

HA

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




UN GRAN EQUIPO DE PROFESIONALES A SU SERVICIO



Objetivos del IECA

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  de AENOR para cementos.

DELEGACIONES IECA

SEDE CENTRAL
José Abascal 53, 2º
28003 Madrid
www.ieca.es
Tel.: 914.429.311

Canarias
Antonio María Manrique, 3 - 5ª 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 - 3º E
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@sarennet.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

 **IECA**
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO
Y SUS APLICACIONES



Fotos de portada cortesía de los autores de los artículos.

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 M^a 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)

M^a Carmen Andrade Perdrix (IETcc - CISDEM (UPM - CSIC), Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M^a 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 M^a 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

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**

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



SMARTER, SAFER, STRONGER
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 - Entrepantalla A
28046 MADRID



ASOCIACIÓN DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES
C/ Gran Capitán, 2-4. Edificio Nexus
08034 BARCELONA



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



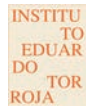
GRUPO MECÁNICA ESTRUCTURAL S.L.
C/ Amílcar González Díaz, 18
38550 ARAFO (SANTA CRUZ DE TENERIFE)



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



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

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:



Colegio Ingenieros Técnicos
Obras Públicas



DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL



Fundación
Agustín de Bertancourt



Estructuras

y

Edificación

Construcción de Edificios Altos



Colegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos



Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

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

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

Principales 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

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 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 actuación.

- 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 mixta-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

1. INTRODUCCIÓN

A finales de 2007 se abrió al tráfico ferroviario el Gadiucto de Arroyo las Piedras en la L.A.V. Córdoba-Málaga, primer Gadiucto mixto en las L.A.V. españolas. Actualmente, aunque las soluciones de hormigón siguen siendo claramente predominantes en nuestro país, se están proyectando y construyendo varios Gadiuctos mixtos que permiten resolver, técnica y económicamente, condicionantes ciertamente singulares para los que las alternativas en hormigón no resultan adecuadas. En Francia, la línea de TGV Est, que une París con Estrasburgo, ha elegido las soluciones mixtas para el 100% de los Gadiuctos 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 Sevilla con ocasión de la Exposición Universal. Actualmente nos encontramos inmersos en un ambicioso plan de inversiones en infraestructuras ferroviarias cuyo objetivo es la conexión, a lo largo de la próxima década, de la mayoría de las capitales de provincia españolas a través de la red de alta velocidad. Las estructuras de los Gadiuctos de la línea Madrid-Sevilla, todas moderadas en cuanto a luz, longitud total y altura de pilas, se resuelven básicamente mediante tableros convencionales con soluciones prefabricadas isostáticas en doble T o dinteles continuos postesados de hormigón in situ, cuyas luces rara vez superaban los 40 m.

Sin embargo, los condicionantes sobre el trazado de las cada vez más severas limitaciones medioambientales, han trastocado muy sensiblemente las tipologías y sistemas constructivos convencionales utilizados en las primeras L.A.V. Este hecho ha dado lugar al recurso, cada vez más frecuente, de Gadiuctos 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 so-

luciones muy singulares con 250 m de luz, y alturas de pilas frecuentemente en el entorno de los 50/70 m y, en varios casos ya, de hasta 100 m.

La segunda L.A.V., entre Madrid y Barcelona, resolvió 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 Gadiucto 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 Gadiucto sobre el río Cinca, con 880 m de longitud total y 70 m de luz máxima, con un punto fijo en un estribo y una única junta de dilatación en el opuesto, se superaron por primera vez 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 Gadiuctos, con numerosos canos, y el importante peso de las secciones transversales de los tableros ferroviarios se adaptan difícilmente en coste y plazos, salvo en muy contadas ocasiones, a la técnica de cancelle por coladizo sucesivos. La mayor parte de los Gadiuctos 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 alternativas estructurales:

- Soluciones empujadas de dinteles continuos de hormigón postesado y sección cajón unicelular (Figura 2), a veces con postesado exterior 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 Gadiucto y de sus condiciones de trazado en planta, que generalmente suelen adaptarse a las exigencias geométricas del empuje.



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



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 (Figura 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 restrictivas que en el caso de montajes empujados. La sección transversal 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 varios proyectos, mediante una original solu-

ción de arcos apuntados construidos en Certical y posteriormente abatidos por rotación, (Figura 4) para mantener su ámbito de aplicación en el caso de hacer frente al salto sobre algunos obstáculos excepcionales intermedios, de hasta 70/100 m de luz, en el curso de largos viaductos de luces estándar convencionales.

d) En viaductos 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 transversal en doble cajón y montaje con



Figura 4. Viaducto de Eixo



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



grúas suelen resultar frecuentemente competitivas frente a las alternativas 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 resuelve 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 pasiva en la losa in situ, con el adecuado control de fisuración en la misma.

Aunque las luces máximas se limitan a los 40 m, en algunos casos singulares pueden proyectarse soluciones específicas que permitan superar luces superiores, en el entorno de los 60 m, en ciertos canos (Figura 5).

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

Hasta 2005 todos los puentes y viaductos 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 competitivas que las metálicas para luces por debajo de los 70/80 m, rango de luces de cano que permiten resolver adecuadamente gran parte de los proyectos de puentes y viaductos 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 transversales, por las exigencias de rigidez de los puentes ferroviarios, no permite el recurso a los procesos constructivos convencionales.

- Las cimbras autolanzables no permiten superar actualmente, con las exigibles garantías de seguridad, los 65/70 m de luz de cano en tableros de alta velocidad.
- El límite razonable de los procesos de empuje no permite superar en más de 10/15 m los valores indicados para las cimbras autolanzables.

- El sistema de Coladizos sucesivos, como ya se ha comentado precedentemente, no resulta bien adaptado, por economía y plazos, a las especiales condiciones de los viaductos de alta velocidad 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 doctas del tablero que, en la zona de arranque de pilas, superarían los 7/8 m de canto.

En otros casos, las soluciones mixtas toman fácilmente el relevo de las tipologías de hormigón al permitir plantear el montaje inicial de la subsección metálica, mucho más ligera, para proceder posteriormente al montaje de prelasas prefabricadas y al posterior hormigonado y conexión 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 convencional luces de hasta 120/140 m. A partir de los 80/100 m las soluciones mixtas toman el relevo de los dinteles mixtos de alma llena (en sección cajón o bixágena), 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 vista 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 mixtas 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 exigibles, tales como:

- 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 impregnos, o de la propia seguridad, resultan difícilmente asumibles.
- Puentes o viaductos bajo cuya traza se ubiquen carreteras, líneas férreas, zonas habitadas o industriales



Figura 6. Viaducto Arroyo las Piedras

semiurbanas, zonas con elevadas cualidades ambientales, etc., en las que las mínimas exigencias de seguridad o sostenibilidad impiden plantear procesos constructivos que impliquen trabajo y afección sobre las mismas uniones de medios auxiliares, encofrados, ferrallado, hormigonado, etc.).

- En el caso de luces altas, donde el menor peso del acero repercute decisivamente en el coste y magnitud de los elementos y sistemas auxiliares de montaje, al mismo tiempo que permite e impulsa la cada vez más decisiva innovación y versatilidad en los procesos constructivos.
- En todos los casos en los que las exigencias de reducción de plazos quieran hacerse compatibles con las necesarias garantías de control de la calidad y seguridad de la ejecución, lo que conduce inevitablemente hacia las ventajas de la industrialización y fabricación en talleres fijos, inherentes a la construcción metálica.

Las circunstancias mencionadas concurren cada vez con mayor frecuencia en los proyectos de viaductos ferroviarios de las nuevas L.A.V. españolas, consecuencia de las crecientes dificultades orográficas y exigencias de los nuevos trazados, así como de las cada vez más restrictivas prescripciones medioambientales y de seguridad durante las fases de montaje.

Tal es el caso del viaducto Arroyo las Piedras (Figura 6), primer viaducto mixto de alta velocidad proyectado y construido en nuestro país, sobre el que volveremos más adelante, o de los viaductos de Llinars y Sant Boi



Figura 7. Puente de Sant Boi



(Figura 7), que han permitido resolver dos complicados cruces sobre autopista, muy forzados en espacio y en los galibos disponibles.

Actualmente se hallan en fase de construcción dos nuevos viaductos mixtos, que hemos proyectado en Ideam, ciertamente singulares en sus prestaciones: el viaducto sobre el río Ulla, con 240 m de luz central, y el viaducto de Archidona, con 3.150 m de longitud total y juntas de dilatación de tipo 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 Piedras" en la L.A.V. Córdoba-Málaga, es el primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas, abriendo el espectro de tipologías estructurales basado exclusivamente, hasta entonces, en soluciones de hormigón pretensado con diferentes configuraciones estructurales y procesos constructivos (prefabricación, cimbras autolanzables y empuje, principalmente).

Esta obra constituye una solución innovadora dentro del ámbito de los puentes mixtos ferroviarios. Su diseño se inspira en las clásicas soluciones mixtas biejácnena, habituales en Europa, incorporando la tecnología española de la doble acción mixta a flexión negativa y torsión, que permite, manteniendo las ventajas constructivas de la solución original, mejorar drásticamente sus prestaciones resistentes, estáticas y dinámicas, al mismo tiempo que se reducen significativamente las cuantías de acero.

El viaducto "Arroyo las Piedras" (Figura 8) incorpora también soluciones innovadoras en el ámbito del empuje y del diseño antisísmico. Su altura de pilas, de hasta 93 m, y la luz del vano tipo, de 63,50 m, superaron, en el ámbito de los viaductos mixtos de su tipología, lo que hasta la fecha se había proyectado y construido.

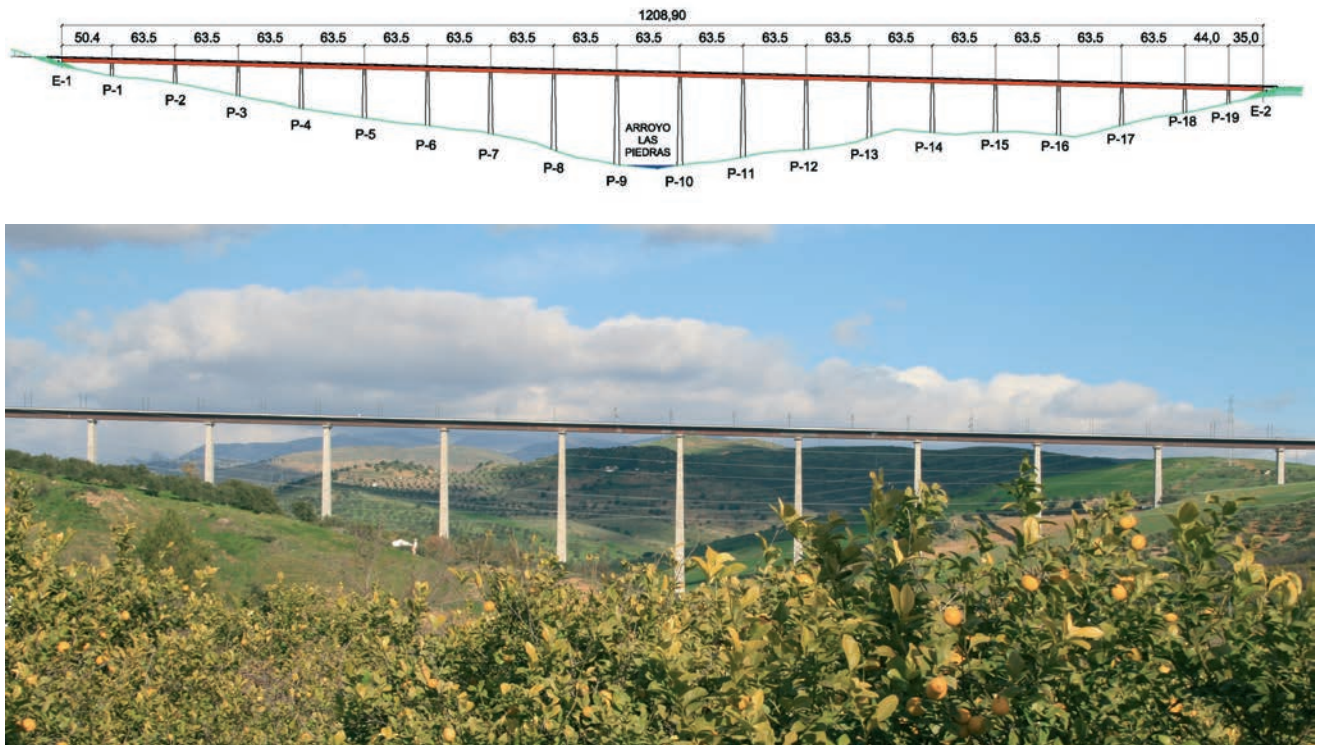


Figura 8. Alzado y vista del Viaducto Arroyo las Piedras

En las referencias [1] y [2] se tratan con detalle las principales características de este Viaducto. Seguidamente nos limitaremos a reseñar las principales ventajas aportadas por la tecnología mixta en lo relativo 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 módulos de aproximadamente 30 m.

Cada una de las 2 Vigas metálicas que formarán la sección transversal se transporta ya rigidizada y se ensambla en el parque de empuje con las celosías y mamparos de pilas (Figura 9).



Figura 9. Estructura metálica apeada en el parque de empuje

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



Figura 10. Vista de prelasas superiores



Figura 11. Vista de prelasas inferiores y hormigón de fondo



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 prelasas superiores (Figuras 10 y 11), sin conexión todaCia al tablero, sobre las que posteriormente se hormigonará la losa superior. Además, se lleCa colocada la ferralla superior en su posición definitiCa, dejando el puente listo una vez cerrado para realizar el hormigonado de la losa superior.

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

El primer Cano incluye sólo el acero estructural sin prelasas superiores ni inferiores, con objeto de eGtar esfuerzos eEcesiCos durante el lanzamiento en las fases de Coladizo (Figura 12).

A diferencia de los puentes de hormigón, el empuje de un puente miEto no eEige 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 proGisionales empleados para el empuje (Figura 13) no requieren operaciones de mantenimiento ni sustitución salCo que se produzca alguna anomalía o se dañe algún teflón. Durante toda la ejecución del Gaducto, 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 guideras laterales para eGtar problemas de descentramientos transCersales 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 doCelas montadas en cada fase en el parque de empuje, se realizaron empujes de uno o dos Canos, empujando en una sola fase hasta 127 m de tablero, con una Velocidad media entre 6 y 8 m de aCance por hora, muy superior a la de los pesados tableros de hormigón, lo que puede resultar de gran interés para minimizar laafección y los riesgos sobre la seguridad en el caso de empujes sobre carreteras o Cias férreas.

Como ya se ha descrito, el proceso de empuje del Gaducto incluye, además de la sección metálica, la losa inferior de cierre del fondo del cajón completa, así como las prelasas 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 niCel 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



Figura 16. Aplicación de reacción localizada con gatos

Gaductos mixtos convencionales, empujados únicamente con la subsección metálica. Los Calores característicos de las reacciones teóricas máximas bajo cada una de las almas, durante el proceso de empuje, alcanzaban una magnitud muy elevada de 4.200 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 evaluación 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 explica que la literatura especializada aconseje ser extremadamente prudente en los Calores de las reacciones de diseño, a las que se debe aplicar unos coeficientes de mayoración, por incertidumbres derivadas del proceso del empuje, nada despreciables entre 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 nivel de reacciones durante el empuje, así como de regulación automática de las mismas en caso de superarse ciertos niveles.

En el caso que nos ocupa, a pesar de lo estricto del dimensionamiento de las almas y del elevado nivel de las reacciones previstas, tal planteamiento resultaba prácticamente inabordable económicamente, dado el elevado 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 ventajas de costes y plazos de ejecución de estas soluciones, nos llevó a plantear, previamente 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, previa al empuje, consistía en la no posibilidad,

dado el elevado número de pilas de gran altura del viaducto, de establecer un control sistemático de las reacciones en los dos apoyos de cada pila al paso del viaducto 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 desvíos previsibles de los Calores en las reacciones bajo cada apoyo, respecto de los Calores teóricos previstos en el proyecto. La prueba de carga debía, por tanto, plantearse con el objetivo de cubrir, con adecuados márgenes de seguridad, las reacciones máximas previsibles por apoyo durante el proceso de empuje, lo que permitiría controlar, a su vez, si los niveles de seguridad frente al “patch loading” de las almas, bajo la acción localizada de las reacciones de apoyo en los patines provisionales deslizantes, se mantenían dentro de los niveles de seguridad previstos 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 significativos desvíos sistemáticos, al alza, de los pesos reales de la estructura frente a las previsiones de proyecto.

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

El segundo parámetro fundamental a controlar fue la rigidez real de la estructura, tanto en dirección longitudinal como transversal, 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 loading” de las almas.

Respecto a la rigidez transversal de la estructura, principalmente frente a torsiones generadas por acciones excéntricas y, principalmente, por asientos diferenciales transversales entre apoyos, cuya influencia puede afectar también decisivamente al coeficiente de seguridad frente al “patch loading” de las almas, se le dedicó una atención especial, tanto en su modelización precisa por elementos finitos, como en las medidas de rigidez transversal 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 vez suficientemente aproximadas las rigideces y acciones en la estructura, las eventuales diferencias entre las medidas de las deformaciones de la misma y los resultados obtenidos, con los modelos teóricos ya ajustados, sólo podían achacarse a desvíos o errores en las contraflechas de ejecución de las vigas metálicas, o a

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

El último objetivo de la prueba de carga fue analizar la respuesta ante una reacción localizada, bajo una de las almas, de aproximadamente 6.200 kN (Figura 16). Ello permitía garantizar una seguridad mínima del 20% respecto a lo que se adoptó como reacción máxima admisible durante el proceso de empuje, que se había estimado en 5.200 kN, aproximadamente, 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 transversal de 4 cm respecto del alma contigua, deteniéndose el proceso al alcanzarse la carrera máxima de los gatos al 97% de la carga teórica prevista.

Durante todo el proceso de carga se mantuvo controlada la deformación transversal del alma sobre el apoyo, con una precisión superior a 0,1 mm, no observándose ningún inicio de desplazamiento transversal. (Figura 17).

Los elementos finitos no lineales realizados, en presencia de una predeformación inicial ≈ 2 cm, mostraban ya, para la sollicitación aplicada, unos ciertos niveles, aunque moderados, de las deformaciones transversales 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 viga metálica (Figura 11) resultaba muy activo frente a la inestabilidad lateral del alma.

