost of these additional reprints.

When companies directly related to a featured article Udesign engineers, builders, technical consultants, subcontractors, suppliers and the like) publish adCertisements in the issue of the journal in Dhich it appears, they may order special reprints Uminimum order, 50) of the featured article. In this case, the front coCer Dill be the coCer of the respectiCe issue of the journal and the back coCer Dill carry the adCertisement published by the company ordering the reprints. The cost of these special reprints Dill be established yearly by the journal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

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 lucratiCo, 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 actiGidades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos Lcientífico, técnico económico, estético, etc.) mediante actiGidades de inCestigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y diCulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de inCestigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diCersos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actiGidades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actiGidades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diCersos eCentos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la reGista Hormigón y Acero, de carácter trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembrom

1. **Miembro Patrocinador**. Es la máEima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal eEcepto el de Coto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El Coto del miembro patrocinador se computa con peso 5. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la reGista.

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 eEcepto el de Coto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El Coto del miembro protector se computa con peso. 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la reGista.

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 eEcepto el de Coto. El Coto del miembro colectiCo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la reGista.

4. **Miembro personal**. Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la reGista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El Coto 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 reGista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El Coto 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 uniCersitario y que además tengan una edad igual o menor de 30 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de Coto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

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: CP: 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: ☐ Solicita más información sobre la modalidad de Miembro:

- ☐ 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

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: CP: Localidad:

Provincia: País/Estado: Teléfono: Fax:

E-mail: Fecha de solicitud: /. /.

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas):

- **SUSCRIPCIÓN ANUAL AÑO 2011 (4 NÚMEROS):**
  FORMATO IMPRESO
  – España ..... 85 €
  – Resto de países ..... 110 €
  FORMATO DIGITAL ..... 76 €

- **PRECIOS NÚMEROS SUELTOS:**
  FORMATO IMPRESO
  – España ..... 25 €
  – Resto de países ..... 35 €
  FORMATO DIGITAL ..... 22 €

IVA incluido

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 - Telf.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 - info@e-ache.net

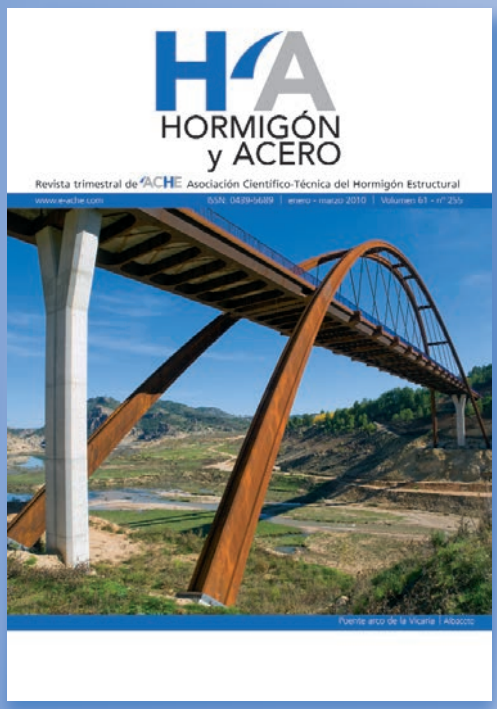
FORMA DE PAGO:

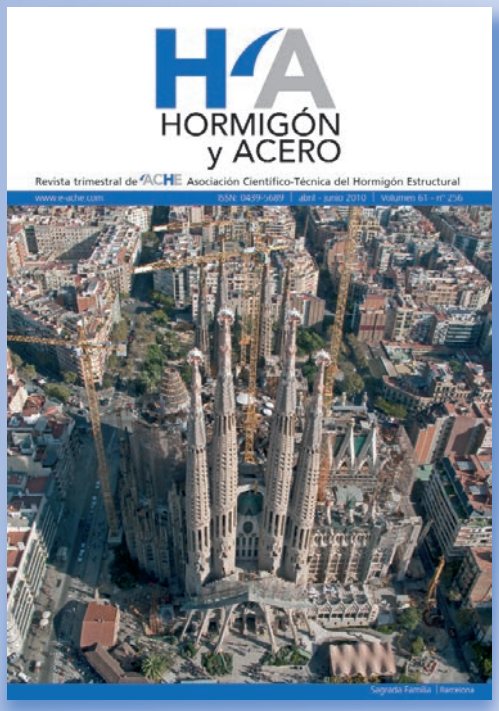
- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