Por ello, se consideró que no resultaba necesario plantear un complejo control de reacciones verticales, 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 sollicitaciones 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 máximos de las tolerancias en pesos y contraflechas de ejecución que habían sido 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 viaducto, que se realizó con elevadores hidráulicos y sin el menor incidente, así como los resultados de la prueba de carga realizada en el parque de empuje, confirmaron las sensibles ventajas que el poco peso y la gran flexibilidad longitudinal y transversal del empuje de tableros mixtos en sección abierta, suponen frente a los pesados y rígidos dinteles de hormigón, lo que puede resultar muy decisivo en el caso de viaductos 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 (3.150 m), la mayor hasta ahora proyectada con aparatos de dilatación

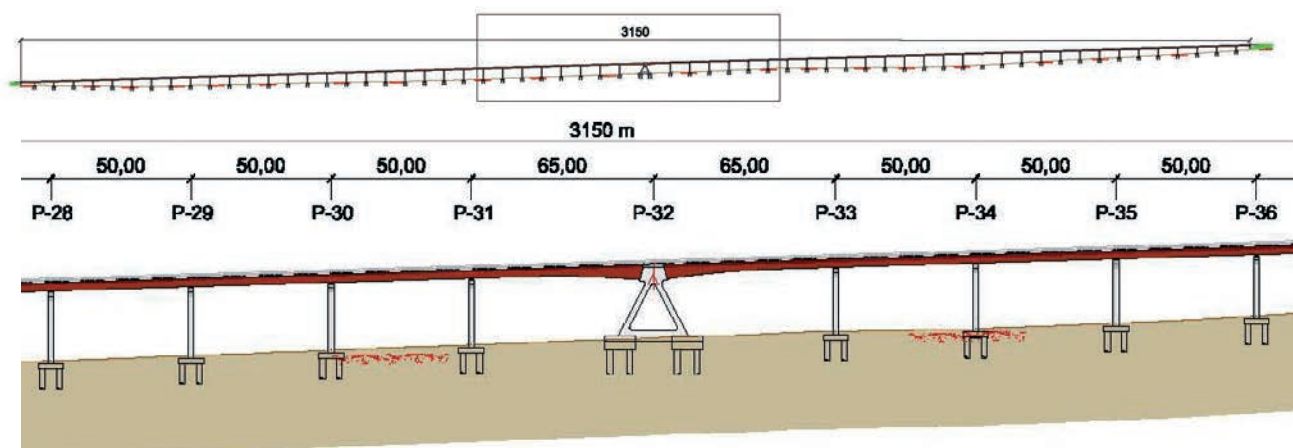


Figura 18. Alzado del viaducto de Archidona



Figura 19. Vista de las pilas durante la ejecución

de G_a únicamente en estribos), así como la recogida de las acciones sísmicas, en una zona de elevada sismicidad, con un único punto fijo central (Figuras 18 y 19).

Los condicionantes del proyecto eran ciertamente singulares:

- Acciones sísmicas importantes (aceleración sísmica básica $0,11 g$; aceleración sísmica de cálculo $0,18 g$).
- Altura media de pilas en el entorno de los 25 m.
- Evitar en lo posible la ubicación de aparatos de dilatación de G_a en la estructura, respetando unos movimientos totales máximos en las juntas de G_a de 1200 mm, de acuerdo con los criterios establecidos por el ADIF.

La solución de múltiples Canos isostáticos, que resulta en general adecuada para viaductos de gran longitud y baja cota de rasante, quedaba descartada por la excesiva deformabilidad del conjunto [pilas+cimentación], no admisible por la G_a , frente a las acciones de frenado y del

sismo de servicio, resultando además muy penalizada por la resistencia frente al sismo máximo de cálculo. Dado que no se consideraba aconsejable, por razones de mantenimiento, disponer aparatos de dilatación de G_a en el interior del tablero, el punto fijo quedaba obligatoriamente ubicado aproximadamente en el centro de los 3150 m de longitud total del viaducto, obteniéndose unas longitudes máximas dilatables en ambos estribos en el entorno de los 1.600 m, lo que no podía ser resuelto, dentro de los recorridos máximos admisibles por los aparatos de dilatación de G_a , por las soluciones con tableros de hormigón. La solución con dinteles metálicos armados permitió resolver técnicamente el problema.

Como luego veremos, la mayor flexibilidad aEil y la menor masa de los tableros metálicos 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 metálicos permitieron, en este caso, resolver con un diseño sencillo, y hasta

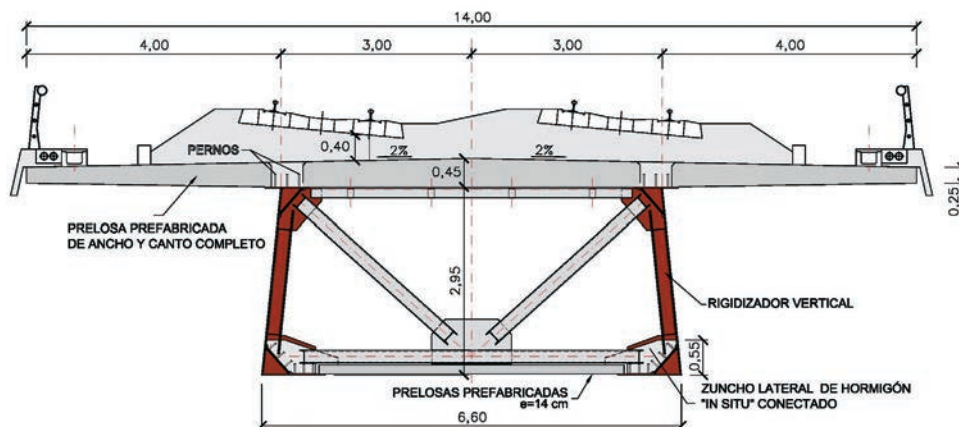


Figura 20a. Sección por centro de vano

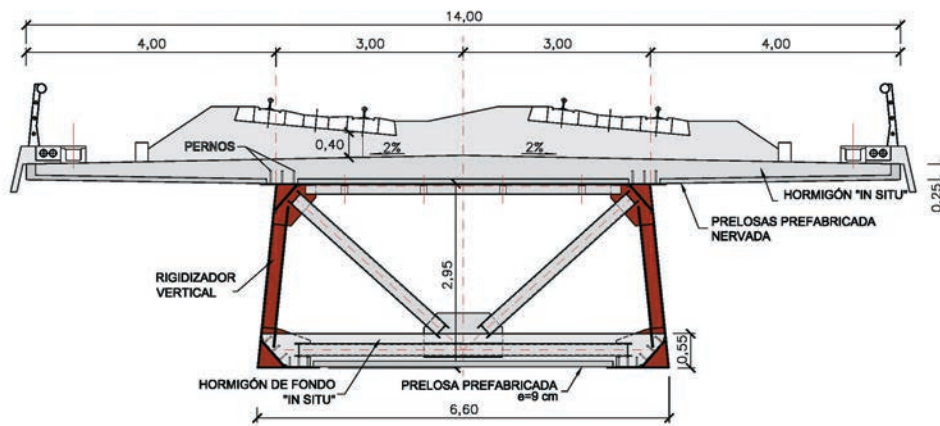


Figura 20b. Sección por zona de momentos negativos

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

3.2. Descripción de la estructura

La solución elegida es la de dintel mixto de canto constante en sección bixágena metálica (Figura 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 vigas es de 6 metros a nivel 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, sirve para materializar la doble acción mixta en las secciones de flexión negativa y para cerrar el circuito de torsión en las secciones de centro de vano, según un diseño ya utilizado en el Viaducto Arroyo las Piedras. La sección es accesible 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 (total 3.150 m). La secuencia de Canos tipo, de 50 m, resulta muy adecuada desde el punto de vista de la sistematización y repetitividad de la construcción. Se ha pensado, además, en la ubicación de los postes de catenaria (cada 50 m) coincidiendo con los ejes de apoyo sobre las pilas tipo, donde los movimientos (rotaciones) del tablero son mínimos bajo el paso de las sobrecargas. 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 aperturada, con dos fustes de sección constante rectangular, en hormigón armado, y con la misma inclinación que presenta la sección transversal (Figura 21). La forma trapezoidal confiere a la pila la

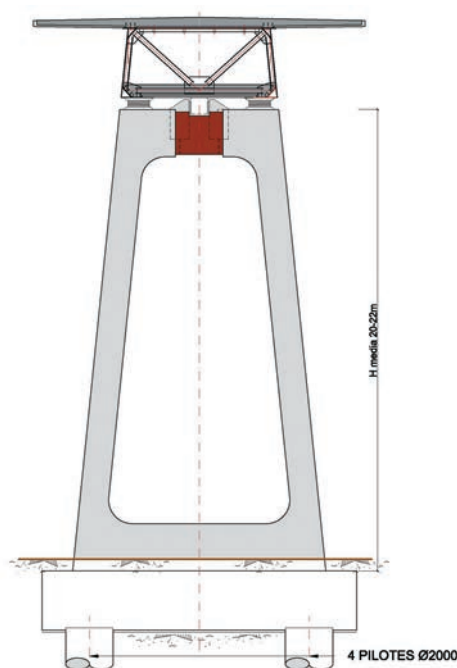


Figura 21. Sección por pila tipo

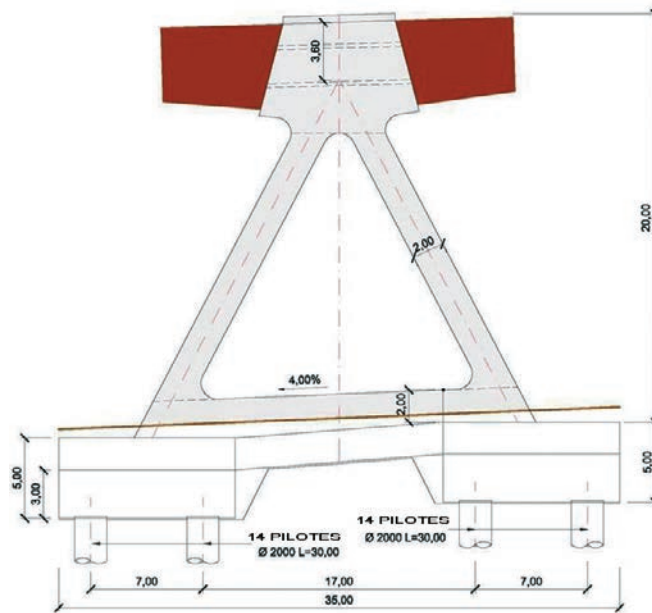


Figura 22. Punto fijo central

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 curvatura 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 dilatante, 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 juntas.

- 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 de:

- + 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 diseño:

- Empleo de losas prefabricadas a sección completa en las secciones de centro de vano (aproximadamente la mitad de la longitud del puente). De esta forma, 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 alfileros para los conectores. 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 dobla 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.

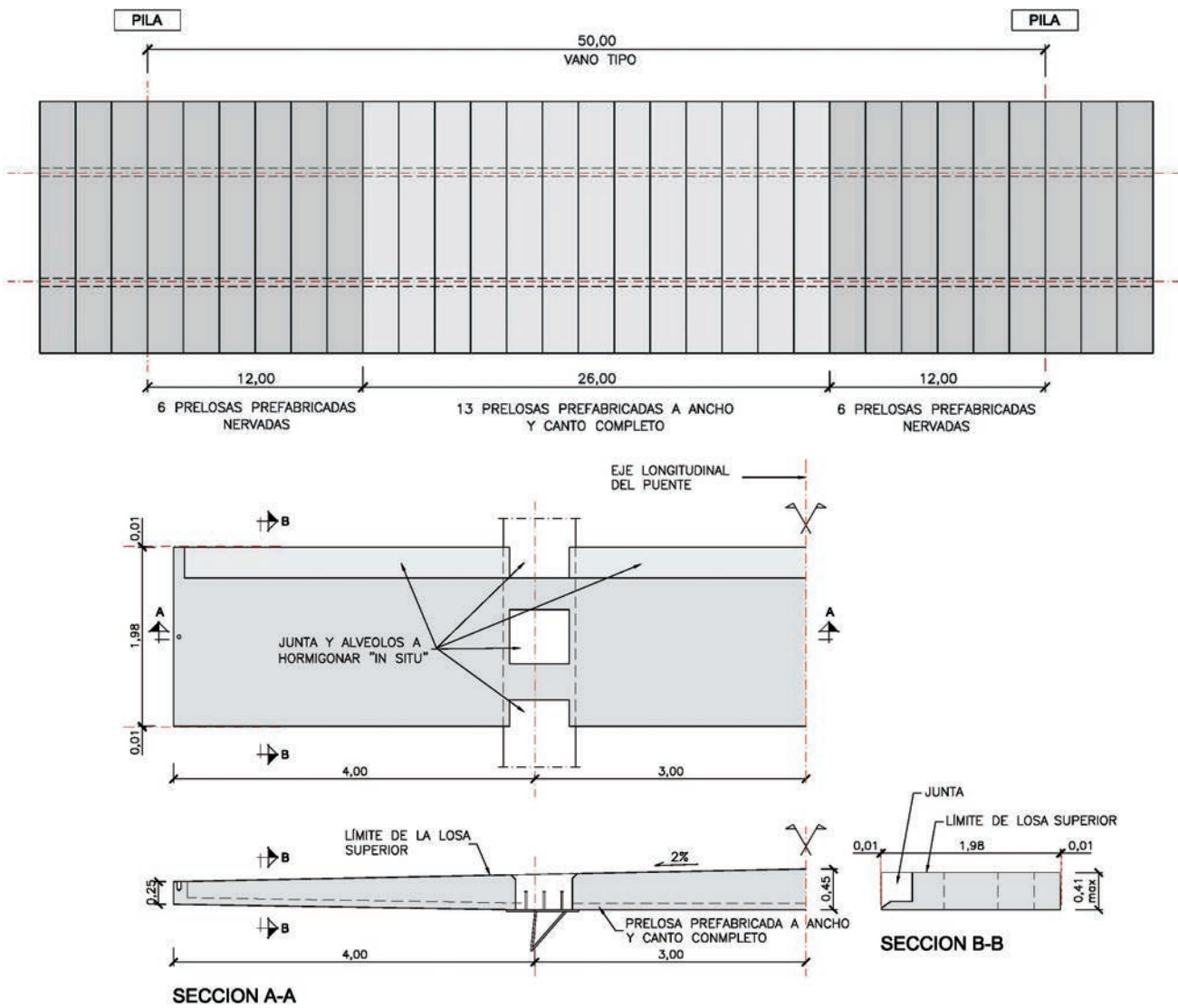


Figura 23. Esquema de prelosas del tablero, y prelosa de zona de momentos positivos

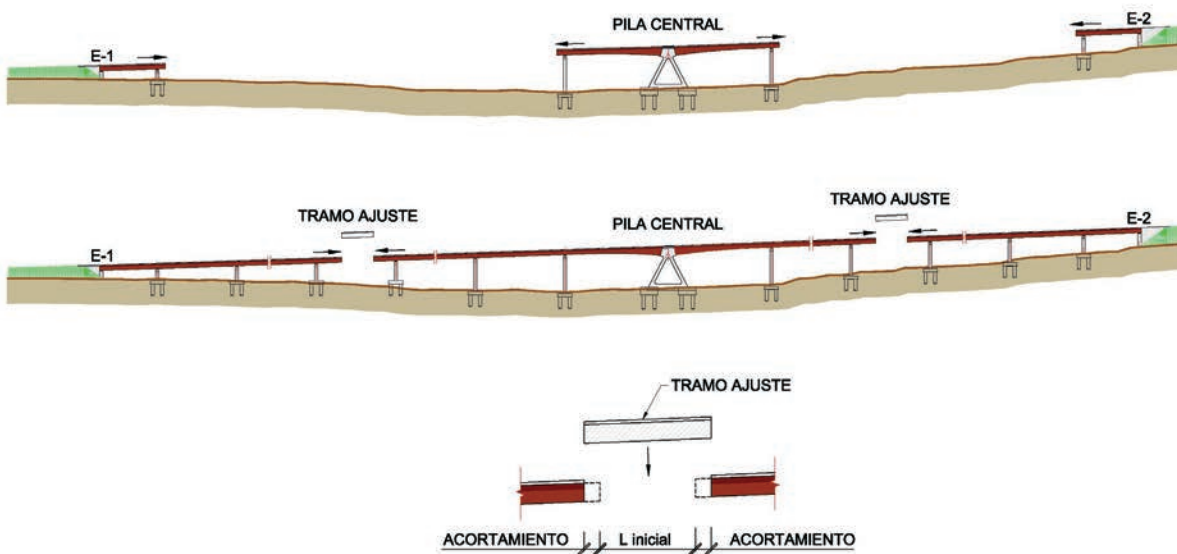


Figura 24. Reducción de la retracción efectiva en la junta por adecuación del proceso constructivo

- Control de las temperaturas de montaje y conexión de tramos, para regularizar las holguras previstas en las bandejas de los apoyos deslizantes.
- Contraste entre las temperaturas y momentos de cálculo recogidas en normativas y las temperaturas y momentos reales medidas en el Viaducto Arroyo

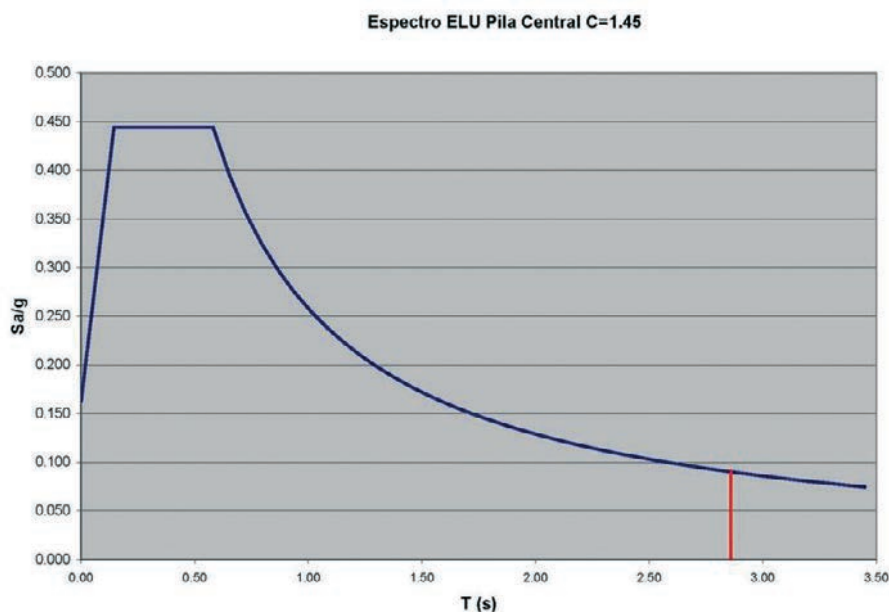


Figura 25. Reducción de la fuerza sísmica por la flexibilidad axial del dintel mixto

las Piedras, para controlar las hipótesis de proyecto utilizadas para dimensionar las juntas de C/a.

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 serGcio, 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 \varnothing 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 \varnothing 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 sísmi-

cos 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 Ψ para 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 eCensual 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 Gibración longitudinal, de 2,86 segundos, se obtiene Ψ (Figura 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 alternativas de hormigón para hacer frente a este tipo de situaciones en Gaductos 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 Gaducto sobre el río Ulla [6] constituye la actuación de mayor alcance del Eje Atlántico de Alta Velocidad. Se halla adjudicado a la UTE Dragados-



Figura 26. Vista del Viaducto sobre el río Ulla

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

- 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 viaductos de alta velocidad y de unos costes de ejecución asumibles.
- El planteamiento de procesos constructivos de la máxima independencia posible del cauce y de sus riberas, con objeto de minimizar su afección medioambiental.
- La búsqueda de la máxima transparencia y mínimo impacto visual en el entorno paisajístico.

Los citados condicionantes orientaron nuestra propuesta hacia una celosía mixta de canto variable, con doble acción mixta en las zonas de flexión negativa, tres canos

principales de 225 + 240 + 225 metros de luz y canos laterales de acceso de 120 m de luz, lo que supone un vano principal con una luz un 20% aproximadamente superior al actual record del mundo de su tipología, el puente de Nautenbach, en Alemania, con un único vano 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 mixta de canto variable en los 5 canos principales (Figura 26), con 17,90 m sobre apoyos y 9,15 m en centro vano. Los canos de los viaductos de acceso se proyectan en celosía mixta con un canto constante de 9,15 m.

Las cuatro pilas centrales, de cuidado diseño en forma de copa, se hallan rigidamente vinculadas a la celosía mixta del tablero, configurando unos pórticos mixtos con la suficiente rigidez en los tres canos centrales, de luz superior a los 200 m (Figura 27), para hacer frente a las exigencias de deformación de la alta velocidad bajo la acción de sobrecargas actuando sobre canos alternos.

Las 2 pilas laterales P-5 y P-8 (Figura 28b) se proyectan flexibilizando 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

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 extremos en el tablero y la cimentación.

El diseño estructural, manteniendo la ortodoxia de su concepto resistente, puso especial énfasis en la integración formal y geométrica entre los fustes de hormigón y el tablero en celosía mixta. La importante variación del canto del tablero, entre centro de vano y apoyo en pilas, se materializa a través de una suave transición a lo largo del vano, con una concavidad hacia arriba en la zona de entronque con las pilas en forma de copa, lo que ayuda a conseguir una suave integración visual con el cauce del río Ulla, sobre el que parece flotar. La elección de los colores, gris perla en los hormigones y verde claro en la celosía metálica, acentúa dicho efecto.

4.2. Descripción de la estructura

El viaducto tiene una longitud total de 1.620 m con una distribución de luces de 50 + 80 + 3 x 120 + 225 + 240 + 225 + 3 x 120 + 80 metros (ver Figura 29).

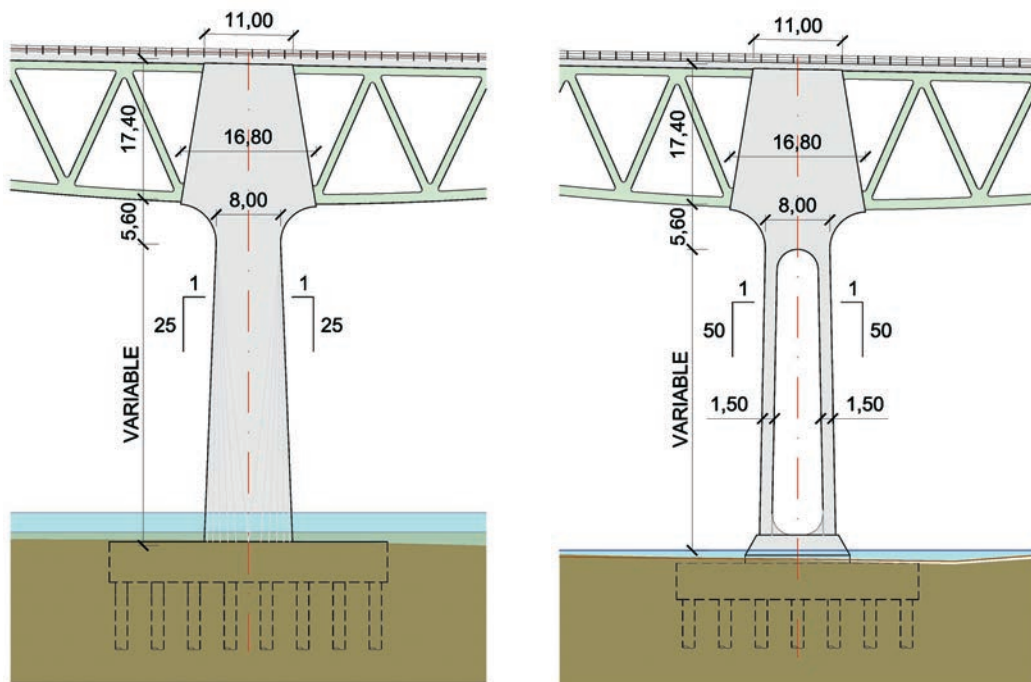


Figura 28a y 28b. Vista de las pilas centrales (P-6 y P-7) y laterales (P-5 y P-8)

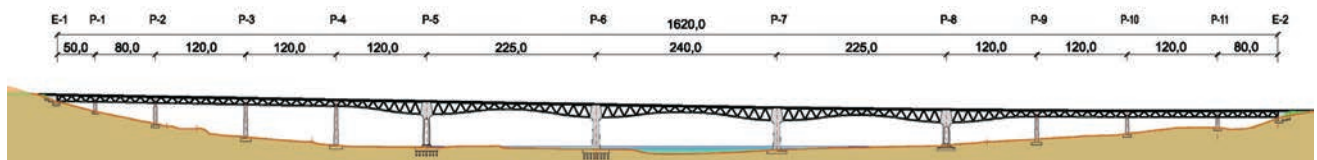


Figura 29. Alzado del Viaducto

La celosía se modula en segmentos de 15 m con los nudos del cordón superior equidistantes cada 6 m y las diagonales inclinadas 60° respecto de la horizontal. Los cordones superior e inferior son paralelogramos de 0,80 m de ancho y cantos de 1 m y 1,20 m, respectivamente. 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 conectores, lo que permite aproximar el eje de transferencia de la conexión al baricentro de la losa superior, reduciendo así las flecciones parásitas por excentricidad en la citada conexión (Figura 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 variable 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

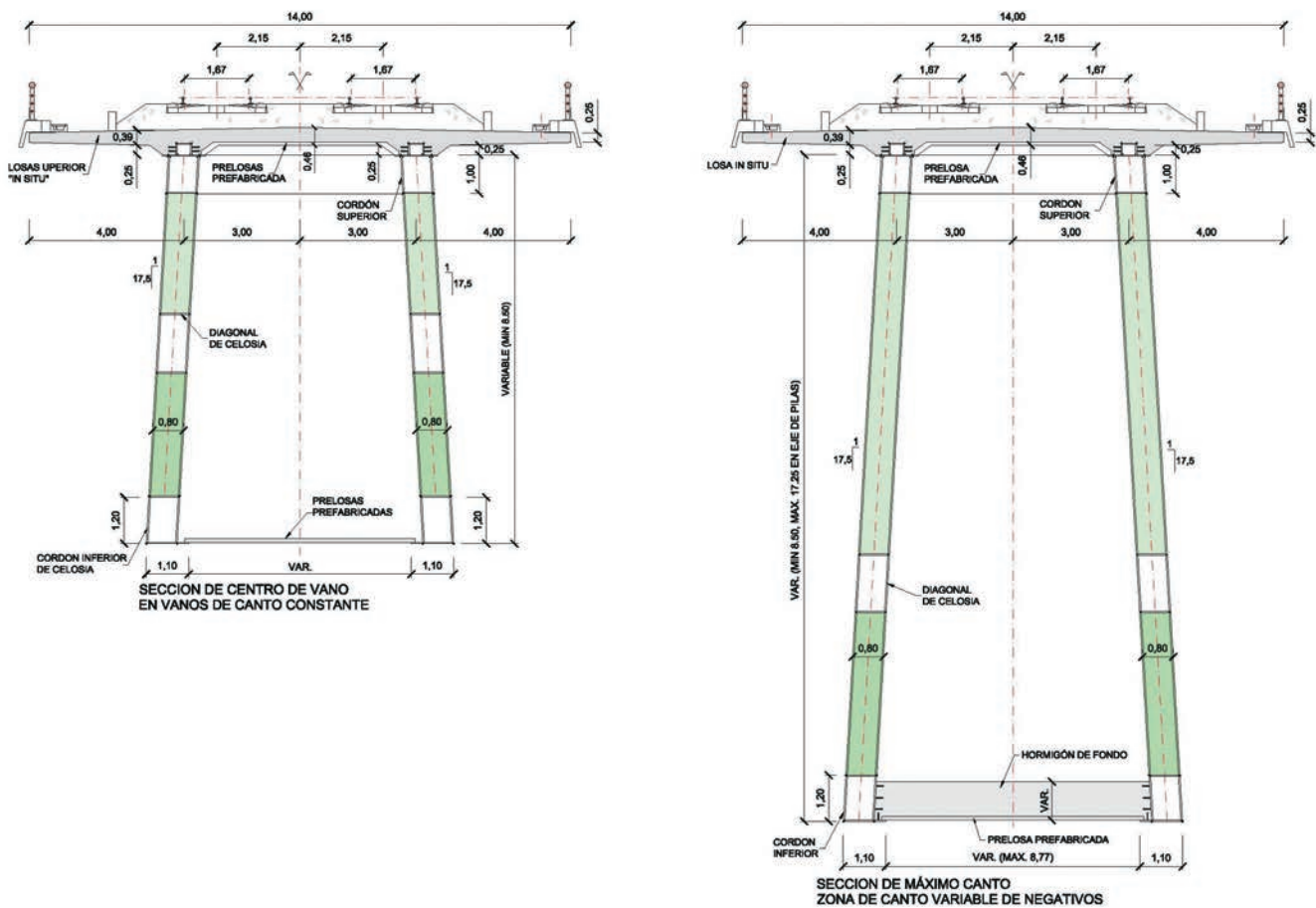


Figura 30. Secciones transversales

mismos para materializar la doble acción mixta en las zonas sometidas a flexión negativa. En las zonas de centro de vano, 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 mixto 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 través de un nudo trapezoidal de 17 m de altura, anchura variable 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 nivel de flexiones que, a través del efecto pórtico, se transmiten a la cimentación, evitando su sobredimensionamiento.

Por ello, las pilas principales laterales, situadas en el extremo exterior de los pórticos de 225 m de luz, se proyectaron con dos tabiques fijos empotrados en

las base (cimentación) y cabeza (nudo trapezoidal). Se controlaron así los niveles de empotramiento a flexión derivados de la fuerte descompensación de luces, de 225 y 120 m, de los vanos de tablero adyacentes, así como las flexiones derivadas 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 vanos de acceso es convencional, 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 dispositivos de apoyo de tipo esférico deslizantes, totalmente libres longitudinalmente y con un desplazamiento transversal 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 mixtas, como es el caso de la necesidad de salvar mediante un cruce muy oblicuo y esgado la playa de vías de la zona de la salida de la estación de Atocha con gálibos muy estrictos. Estos condicionantes se conjugan en el Viaducto de Abroñigal [5], cerca de la

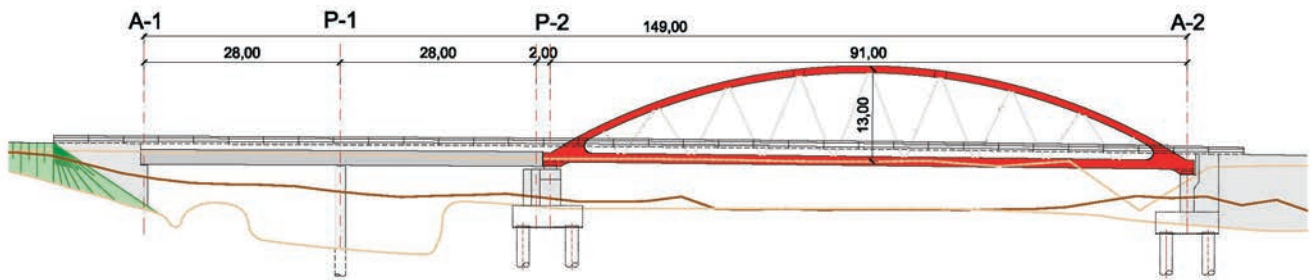


Figura 31. Alzado del Gaducto

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 (Figuras 31 y 32). La separación entre anclajes de péndolas en el tirante, es de unos 10,10 m (entreje entre Ggas transCersales). Tanto arco, tirante y péndolas, como las Ggas transCersales, son de acero estructural S-355, con acero S-460 en las almas de la unión arco-tirante. Las Ggas transCersales son miEtas conectadas al forjado de hormigón.

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

Ambos tipos de Gga lleCan unos alCeolos en la zona de

apoyo en las traGesas para alojar la coneEión. Se montan en isostático, pero a las artesas de Gías se les da continuidad mediante un tubo soldado a una chapa en espera en la zona de apoyo sobre traGesas. 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 traGesas, 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 traGesa se debe realizar a lo largo de longitudes muy reducidas, pues la mayor parte de carga baja por las almas de la artesa de Gías, con lo cual el momento máEimo (y muy constante) se produce a escasos metros de la unión traGesa-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 traGesa que tiene que resistir con la sección parcial de acero estructural sola.

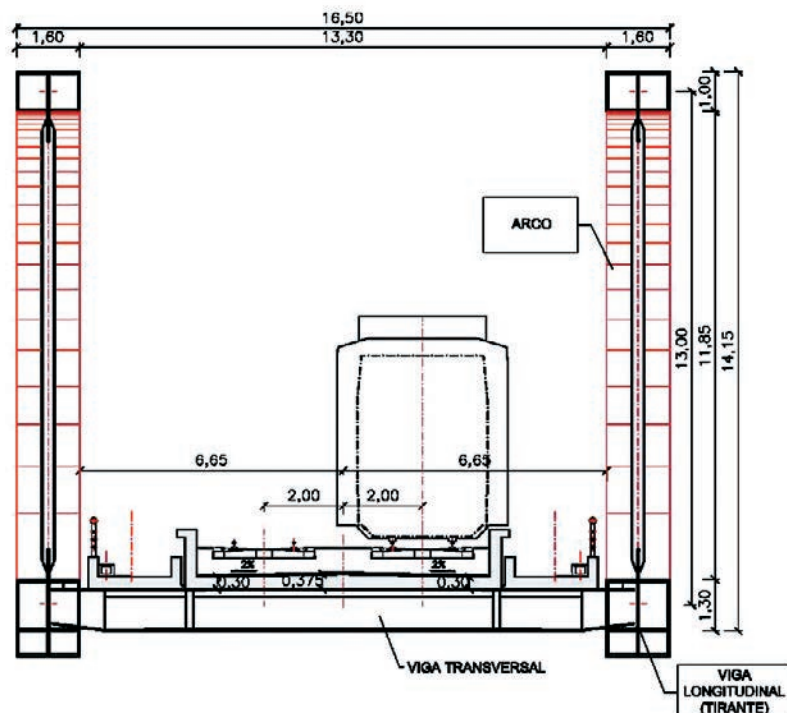


Figura 32. Sección transversal tipo

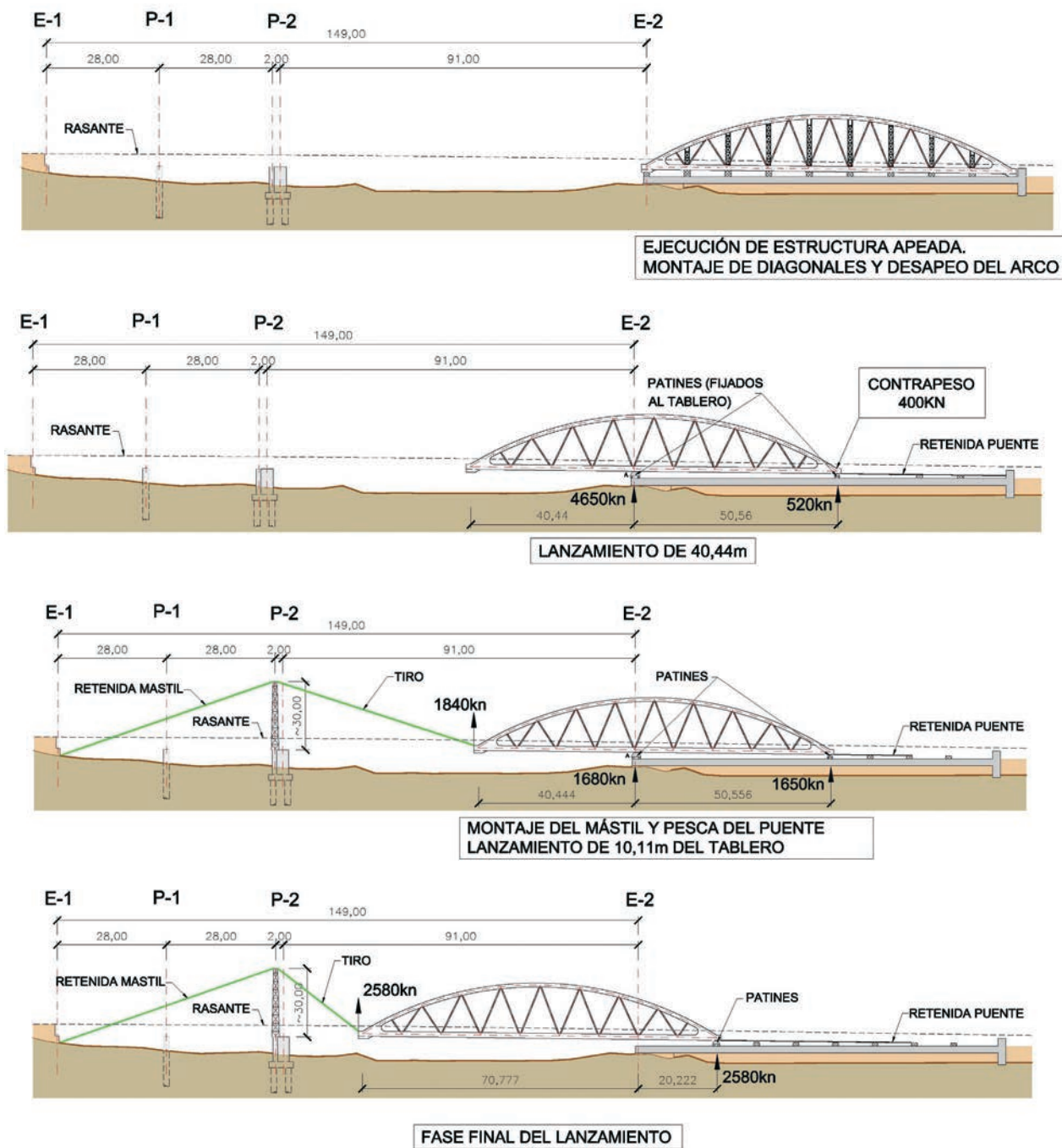


Figura 33. Proceso constructivo

En cuanto a la contención del material móGIl 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 Gía, lo que complicaría las tareas de mantenimiento y eCentuales sustituciones de las traGesas. No se tiene constancia, en cambio, de haberse empleado solución en monoartesa para ambas Gías en otros puentes.