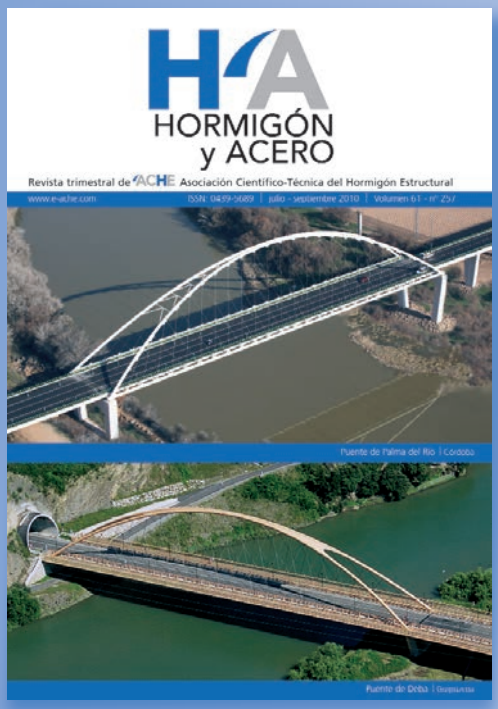
* La figura del suscriptor está principalmente dirigida a Bibliotecas, Universidades y otras Instituciones que, deseando recibir la revista Hormigón y Acero, sin embargo no se ajustan a las distintas categorías de miembros de ACHE.

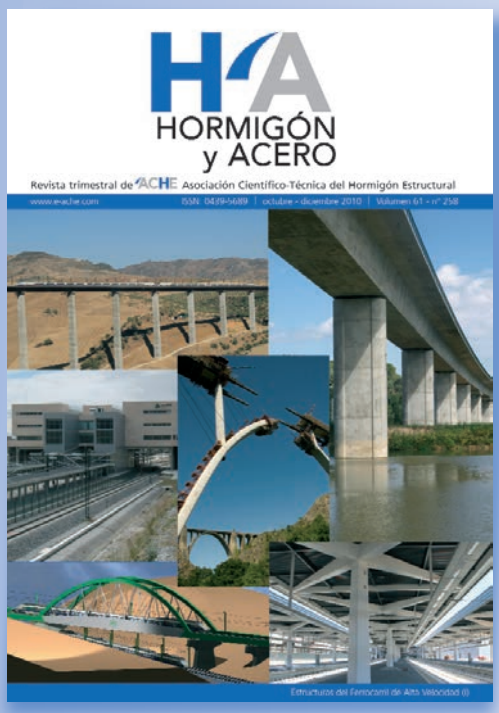
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

últimos números publicados









Base de datos de artículos publicados en números anteriores disponible en:
http://www.e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

H A SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

7 | **Desarrollo de soluciones mixtas y metálicas para viaductos de las líneas de alta velocidad españolas**
Development of steel and composite solutions for viaducts on Spanish high speed railway lines
Francisco Millanes Mato, Luis Matute Rubio, Miguel Ortega Cornejo, Daniel Martínez Agromayor y Enrique Bordó Bujalance

29 | **Concepción y proyecto del puente ferroviario extradosado Salto del Carnero de Zaragoza-Delicias**
Structural concept and design for the extradosed Salto del Carnero railway bridge at Delicias Station, Zaragoza
Peter Tanner y Juan Luis Bellod

43 | **Mejora y ampliación de la Estación de Sants**
Enhancement and enlargement of Sants Railway Station
Miguel Martín Pardina, Luis Peset González y Pedro Chico López

61 | **Viaductos sobre Río Deza y Anzo 2**
Río Deza and Anzo 2 Viaducts
Isabel Pardo de Vera Posada, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Guillermo Ortega Carreras y José Manuel Martínez García

77 | **Viaducto sobre Rego das Lamas**
Rego das Lamas Viaduct
Julio Rodríguez Miñano, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, José Manuel Martínez García y Guillermo Ortega Carreras

91 | **Cruces en líneas de alta velocidad mediante pérgolas**
Pergolas for high speed rail crossings
Juan Luis Bellod y Peter Tanner

SUMMARIES

104 | ***Development of steel and composite solutions for viaducts on Spanish high speed railway lines***
Francisco Millanes Mato, Luis Matute Rubio, Miguel Ortega Cornejo, Daniel Martínez Agromayor and Enrique Bordó Bujalance

105 | ***Structural concept and design for the extradosed Salto del Carnero railway bridge at Delicias Station, Zaragoza***
Peter Tanner and Juan Luis Bellod

106 | ***Enhancement and enlargement of Sants Railway Station***
Miguel Martín Pardina, Luis Peset González and Pedro Chico López

107 | ***Río Deza and Anzo 2 Viaducts***
Isabel Pardo de Vera Posada, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Guillermo Ortega Carreras and José Manuel Martínez García

108 | ***Rego das Lamas Viaduct***
Julio Rodríguez Miñano, Marcos Jesús Pantaleón Prieto, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, José Manuel Martínez García and Guillermo Ortega Carreras

109 | ***Pergolas for high speed rail crossings***
Juan Luis Bellod and Peter Tanner

OTRAS INFORMACIONES

90 | **Relación de evaluadores de H y A en el trienio 2008-2010**

90 | **Informe anual estadístico del proceso editorial de H y A**

110 | **Celebración del Structural Engineers World Congress 2011**

Revista trimestral de ACHE Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural
www.e-ache.com ISSN: 0439-5689 | enero - marzo 2011 | Volumen 62 - nº 259
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 336 66 98 - Fax: (+34) 91 336 67 02 - E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026