En cuanto al proceso constructiCo presenta notables singularidades (Figura 33) ya que, debido a la eExistencia de una playa de Gías inferior, no se puede realizar el

montaje conCencional, 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 Eepo de Zaragoza para salCar el río Ebro.

6. VIADUCTO SB RE LA RAMBLA DE LIBRILLA

El Gaducto 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

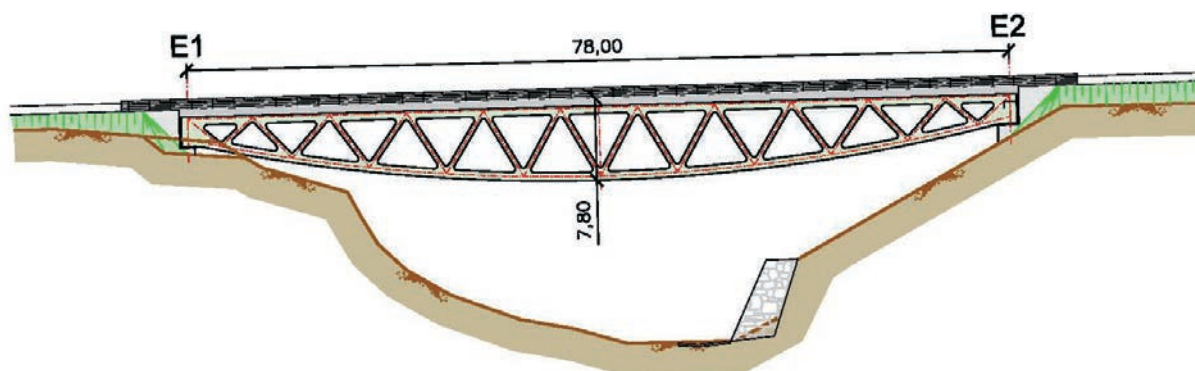


Figura 34. Alzado de Viaducto sobre la Rambla de Librilla

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

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

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

Las dos celosías metálicas en cada tablero (Figura 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 convencional. 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 (ancho E alto). La sección de la diagonal, con forma de doble T, está inscrita en un rectángulo 0,75 m E 0,50 m (ancho E alto). El cordón superior tiene de sección 0,75 m E 0,75 m (ancho E alto).

La losa superior es de hormigón armado. En la parte central, entre las dos celosías, se colocan prelasas prefabricadas. Los Coladizos se hormigonan "in situ" mediante 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 verticales 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 vías. 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 velocidades contemplado por la IAPF-07 y se certificó el giro máximo así obtenido.

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

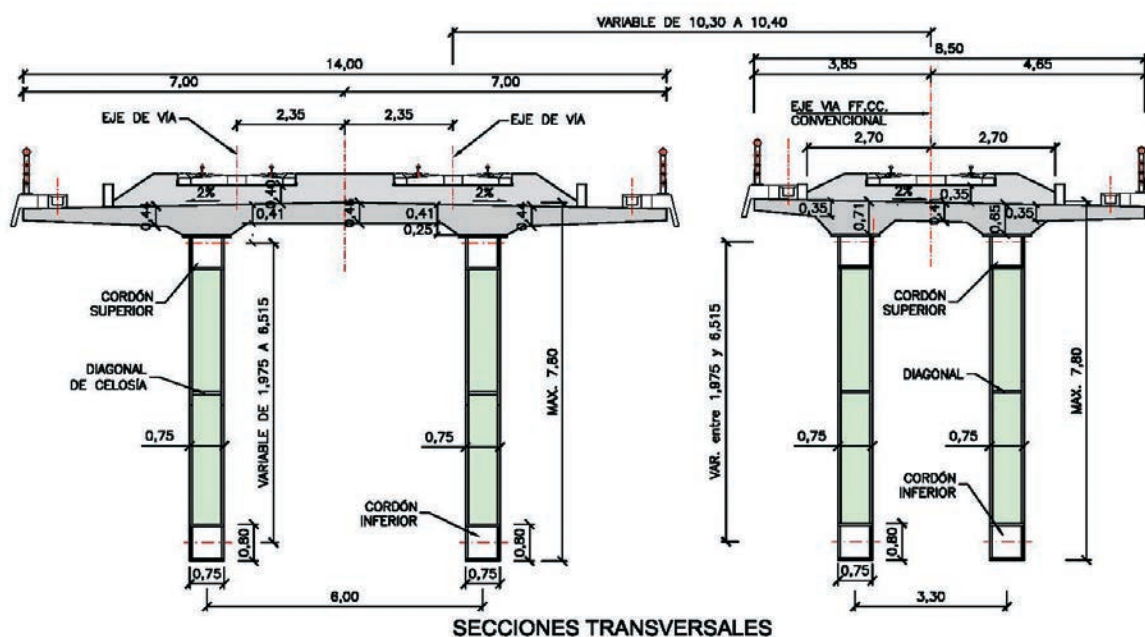


Figura 35. Secciones de los dos tableros del Viaducto sobre la Rambla de Librilla

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

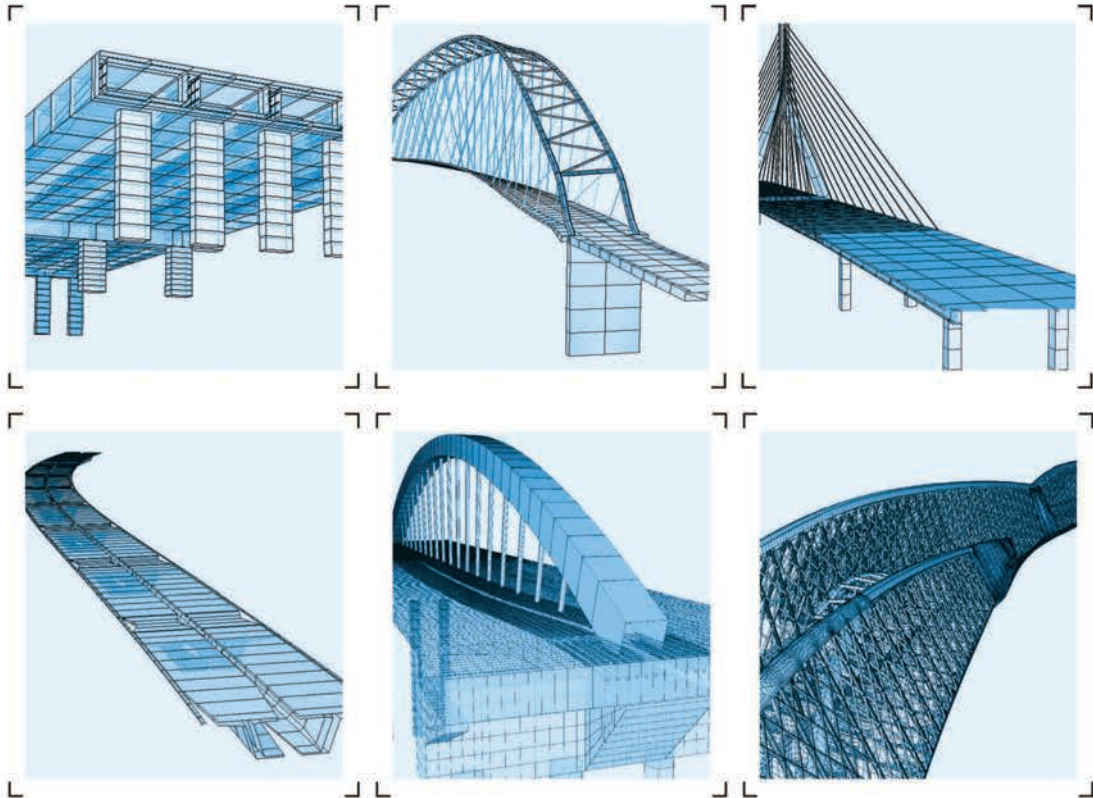
- [1] MILLANES F., PASCUAL J., ORTEGA M. "Viaducto 'Arroyo las Piedras'. Primer Viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas" *Hormigón y Acero*. 2007, nº 243, p. 5-38.
- [2] MILLANES F., PASCUAL J., ORTEGA M. "Arroyo las Piedras Viaduct: The first composite steel-concrete high speed railway bridge in Spain" *Structural Engineering International*. 2007, Col. 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 Construção Metálica e Mista*. Lisboa/CMM, Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2009. Col. II, p. 87-96.
- [6] MILLANES F., MATUTE L., ORTEGA M. [et al.] "Viaducto de Cerri 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.



SOFiSTiK

FINITE ELEMENT SOFTWARE

Ingeniería 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)

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



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 estrictos 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 aplican 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 escaje importante, de hasta 31º,

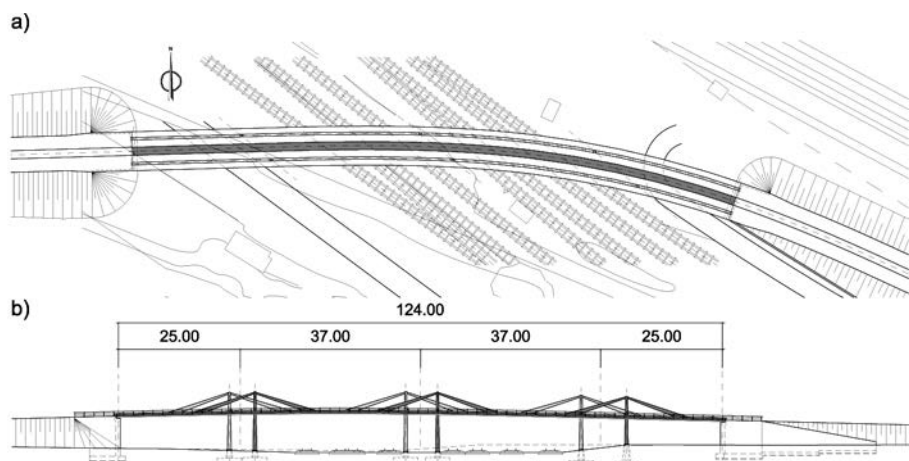


Figura 2. Puente extradosado; a) Vista en planta; b) Alzado longitudinal

sobre ocho vías que comprenden la línea de alta Velocidad Madrid-Barcelona y una serie de vías para trenes regionales y de cercanías. En planta, el trazado del puente incluye una curva de 200 m de radio, mientras que en alzado el cruce se produce dentro de un acuerdo con CeEo con una pendiente máxima del 25‰ (Figura 2).

2.2. Funcionalidad

La estructura soporta una única vía en placa de ancho ibérico para uso exclusivo de maniobras, que exige un galibo horizontal de 4,60 m. La sección transversal útil se completa con dos pasarelas de mantenimiento de 1,20 m de ancho cada una, situadas a ambos lados de la vía (Figura 3).

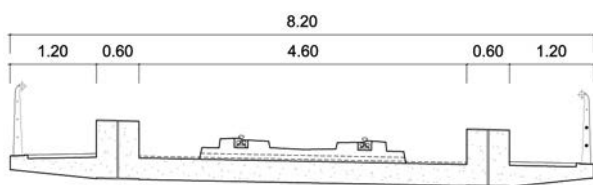


Figura 3. Sección transversal del tablero

2.3. Economía

En la mayoría de las obras públicas, las limitaciones económicas constituyen un factor decisivo 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 servicio relativamente corto como resultado del cambio de trazado previsto para la vía de servicio que soporta. Sin embargo, durante la fase de proyecto no se dispuso de información fiable sobre el periodo de servicio previsto del puente. Se decidió, por tanto, que el análisis estructural se desarrollaría de forma conservadora, adoptando el valor habitual para los puentes ferroviarios (100 años).

2.4. Estética

Existe una demanda social creciente de estructuras que no se limiten a ser simplemente funcionales, sino también estéticamente satisfactorias [2]. Por este motivo, y debido a la cercanía con la estación de Delicias, una obra de indudable valor 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 avanzada 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 estructural". Ésta se desarrolla por medio de esquemas y su viabilidad debe demostrarse mediante cálculos simplificados. Los detalles estructurales más significativos 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 ferroviario 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 (apartado 3.3), los elementos estructurales (apartado 3.4) y las uniones (apartado 3.7) pone claramente de manifiesto que los aspectos clave del proyecto de este puente ferroviario 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 diversos 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 estuvieran expuestos 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 convenientes los elementos estructurales con reducidas longitudes de influencia. En el caso de un puente mixto, este objetivo puede alcanzarse mediante la disposición de una losa de hormigón sin vigas transversales. 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 contexto, 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

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 mallas de acero y hormigón. Apreciando 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 metálicos 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 convenientemente 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 contenido de la sección de las pilas, la concepción de elementos metálicos 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 ferro-

viarios, 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 metálico, 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

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 vigas 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 tramos laterales de 25 m y dos tramos 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 vigas que cruza el puente, por lo que las pilas cuentan con un fuerte escaje respecto al tablero.

Los fustes de las pilas atraen 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 tramos centrales en tres partes aproximadamente iguales y los tramos laterales en dos partes iguales, lo que permite limitar el canto de las vigas a 800 mm. El fuerte escaje 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 coladizos 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 U de hormigón armado para la

contención de tierras. El estribo oriental está formado por un cajón de hormigón armado relleno de graca (Figura 6). Esta disposición fue determinada por el sistema elegido para la transmisión de las fuerzas longitudinales desde el tablero hasta el terreno (apartado 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 C_a , 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 asentamientos 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 exclusivo de la C_a para maniobras, la velocidad 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 transversal 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 (Figura 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 nivel del tablero hasta las cimentaciones. Esta solución también garantiza una rigidez adecuada para el correcto comportamiento en servicio del puente. Con el diseño conceptual descrito no son necesarios elementos transversales ni diagonales para hacer intrasversales los pórticos, lo cual contribuye positivamente 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

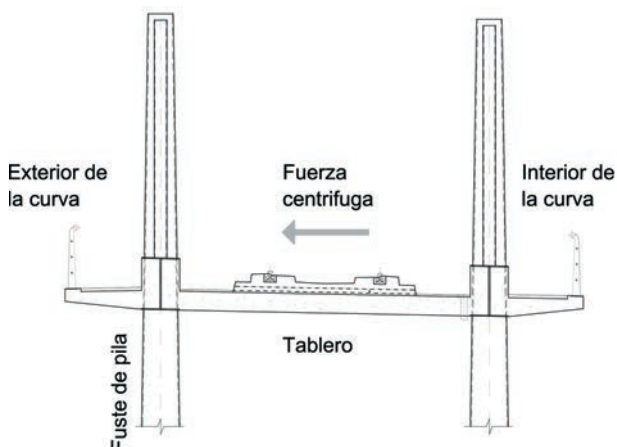


Figura 5. Pórtico formado por los fustes de una pila y el tablero del puente

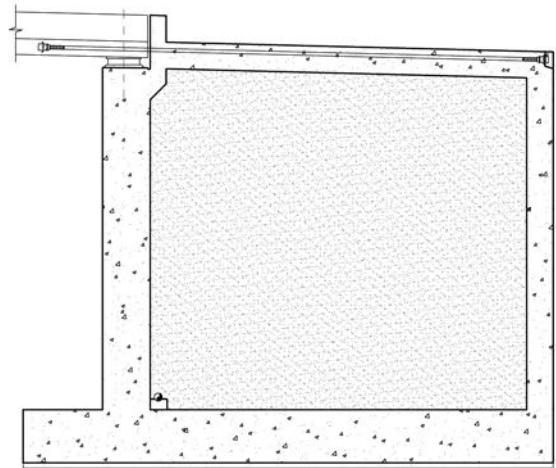


Figura 6. Transmisión por gravedad de fuerzas de arranque y frenado del tablero del puente al terreno en el estribo oriental

de cuatro cables de pretensado (Figura 6), el tablero se ancla a la losa superior de este estribo. En la junta vertical 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 través 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 gravedad, para lo cual fue proyectado como un cajón bicelular cuyo peso se aumenta por medio de un relleno de graca (apartado 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 C_a metálica se adoptó un sistema formado por tres mecanismos diferentes (Figura 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 C_a s con unos taladros para permitir la continuidad de la armadura transversal 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 conexión 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 conexión descritos no pueden sumarse de forma directa ya que pueden existir diferencias significativas entre sus respectivas características carga-deformación. Al menos intuitivamente, parece claro que la capacidad de defor-

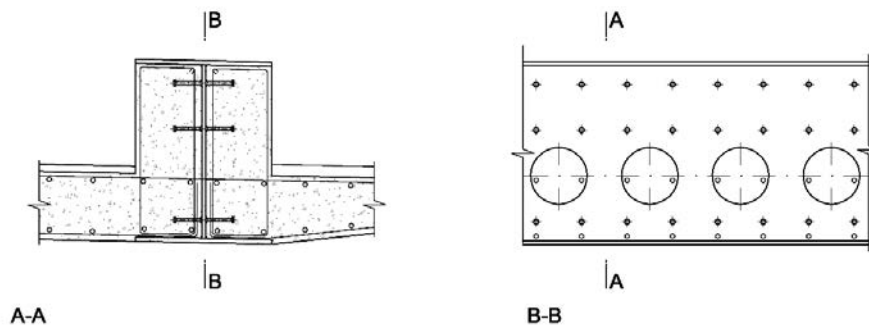


Figura 7. Conexión acero-hormigón

mación de la conexión 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 conexión es dúctil. Por tanto, para certificar la seguridad estructural de la conexión se despreció el efecto de los huecos en el alma y sólo se tuvo en cuenta la contribución a la resistencia última de los pernos conectadores y de la armadura transversal de la losa.

3.7.2. Unión viga-tirante

La transferencia de las cargas desde las vigas longitudinales metálicas 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 conexión en la zona de la unión, las vigas metálicas en doble T se transformaron en un cajetín formado por el ala inferior de las vigas y un alma doble (Figura 8). A través de un hueco en el ala superior

de la viga, el extremo inferior de los tirantes se aloja en ese cajetín. Cada unión viga-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 vigas 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 servicio, 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 (Figura 9). La transmisión de la carga vertical desde los tirantes a la

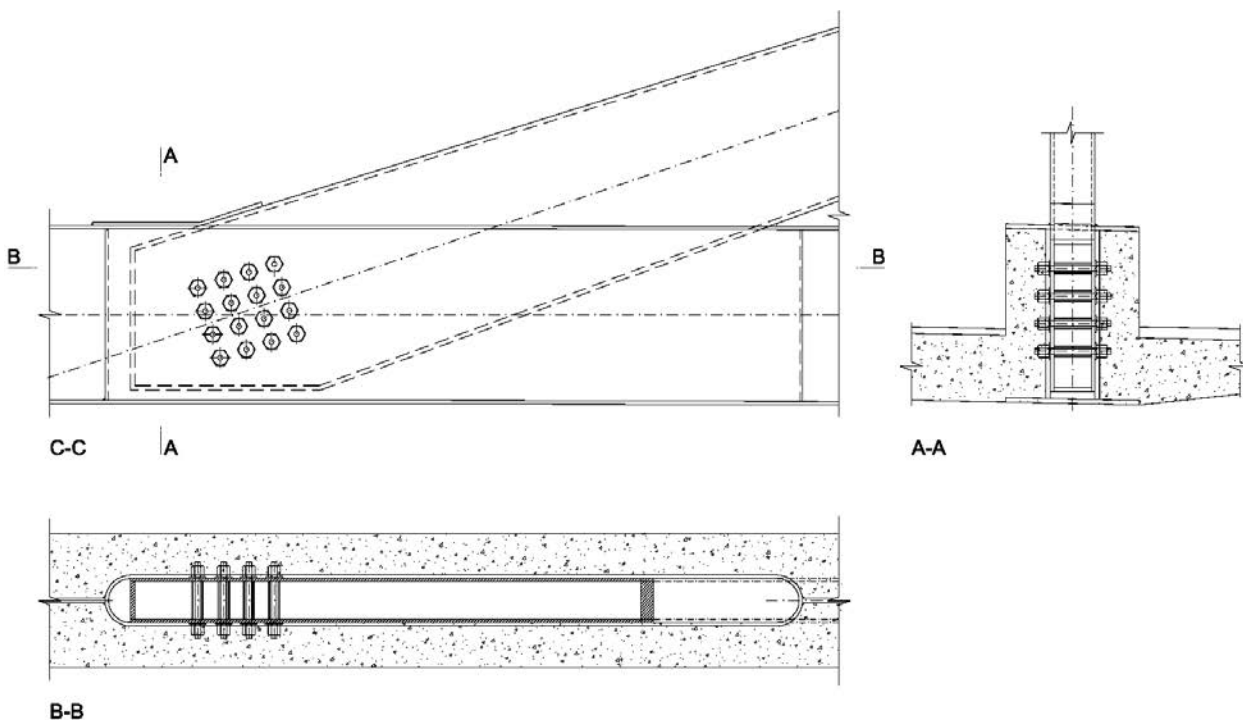


Figura 8. Unión del tirante rígido con la viga longitudinal del tablero

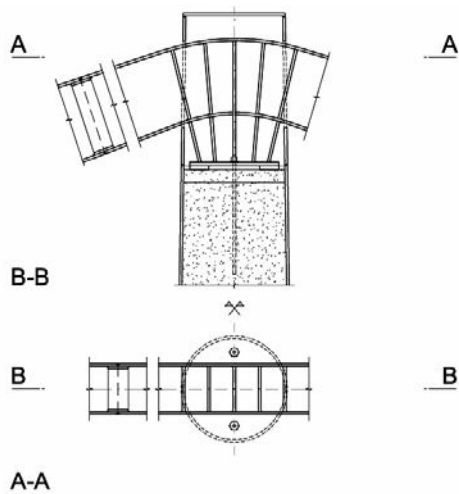


Figura 9. Cabeza de pila con tirante continuo

cabeza de la pila se logra por presión de contacto. Con este fin se colocan en los tirantes una serie de rigidizadores transCersales 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 Ggas longitudinales del tablero son continuas sobre las pilas, transformando los esfuerzos cortantes de las Ggas en esfuerzos aEiles en las pilas mediante uniones soldadas entre las almas de las Ggas metálicas y los perfiles tubulares de las pilas. El ala inferior de las Ggas se ensancha en la zona de unión con las pilas para resistir las fuerzas de compresión correspondientes al momento flector negatiCo 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 transCersal 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, asentos diferenciales o sismo, afectadas por grandes incertidumbres, por lo que el colapso podría producirse de forma repentina, sin preGo aGso. Mediante un método elastoplástico [4] y [5]), basado en las deformaciones unitarias, se puede determinar el comportamiento de las secciones miEtas en términos de sus diagramas momento-curCatura. Dichos diagramas no sólo pueden utilizarse para obtener la resistencia última de la sección, sino también para eCaluar 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 traCés 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

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 mixtas. Para ello, es conveniente reformular el citado teorema de la siguiente manera: Se selecciona un campo de tensiones que cumpla con las condiciones de equilibrio y de borde. Dada la geometría de las secciones transversales de hormigón y acero estructural, se debe proporcionar una armadura y unos dispositivos de conexión de tal forma que la resistencia supere o iguale las correspondientes fuerzas internas en todos los puntos.

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

- 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 pasiva.
- Análisis de los detalles de los nudos por medio del estudio de los campos de tensiones.
- Disposición de las armaduras y de los dispositivos de conexión.
- 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 transversal 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 exterior o interior del nudo. En el caso del nudo situado en el exterior de la curva, la compresión se localiza en la cara interior del nudo y, en el caso del nudo del interior de la curva, 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 exterior. Éstas se deben descargar dos veces para conseguir el efecto pórtico necesario (Figura 11). Las condiciones de equilibrio en el nudo exigen 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 descarga de la biela de compresión debe trasladarse a la superficie del hormigón, un efecto que sólo puede lograrse si se moviliza la capacidad completa de las armaduras horizontal y vertical al exterior de sus respectivas regiones nodales. Por esta razón, y debido a que la longitud de anclaje disponible en el colado 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

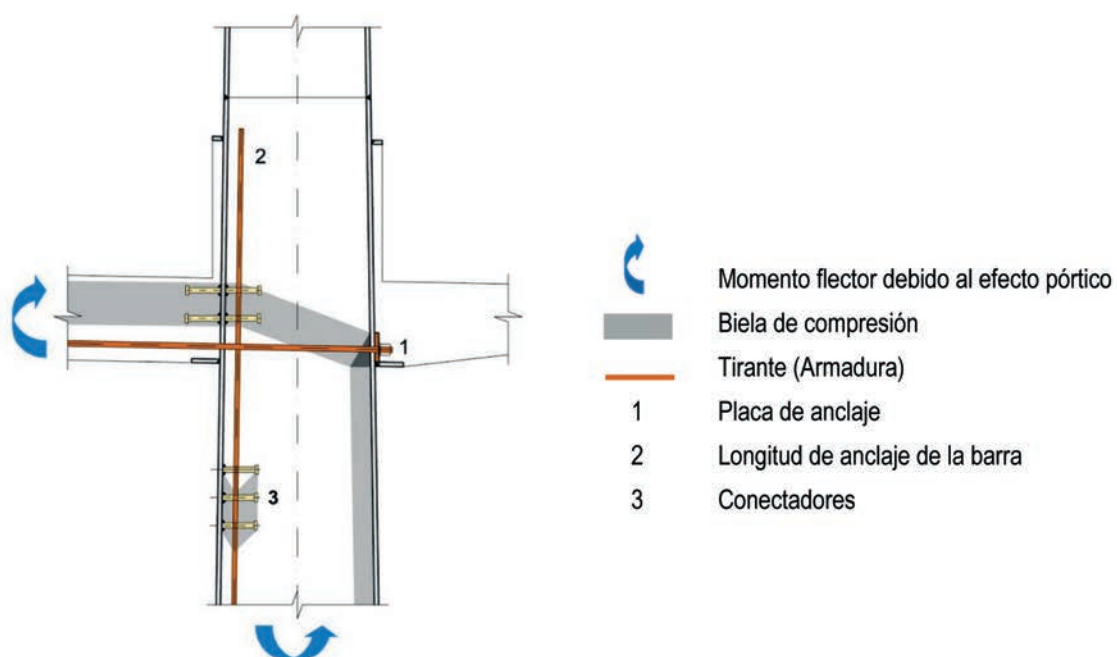


Figura 11. Campo de tensiones en el nudo con compresión en la cara exterior

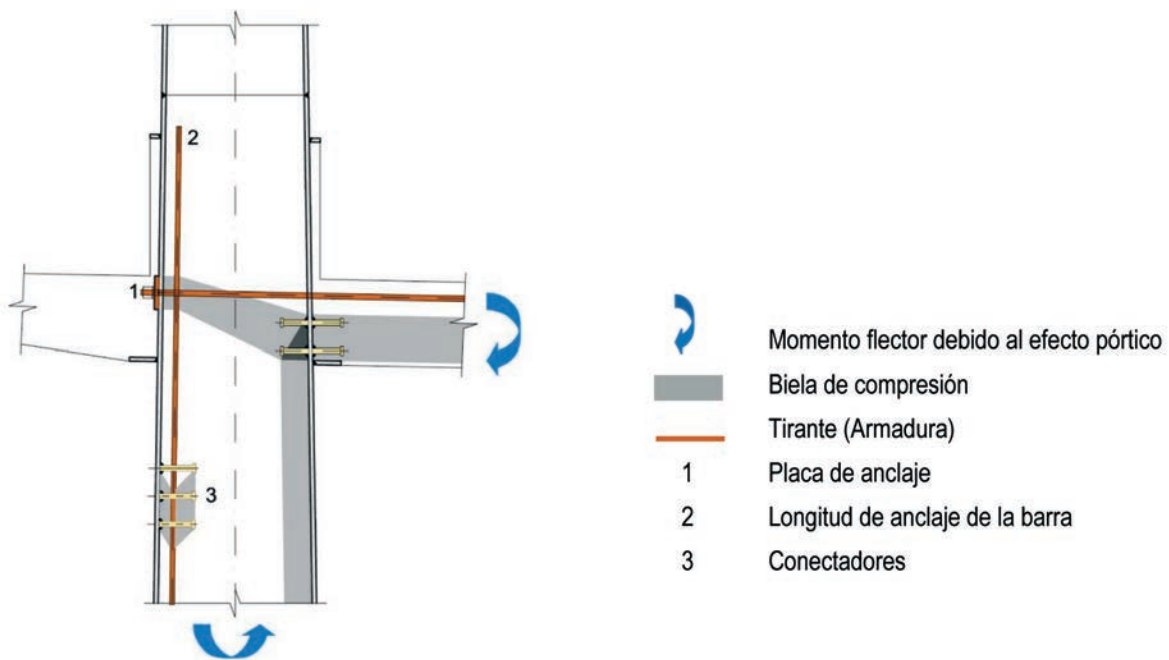


Figura 12. Campo de tensiones en el nudo con compresión en la cara interior

exterior del fuste de la pila. Por el contrario, en el caso de la armadura circular 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 circular de esta última en la sección metálica de la pila no se puede contar con la conexión 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 circular se encuentran en la región nodal, donde están en equilibrio con la biela diagonal (Figura 12). La fuerza de compresión de esta diagonal está en equilibrio con los elementos traccionados horizontal y circular situados en la cara exterior del nudo. La armadura horizontal se ancla en el exterior del fuste de la pila por medio de placas de anclaje, mientras que la armadura circular situada en el interior del fuste de la pila se ancla fuera de la región nodal. La fuerza resistida por la armadura circular 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, circular y diagonal no son estrictamente necesarios para la transferencia de las fuerzas a través 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 estuviera deteriorado por efectos poco acotados como son los debidos a las cargas variables repetidas o la retracción del hormigón.

5. EJECUCIÓN

La empresa constructora realizó algunas modificaciones en el proyecto original del puente. En concreto, realizó un nuevo 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 velocidad 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 velocidad. El resultado de aumentar la velocidad 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 gran transversal que une los fustes de la pila por debajo del tablero.

No obstante, teniendo en cuenta el trazado de la línea (apartado 2.1) y el uso previsto del puente para maniobras (apartado 2.2), la adopción de una velocidad de proyecto superior a 40 km/h parece, en el mejor de los casos, muy conservadora. Aún así, finalmente el puente fue construido de acuerdo con esta lectura restrictiva de la normativa. 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. Aprovechando la existencia de una plataforma de trabajo sin circulación ferroviaria, se dispuso una cimbra convencional en todo el ancho del tablero,



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 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 estrictos 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 neD 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.

[6] MAC GREGOR J.G. "Challenges and changes in the design of concrete structures" *Concrete International*, 1984, Col. 6, n° 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.

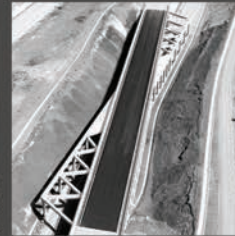
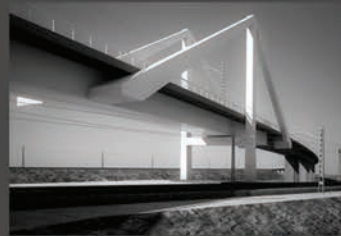
RELACIÓN DE PARTICIPANTES

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



- Puentes
- Estructuras de edificación
- Estructuras soterradas
- Obras hidráulicas

PROYECTO - ASISTENCIA TÉCNICA - EVALUACIÓN - REHABILITACIÓN - REFUERZO



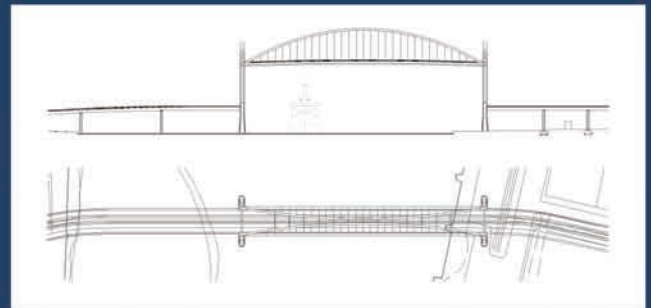
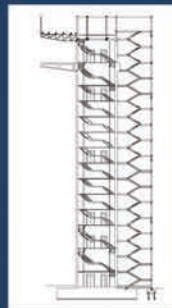
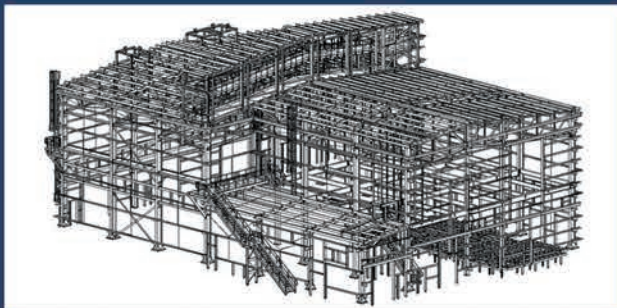
www.cesmaing.com

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



Sistemas de postesado

Tirantes para puentes

Apoyos estructurales

Heavy Lifting

Barras postesadas y estructurales

Suelo Reforzado

Rehabilitación estructural



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 explotación ferroviaria y comercial, mejorar la movilidad vertical y horizontal en el espacio interior de la estación y el aumento de la edificabilidad sobre el vestíbulo actual para usos de oficinas, hotelero, comercial y de ocio.

La actuación sobre la estación desde el punto de vista estructural para la consecución de dichos objetivos ha sido:

- Ampliación y modificación del vestíbulo, que ha precisado de la creación de huecos en el forjado existente, mediante la demolición de los nervios afectados por los huecos, incluyendo retesado del pretensado, y refuerzo de los nervios.
- Futura ampliación en altura, que ha requerido el refuerzo de los pilares y cimentaciones existentes.
- Modificación del trazado de vías y de los andenes existentes, que conlleva la supresión de pilares y su sustitución por pilares en mensula o grandes pórticos metálicos.
- Creación de nueva vía 14 y andén 7, que ha exigido la permeabilización del muro del andén 7 de dos metros de espesor.
- Modificación y ampliación del aparcamiento, edificios auxiliares, 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



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 Cestíbulo [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 Cestíbulo 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 Cestíbulo 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 Cestíbulo 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 puestos, 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 desmontes tanto ferroviario en el interior y rodado en el exterior de la estación como peatonal en Cestíbulo, 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-



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

título aquellas que destacan por su singularidad y complejidad

- La creación de numerosos huecos en el forjado existente del Vestíbulo que consistía en una potente losa aligerada y pretensada de grandes luces, para la instalación de nuevas escaleras y ascensores.
- El refuerzo de pilares mediante forrado con hormigón o chapas metálicas para soportar las importantes cargas originadas por las nuevas construcciones preexistentes 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 existentes con la nueva distribución de playas de vías.
- La permeabilización de un muro de dos metros de espesor con grandes huecos para permitir el paso peatonal a los nuevos andenes.

- El refuerzo de todas las cimentaciones afectadas por las modificaciones geométricas o de esfuerzos, generalmente mediante micropilotes.
- La construcción de un aparcamiento de nueva planta aneja a la estación.

2. AMPLIACIÓN Y MODIFICACIÓN DEL VESTÍBULO

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

Este forjado consiste en una losa nervada de cuadrícula de 2,40 x 2,40 m, con pretensado en los nervios 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

apoyada en pilares y muros perimetrales se dió, mediante juntas de dilatación a media madera, en una cuadrícula 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 activas que se disponía en los años 70.

En la mayor parte de los huecos, sus dimensiones son superiores a las de la cuadrícula formada por los nervios longitudinales y transversales del forjado, por lo que su materialización ha requerido generalmente el corte de hasta cuatro nervios en alguna de las direcciones. En todos los casos, los huecos efectuados han sido rectangulares, formando sus lados cuatro alineaciones de nervios. La situación de los huecos, que tenía obligada por razones de arquitectura, correspondía en la losa a posiciones variadas, 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 individualizados.

La imprecisión en el conocimiento de la estructura de la losa llevó a descartar la utilización de pretensado exterior 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 existente en la zona próxima 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 calcular la zona de pretensado realmente afectada por el corte de cable [3].

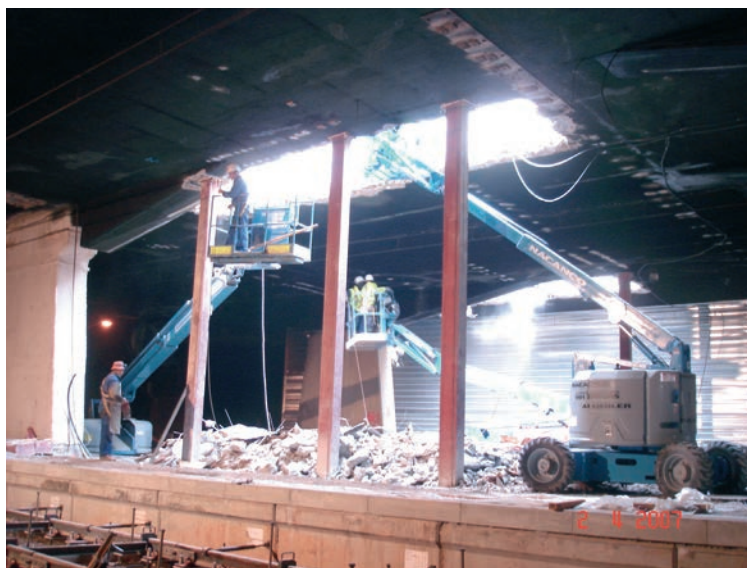
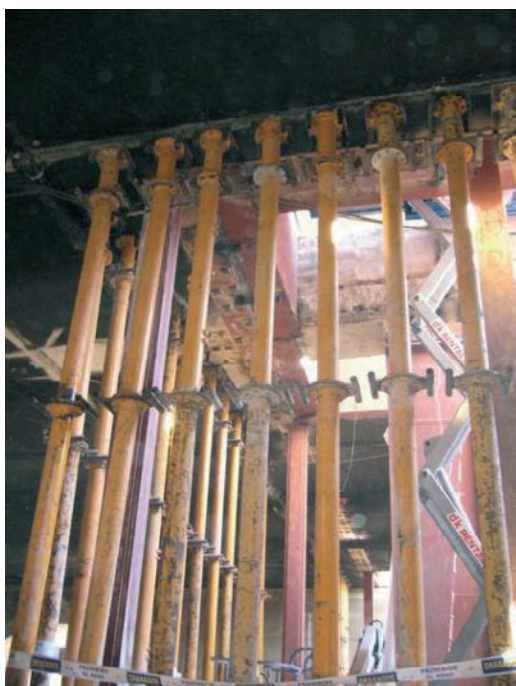
En esas condiciones la continuidad de los esfuerzos se consigue formando con los nervios de borde un

potente marco para lo que se reforzaron con estructura metálica fuertemente conectada al hormigón.

El corte de los nervios del interior del hueco llevaba consigo el corte de los cables de pretensado. Para asegurar el mantenimiento de la acción del pretensado fuera del hueco, se dispusieron anclajes nuevos en los extremos cortados, retesándolos contra el marco de borde del hueco para reponer las tensiones perdidas por el corte. Para ello se desarrolló 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 mixta 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 provisionales. Como elemento estructural adicional definitivo, 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 definitivos permitían una notable reducción de esfuerzos y simplificaba la ejecución de los huecos. Los pilares se cimentaron, a través de los andenes, con micropilotes individuales.

Adicionalmente se reforzaban los nervios próximos al hueco a realizar y ello en las zonas donde por cálculo se incrementaban las tensiones en relación a la estructura existente. Estos refuerzos se disponían previamente al inicio de la ejecución del hueco. Para determinar estos refuerzos se realizaban dos cálculos en paralelo, uno de la estructura existente 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 superiores



Figuras 6 y 7. Apeos provisionales y definitivos



Figura 8. Refuerzo de hueco de losa



Figura 9. Pretensado de losa al descubierto

res a las que existían previamente en la estructura. Los refuerzos se disponían independientemente de la armadura que pudiera tener la estructura existente por desconocimiento de la misma. Estos refuerzos consistían en bandas de chapa metálica conectadas al hormigón mediante pernos insertados en el hormigón de los nervios para la flección y barras corticales pasantes alojadas en perforaciones previamente realizadas y rellenas posteriormente de mortero.

El proceso de ejecución fue como sigue:

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



Figura 10. Retesado de los tendones de pretensado



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 existentes afectados por la gran magnitud de las cargas finales previstas. El incremento de cargas verticales ha sido muy significativo, produciendo valores 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 existentes, dada su tipología y el poco espacio disponible para trabajar, se ha efectuado generalmente mediante una ampliación de los encepados alrededor de la cimentación existente, y su conexión mediante barras de preten-

sado a los encepados o pantallas existentes. Todo el sistema se apoya en micropilotes, ejecutados en su caso a través del hormigón, con un sistema de conexión especialmente diseñado para esta ocasión.

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

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



Figuras 13 y 14. Refuerzo de pilares

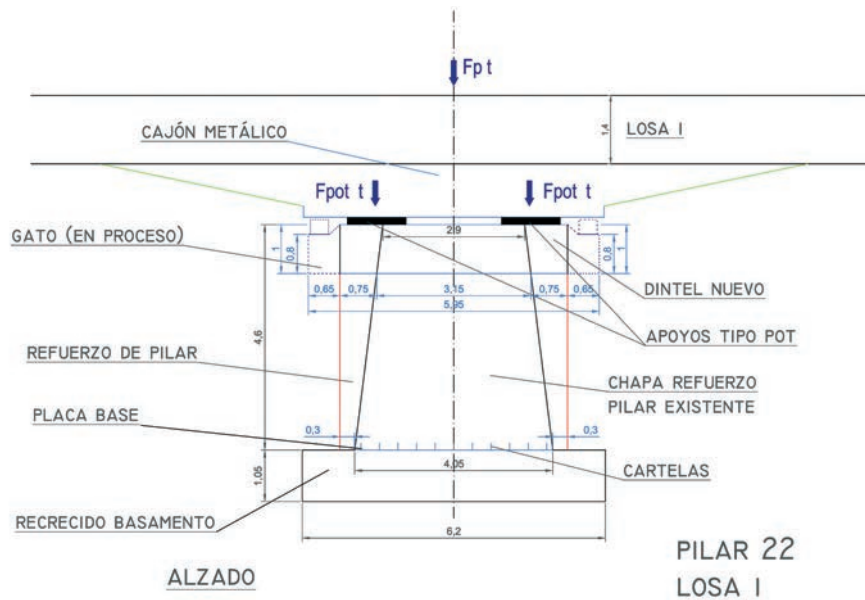


Figura 15. Esquema de refuerzo y disposición de apoyos

Una vez reforzados los fustes se procedió a transmitir las cargas del forjado al pilar reforzado, a través de nuevos aparatos de apoyo (Figura. 15).

Los pasos seguidos fueron (Figuras 16 y 17)m

- Preparación de la cabeza del pilar y la zona de contacto con el forjado, demolición parcial de los capiteles existentes y apertura de huecos para los nuevos apoyos.
- Colocación en posición de los nuevos aparatos de apoyo, de tipo POT.
- Colocación de los gatos hidráulicos sobre las ménsulas precastas 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 existente, ya descargado.

- Acuñado y fijación de los apoyos definitivos 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 vías y el cambio de su utilización ha exigido modificar en algunos casos el trazado de las curvas de acceso y salida fuera de los andenes. Estas modificaciones afectan a los pilares de la estación próximos a las vías o que quedan dentro de la trayectoria de algunas ellas [1].

Para resolver 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 afectación y las posibilidades de situar pilares adicionales.



Figuras 16 y 17. Sustitución de aparatos de apoyo



Figura 18. Pilares ménsula



Figura 19. Pilares ménsula

Utilización de pilares en ménsula. En los pilares afectados, próximo a los andenes el desplazamiento 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 ménsula, de forma que recibiendo el apoyo en la misma posición del pilar original en el extremo de la ménsula, el fuste queda desplazado con relación al existente. Esta configuración permite, además, que conectando el nuevo 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 conexión del nuevo pilar (Figuras 18, 19 y 20).

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

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

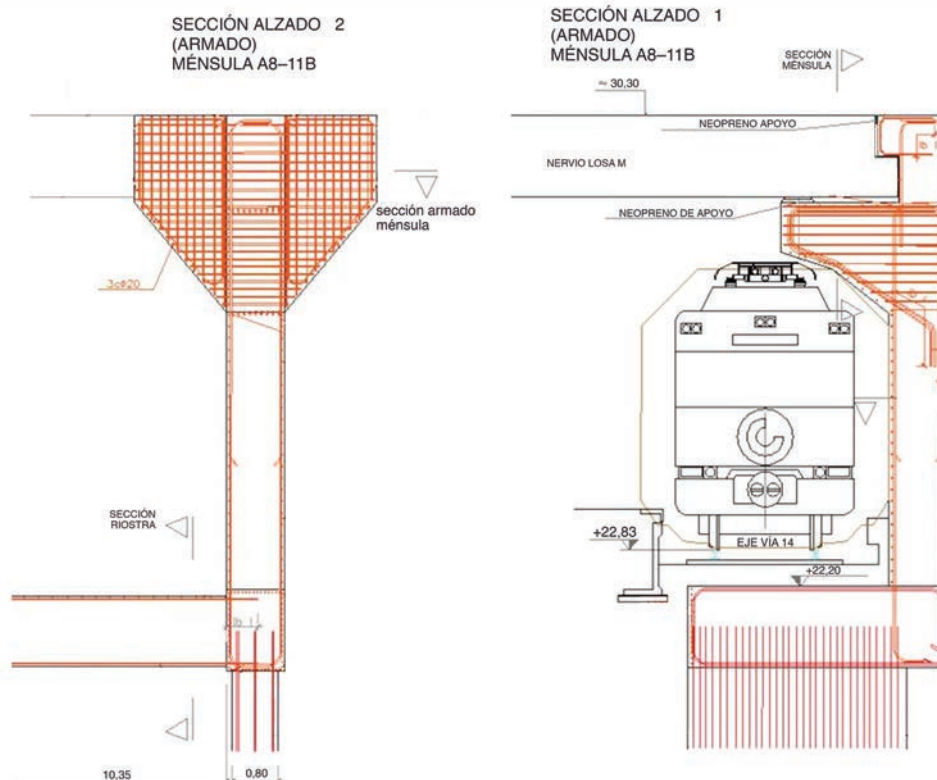


Figura 20. Pilares ménsula

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

Las fases de ejecución han sido:

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

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 gases, la proximidad 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 vigas metálicas que, con



Figura 21. Pilares pórtico

luzes de hasta 34 metros y apoyando en los muros o pilares existentes contiguos, recibieran, aproximadamente en su centro, el apoyo del forjado, debiendo soportar la reacción que se aplicaba sobre el pilar a demoler que variaba 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 decir, ejecución sin afectación al tráfico ferroviario y rodado en superficie, evitar la demoli-

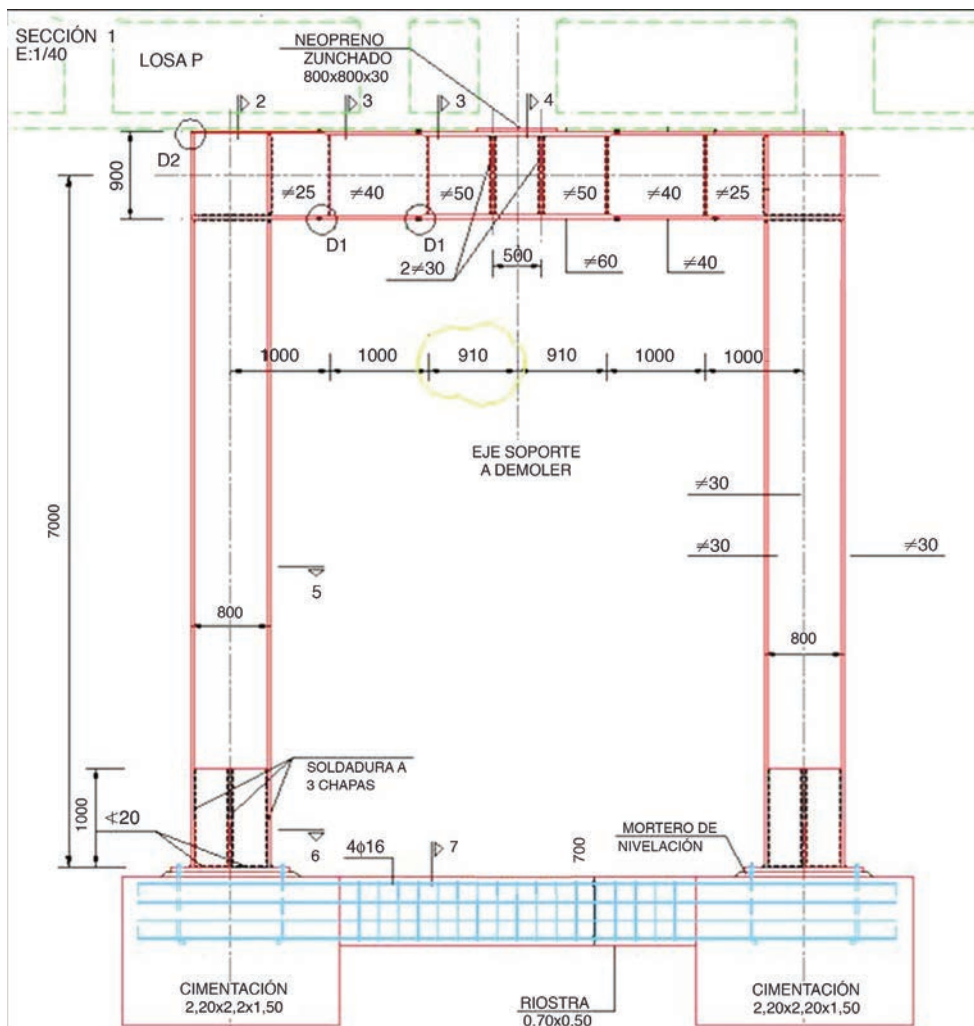


Figura 22. Pilares pórtico



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 Ggas 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 Ggas, 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 galibo, debieron situarse entre los nerGios 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 diseñó una maniobra de transferencia de cargas que, mediante gatos y apoyándose en el propio

pilar a demoler y en una estructura de reacción auEi-liar, permitiera pasar el apoyo desde la pila a la Gga 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 preCsta 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 eGitar cualquier incidencia.

Las fases generales de ejecución fueronm

- Demolición de los casetones de la losa sin afectar a los nerGios de la misma (Figura 23).
- Adecuación del cabecero de la pila e instalación de las ménsulas para el montaje de los gatos para la transferencia de cargas (Figuras 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



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 RESPONDIENTE

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 UHM-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

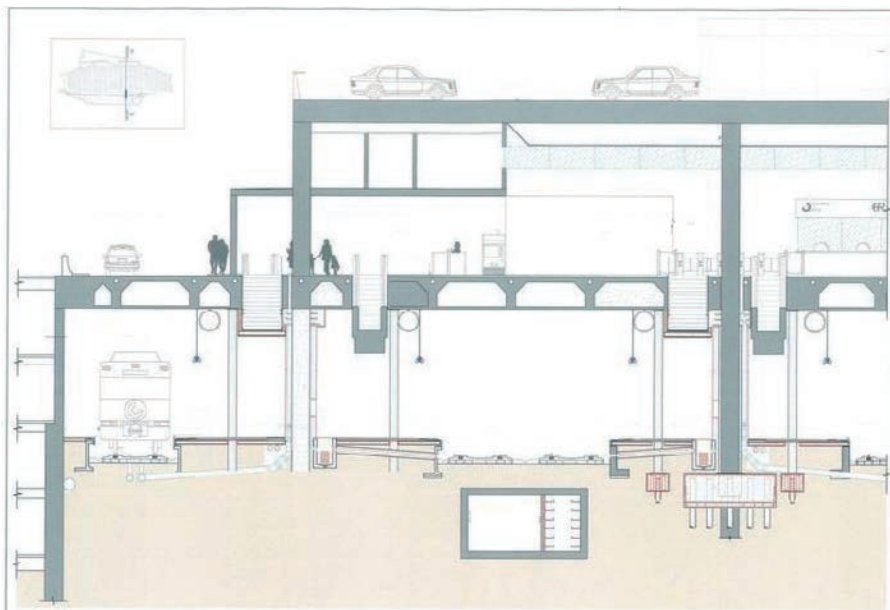


Figura 27. Esquema de ampliación exterior

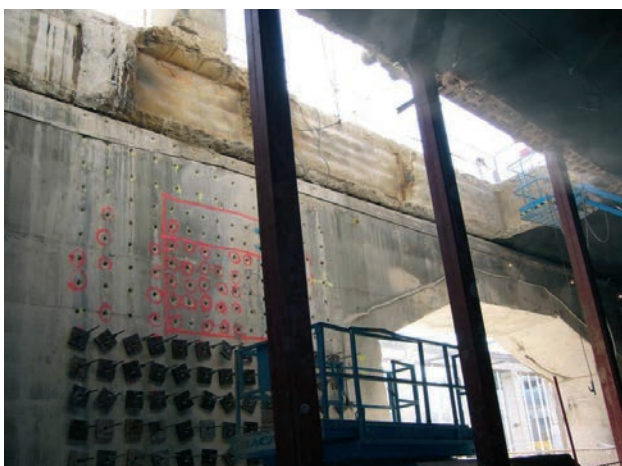


Figura 28. Hueco en muro, refuerzo muro y hueco en forjado

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



Figura 33. Detalles de micropilotes en un muro a recalzar

- 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 nuevas cargas debidas a las ampliaciones del edificio en altura (Figuras 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 mixta hormigón acero en los bordes del hueco que se unían al hormigón existente con barras ancladas con resina epoxi (Figuras 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 MICROPILOTES

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 Única y 7.829 con Inyección Repetitiva Selectiva (Figuras. 33 y 34) [5, 6].

Todo el terreno en el que está situada la Estación de Sants pertenece a la misma unidad geomorfológica, salvo 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 características

- Diámetro de perforación = 180 mm
- Armadura tubular \varnothing 114 E 9 mm de acero TM-80 (límite elástico 550 MPa).
- Armadura en barras \varnothing 40 mm (B 500 S).
- Lechada de cemento de 30 N/mm²
- Carga en servicio de 950 kN.



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

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 (Figura 35).

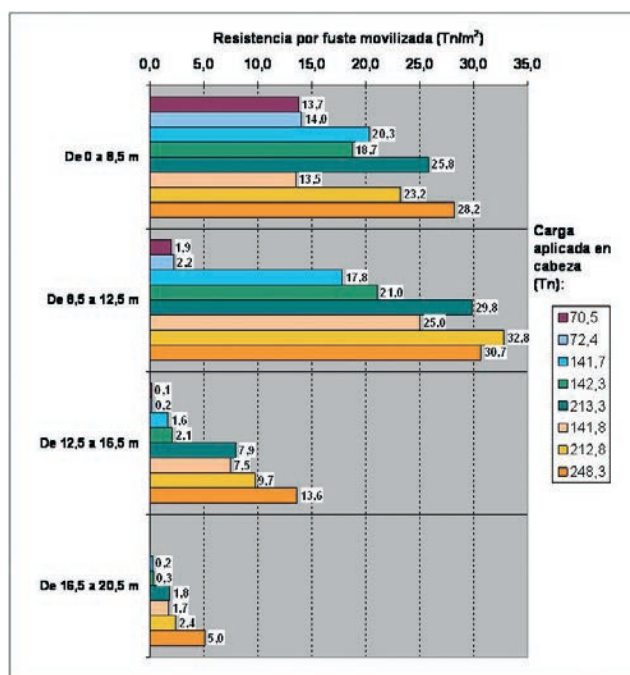
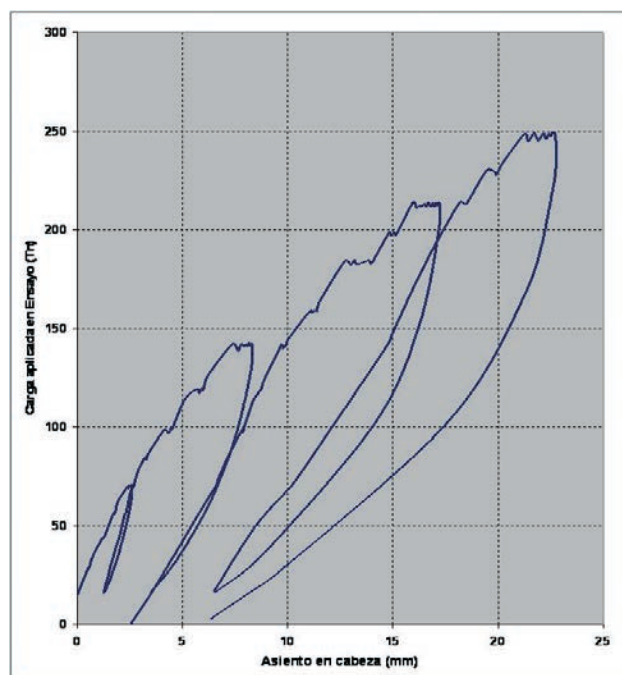


Figura 35. Ejemplo de conexión micropilote-estructura



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 extensómetros por lo que fueron las que más información proporcionaron. La carga máxima en los ensayos fue de 2.500 kN (Figura 36).



Figuras 37 y 38. Resultados de las pruebas de carga

En las 4 pruebas de carga instrumentadas se instalaron 8 bandas eTensométricas por micropilote ensayado, situadas a lo largo de la armadura central (Barra 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 (arcillas limosas) era de unos $0,15 \text{ N/mm}^2$ y la de la capa de terreno de arenas arcillosas a partir de unos 10 m de profundidad era de unos $0,26 \text{ N/mm}^2$.

Una vez 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 servicio eran inferiores al centímetro (Figuras. 37 y 38). Para un mayor detalle sobre estas pruebas, consultar la bibliografía indicada al final de este artículo.

7. CONCLUSIONES

Las principales circunstancias que han caracterizado a esta obra han sido:

- La actuación sobre la estructura existente ha exigido una serie de modificaciones, algunas muy drásticas, para adaptarla a la nueva 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 existente.

- La ejecución de dichas actuaciones se ha efectuado manteniendo a un nivel 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 existente y la necesidad de coordinar con el tráfico ferroviario.
- Por último, se resaltan las dificultades adicionales debidas a la falta de conocimiento suficiente de la estructura existente.

Todo ello ha exigido la intervención de numerosos grupos de especialistas, enumerados en las distintas actividades descritas en este artículo, tanto a nivel 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 exitosamente la obra (Figuras 39 y 40).

Agradecimientos

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



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 GONZALEZ L., FERRNDEZ INFANTE M. "Mejora y ampliación de la Estación de Sants" *IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones. Madrid* **ACHE**, 2008. p. 863-864.

[2] MARTÍNEZ CALZÓN J., CERIANI L. "Estación de Sants en Barcelona – remodelación de la losa de cobertura de los andenes" *IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones. Madrid* **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 Barcelona" *IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones. Madrid* **ACHE**, 2008. p. 867-868.

[4] MARTÍNEZ CALZÓN J., CERIANI L. "Estación de Sants en Barcelona – grandes dinteles de apeo para eliminación de soportes entre Cías" *IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Valencia. Resúmenes de comunicaciones. Madrid* **ACHE**, 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" *VI Jornadas sobre estudios geotécnicos y cimentaciones en el CTE, Madrid, CEDEX*. 24 a 28 de noviembre de 2008.

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

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 (UCCP) INECO-TIFSA
AUTORES DEL PROYECTO:	Proyecto de adjudicación PROES Proyecto constructivo MC-2; IOC; CESMA
ASISTENCIA TÉCNICA EN EL PRETENSADO:	RIPOLL Consulting de Ingeniería
EMPRESA CONSTRUCTORA:	UTE SANTS (Dragados SA, TECSA)
Gerente/Jefe de Obra:	D. Pedro Chico López (UCCP) Dragados SA
Jefe de Oficina Técnica:	D. Gorka Arteta Hernández (UCCP) TECSA
Jefe de Producción:	D. Marcos Peña Willershausen (UTOP) Dragados SA
ASISTENCIA TÉCNICA A LA DIRECCIÓN DE OBRA:	INECO-TIFSA D. Michael Ashiabor (UCCP)
EMPRESAS SUBCONTRATISTAS:	Estructuras metálicas METALDEZA Cimentaciones GEOCISA Apoyos y pretensados VSL CTT-Stronghold Adaptación pretensado existente RCI

Aditivos Superplastificantes para hormigón Gama Glenium® TC

BASF Construction Chemicals España, SL, gracias a una intensa labor I+D+I, dota 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

FORMANDO EQUIPO EN LOS GRANDES DESAFIOS



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

MeKano4
MK4

POSTESADO
APOYOS POT · TIRANTES
INSTRUMENTACIÓN · GEOTECNIA
METODOLOGÍAS DE CONSTRUCCIÓN

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 doCelas 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 salta 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, doCelas, 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 (CIC) y Universidad de Cantabria (Santander, España).

(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA (CIC) y Universidad de Cantabria (Santander, España).

(4) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA (CIC) (Santander, España).

Persona de contacto / Corresponding author: oramos@apiaEEI.es



Figura 1. Viaducto Anzo 2

1. INTRODUCCIÓN

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

Los dos Gaductos comparten la misma concepción tipológica y constructiva: 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 distribuidos en 11 Canos (51,20 m + 9 × 70,00 m + 51,20 m) en el caso de Anzo 2 (Figura 1) y 1.175 m (són Canos tipo de 70 m y máximos de 75 m) en el caso de Río Deza. Además, la variabilidad en la pendiente de las laderas conjuga la coexistencia de pilas de gran altura (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 (entre 15 y 40 m).

Particularmente, es de resaltar la configuración estructural del Gaducto sobre Río Deza, en el que el cauce del río se salta con un arco apuntado que sirve,

a su vez, de punto fijo del tablero frente a acciones horizontales (Figura 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 constructiva tanto de las pilas como del tablero, empuje, es idéntica en ambos casos, siendo también los medios auxiliares utilizados (variz metálica, gatos, apoyos deslizantes, disposición en dobles de 35 m de longitud máxima...) de las mismas características. Así pues, este artículo se centra 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 (Figura 3). Se inscribe dentro de una alineación



Figura 2. Viaducto sobre Río Deza

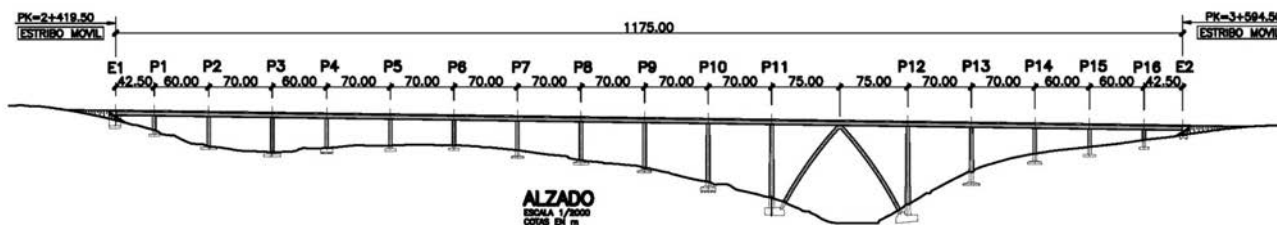


Figura 3. Alzado del viaducto sobre Río Deza

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 salvar el cauce del Río Deza.

Existen varios condicionantes de obligado cumplimiento a la hora de proyectar el viaducto, como son respetar la zona de protección de la vegetación de ribera de los dos cauces que intercepta la traza (un cauce menor entre las pilas 2 y 3 y el propio Río Deza en el fondo del Calle) y salvaguardar 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 (entre 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 salvaguarda de la vegetación 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 límites exteriores del molino, obliga a disponer una secuencia de Canos 60 y 70 m de luz interrumpiendo 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 ca-

beza del rectángulo circunscrito son 5,70 m en transversal y 3,80 m en longitudinal. Las pilas son de canto constante o de canto doblemente variable, según su altura sea menor o mayor de 50 m. De esta forma, en las pilas altas 10, 11, 12 y 13, de hasta 96,50 m de altura) se ha establecido una variación lineal de 1/40 en la dirección transversal y 1/90 en la dirección longitudinal.

En las pilas de canto constante el lado de 3,80 m está dividido en tres partes 0,50 + 2,80 + 0,50 m. El lado de 5,70 m está dividido en otras tres partes 1,80 + 2,10 + 1,80 m. En el caso de las pilas que presentan doble canto variable, además de mantener todos los lados paralelos sección a sección (para evitar superficies alabeadas), se ha mantenido constante el lado central transversal del octógono (2,10 m), manteniendo así una más acusada relación formal entre las pilas de canto constante y las variables (Figura 4).

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

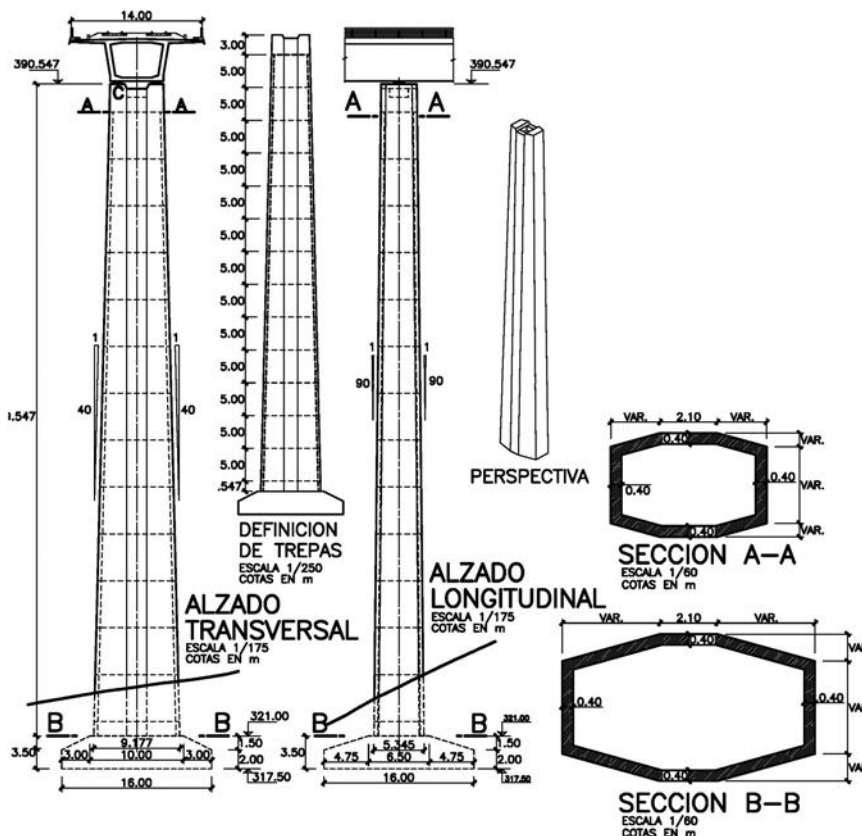


Figura 4. Geometría de pilas

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 existe un hueco rectangular de 2,10 m x 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 eventuales tareas de sustitución, de los aparatos de apoyo durante la vida útil del viaducto.

Todas las pilas, salvo la pila 4 y la 10, se cimentan 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 tuvo que ser cimentada sobre micropilotes de 0,22 m de diámetro a una profundidad máxima 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 escaje de 50° respecto al eje longitudinal del puente. La razón de esta disposición de ambas cimentaciones es evitar la afeción a la vegetación de ribera del cauce menor que discurre entre ambas pilas. Asimismo, la cimentación de la pila 10 está escajada 16°, de manera que no interfiera con la carretera que sale alcano comprendido entre las pilas 10 y 11.

3.2. Estribos

Al tratarse de un viaducto 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 veces de anclaje (Figura 6). El peso de las tierras que gravitan sobre esta losa impide el deslizamiento del estribo en la situación de máxima carga en el punto fijo durante el empuje.

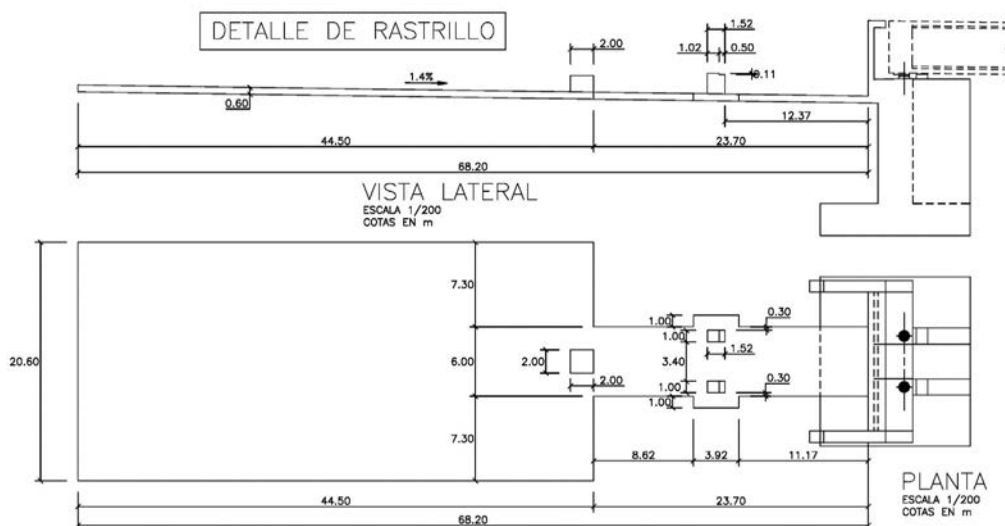


Figura 6. Losa del parque de empuje



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 (U,95 m en la zona de contrafuertes), siendo la altura total del estribo de 18,40 m, medidos desde la base de la cimentación (Figura 7).

El estribo 2 es de tipo convencional. La cimentación es profunda mediante un encepado de 8 pilotes de 1,50 m de dimensiones 14,60 m x 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 es-

tribo. La finalidad de este hueco es dar acceso al tablero a través del paso de hombre ubicado en el diafragma de estribo del tablero.

4. ARCO

En el viaducto sobre Río Deza el punto fijo se materializa en el arco apuntado central que salta 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

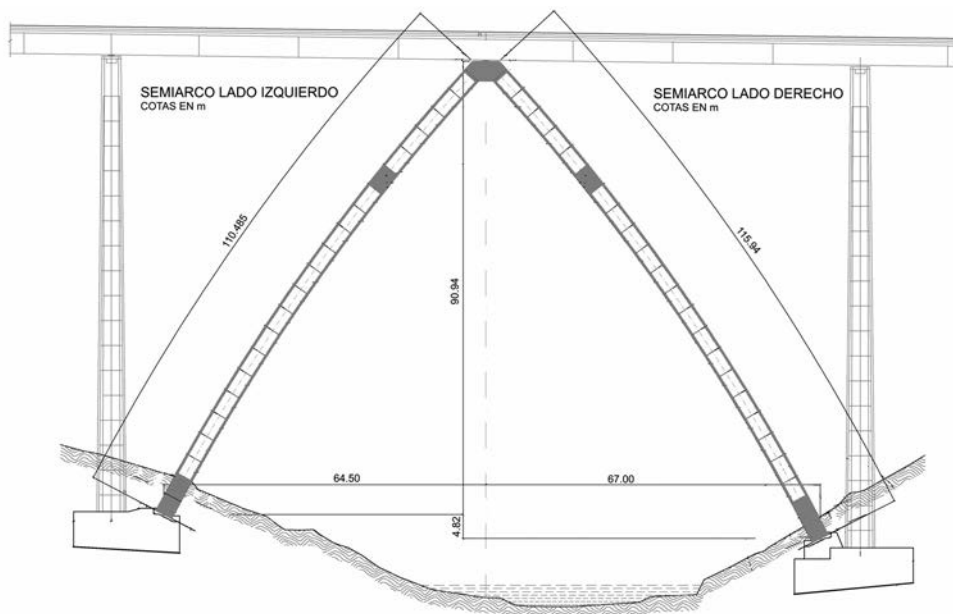


Figura 8. Viaducto sobre Río Deza. Geometría del arco



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 es-

pesor 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 segunda trepa de cada semiarco, contada desde la clave, ya que en ella se produce el arriostamiento de los cables de descenso y tiro durante el proceso de abatimiento (Figura 10).



Figura 10. Arco del viaducto sobre Río Deza



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 ortodrómica de dimensiones en planta 21,25 m x 20 m (semiarco izquierdo) y 23,80 m x 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 Canos (Figura 11), que conduce a una esbeltez máxima de $L/16,6$ (Cano 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 Coladizos 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 ocurrir a lo largo del proceso de empuje [3]. Se han emplea-

do tendones de entre 9 y 31 cordones de 0,6". Su trazado es continuo a lo largo de todo el tablero, acoplándose cada tres doCelas. 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 Canos de 75 m, intercalados entre los Canos tipo de 70 m, introduce ciertas distorsiones en la evolución 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 evolución 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 Canos iguales de 70 m de luz. Se aprecia que es la clásica evolución, con un primer máximo determinado por el Coladizo 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 evolución 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 doCelas) 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 doCelas).

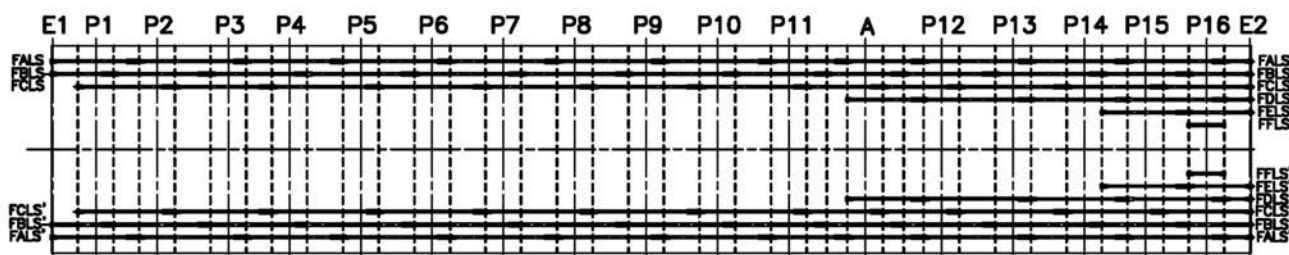


Figura 13. Planta del pretensado de lanzamiento superior del viaducto sobre Río Deza

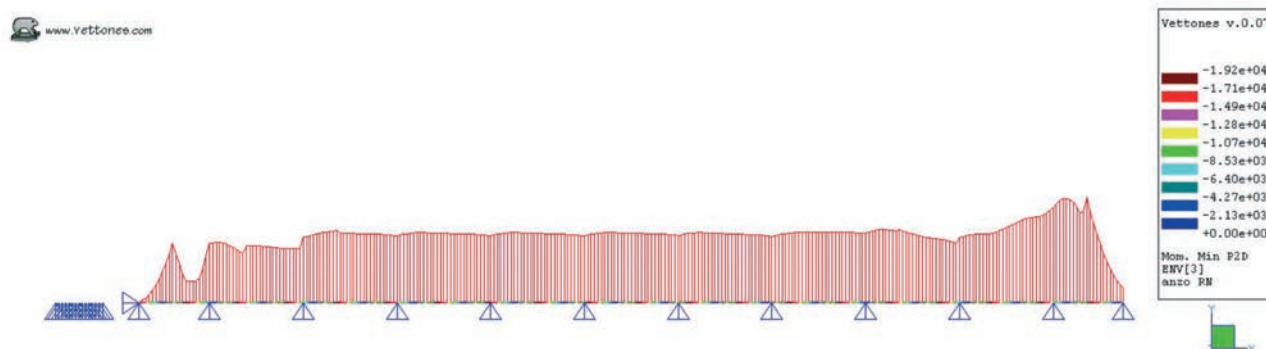


Figura 14. Envolvente de momentos flectores negativos durante el empuje del viaducto Anzo 2

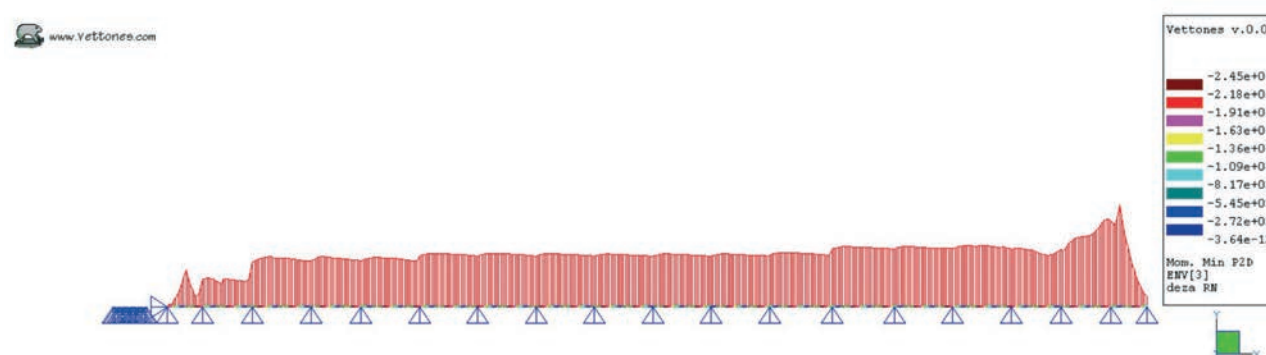


Figura 15. Envolvente de momentos flectores negativos durante el empuje del viaducto sobre Río Deza

En el caso del Viaducto sobre Río Deza (Figura 15) se observa 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 motivo, se disminuye la cuantía de las 3 familias de pretensado tipo de la doCela 14 en adelante (doCelas 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 observa que el primer máximo debido al Coladizo de 75 m es bastante mayor que en Anzo 2. Por este motivo, 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 mayor máximo del pico de flector negativo que se produce al pasar por el Cano de 75 m.

Las familias del pretensado de continuidad, que se realiza una vez finalizado el empuje, son de trazado discontinuo, igualmente por las tablas superior e inferior (Figura 16). También son rectas, si bien en los anclajes se curvan 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 negativos de sercicio. Por su parte las familias de la tabla inferior se disponen centradas en Cano, para resistir los momentos flectores positivos de esa zona.



Figura 16. Pretensado de continuidad

Finalmente, se debe reseñar la especial configuración que adopta el diafragma del arco (Figura 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 elevado momento flector inducido por la reacción longitudinal del tablero (Figura 18).

6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

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

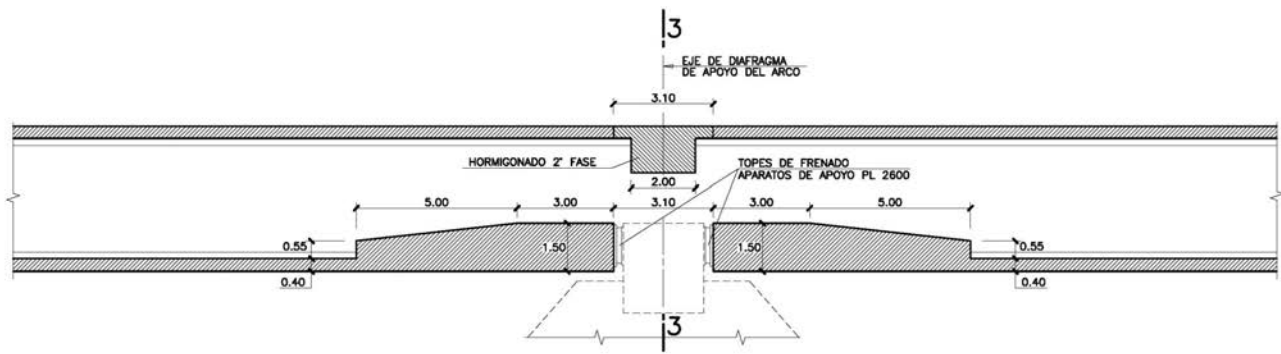


Figura 17. Geometría del diafragma de arco y tope de frenado

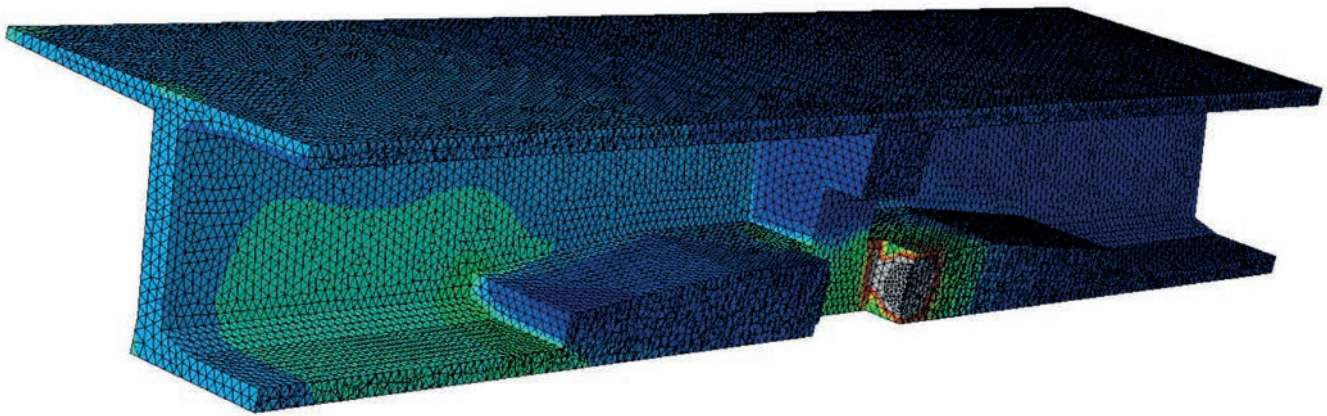


Figura 18. MEF para la introducción de la fuerza del punto fijo del arco en el tablero del viaducto sobre Río Deza

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 Can



Figura 19. Rótula de giro de los semiarcos



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 Can 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 Can 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



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

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

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

Durante el proceso de abatimiento se impuso como condición el evitar la fisuración de las pilas adyacentes al arco, debido a los esfuerzos inducidos en ellas durante el descenso de los semiarcos. La variable de control utilizada era la flecha de la cabeza de la pila. Previamente, 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

valor del flector en la base, siendo inmediata su comparación con el momento de fisuración. Para una eventual 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 velocidad del viento (normalmente se fijaba en los 30 km/h o 20 km/h en el caso de la fase inicial) las operaciones se paraban. Igualmente, la velocidad máxima permitida para el viento longitudinal era de 50 km/h o 35 km/h en las fases críticas).

Con sus 131,50 m de luz entre salmeres, el arco del viaducto sobre Río Deza se constituye en el tercero de mayor luz del mundo en ser construido por el procedimiento de abatimiento tras 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 (Figura 23). La longitud de la nariz cumple la regla, ampliamente sancionada por la práctica, de considerar alrededor del 60% de la luz del vano mayor [6], ya que para un vano máximo de 75 m se tiene una proporción del 58%.



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 máximas solicitaciones de flexión (entre 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 siguientes:

- Todas las doCelas han de ser múltiplo de un módulo tipo mínimo.
- Todas las doCelas centradas en pila han de ser iguales (de 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 (20, 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 operaciones:

- 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 Viaducto 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 (con una relación de áreas de 2 a 1) con capacidad total de empuje de 16.040 kN (Figura 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 (con



Figura 24. Gatos de fricción



Figura 25. Lapa auxiliar

capacidad conjunta de empuje 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 (con capacidad conjunta de empuje 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 Velocidad promedio de empuje de casi 8 m/h.

El empuje se realiza sobre los aparatos de apoyo definitivos, convenientemente 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 favor 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 través de una barra de tiro se ancla a unos pilares empotrados en la losa del parque de fabricación (Figura 25). Este sistema permite proporcionar una fuerza de retenida extra 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 vertical en los gatos de fricción éstos no pueden proporcionar fuerza de empuje suficiente.

Durante las operaciones de empuje los aspectos clave 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 devolver al tablero a la alineación correcta.

REFERENCIAS

- [1] ADMINISTRADOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS. "IGP-5 Instrucciones y Recomendaciones sobre Estructuras de 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 Compostela" *Cauce* 2000. 2010, nº 151, p. 22-31.
- [3] PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ S. "Construcción de Viaductos para Líneas de FF.CC. Tableros Empujados" *Revista de Obras Públicas*. Junio 2004, nº 3445, p. 47-52.
- [4] MANTEROLA ARMISÉN J., SIEGRIST FERNÁNDEZ C., GIL GINÉS M.A. *Puentes*. Tomo IV. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, 2000. 275 p.
- [5] FERNÁNDEZ TRO, ANO L., FERNÁNDEZ MUÑOZ L. "Puente Arco sobre el Río NerGón en Bilbao para el Ferrocarril Metropolitano de la Ciudad" *Revista de Obras Públicas*. Junio 2004, nº 3445, p. 115-126.
- [6] VSL INTERNATIONAL LTD. *The Incremental Launching Method in Prestressed Concrete Bridge Construction*. Bernen, Suiza, 1977. 17 p.
- [7] VIARTOLA LABORDA L.M. "Puentes de Ferrocarril Empujados. Aspectos Constructivos" *Revista de Obras Públicas*. Junio 2004, nº 3445, p. 53-64.
- [8] ROSIGNOLI M. *Bridge Launching*. 1ª ed. London, Thomas Telford, 2002. 342 p.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

Propiedad: Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF)

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

Empresa Constructora: COMSA

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

Empresa Consultora - Proyecto: APIA S.A.

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

Empresa Consultora – Asistencia Técnica y Control de Obra: 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



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 autotropa.
- 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



**Encofrados
Andamios
Ingeniería**

www.peri.es

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

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 (BaEán) – Lalín (Anzo), 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 Cano bowstring de 80 m de longitud. El tablero es un cajón mixto continuo en todos sus Canos. En el Cano 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 , 1860S. El montaje del Cano 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 (BaEán) – Lalín (Anzo), 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 (CIC) y Universidad de Cantabria (Santander, España).
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA (CIC) y Universidad de Cantabria (Santander, España).
(4) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. APIA (CIC) (Santander, España).

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

1. INTRODUCCIÓN

El Viaducto sobre Rego das Lamas pertenece al sub-tramo Lalín (Baéan) – Lalín (Anzo) 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 vía.

Este Viaducto 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 desviación de $46,5^\circ$ el trazado de la autopista AP-53, actualmente en servicio. De esta forma, el mantenimiento de los galibos transversales con respecto a la autopista y las distancias a la zona de servidumbre del cauce y la vegetación de ribera condicionan en gran medida la distribución de luces.

Debido a estos motivos ha sido preciso considerar un Cano máximo de 80 m para poder salvar 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 existente entre los arcos de la autopista y las pilas garantizan la suficiente permeabilidad transversal, evitándose de este modo la percepción del efecto túnel por parte de los usuarios de la vía carre-

tera. Asimismo, se ha optado por construir un tablero mixto, 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 de 80 m se traslada a su posición definitiva en una única maniobra de corta duración.

Finalmente, la distribución de luces resultante consta de cinco Canos (Figuras 1 y 2), dispuestos de la siguiente manera: 39 m + 45 m (paso sobre el Rego das Lamas) + 45 m + 80 m (paso 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 definitiva, 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 mixta hormigón acero en forma de caja-cajón (Figura 3).

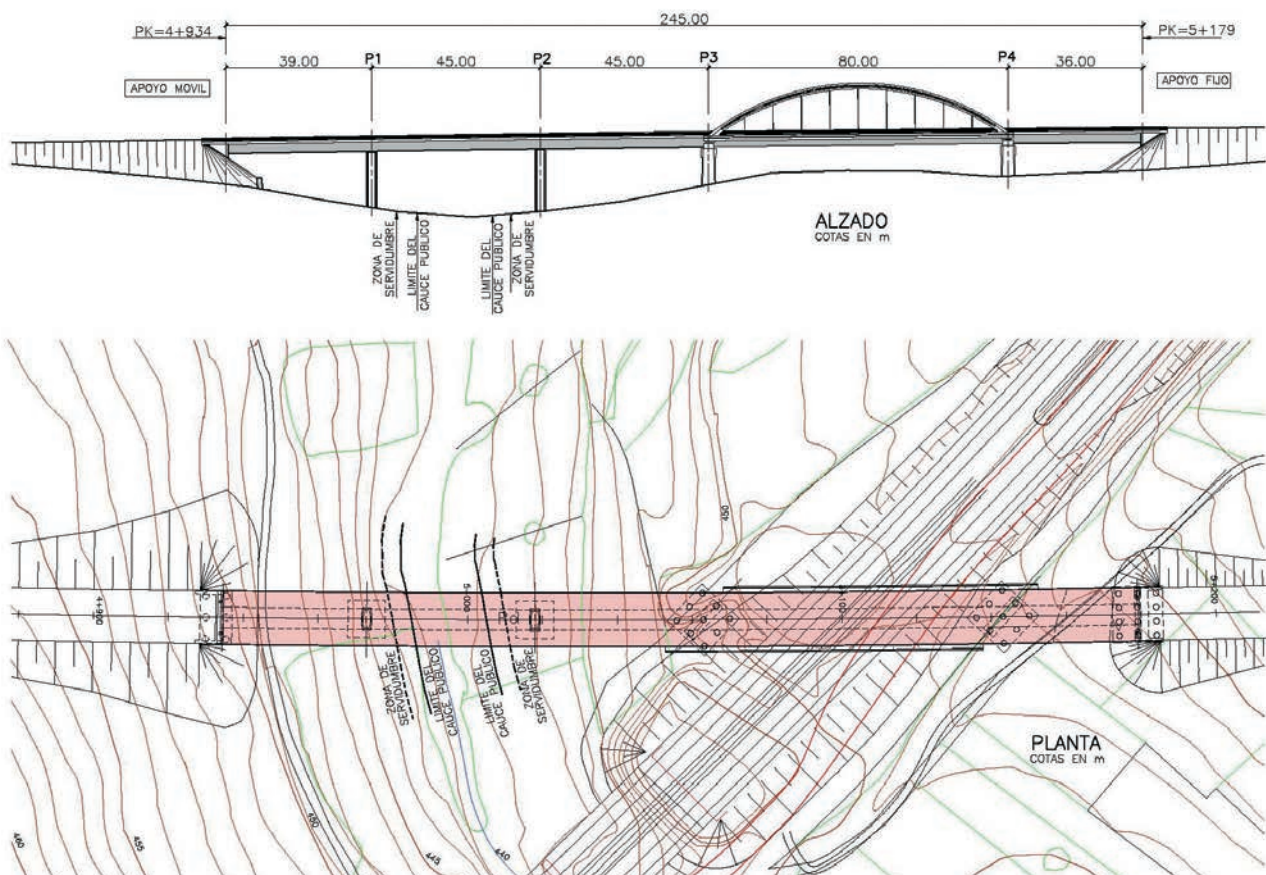


Figura 1. Alzado y planta del viaducto



Figura 2. Vista del viaducto sobre la autopista

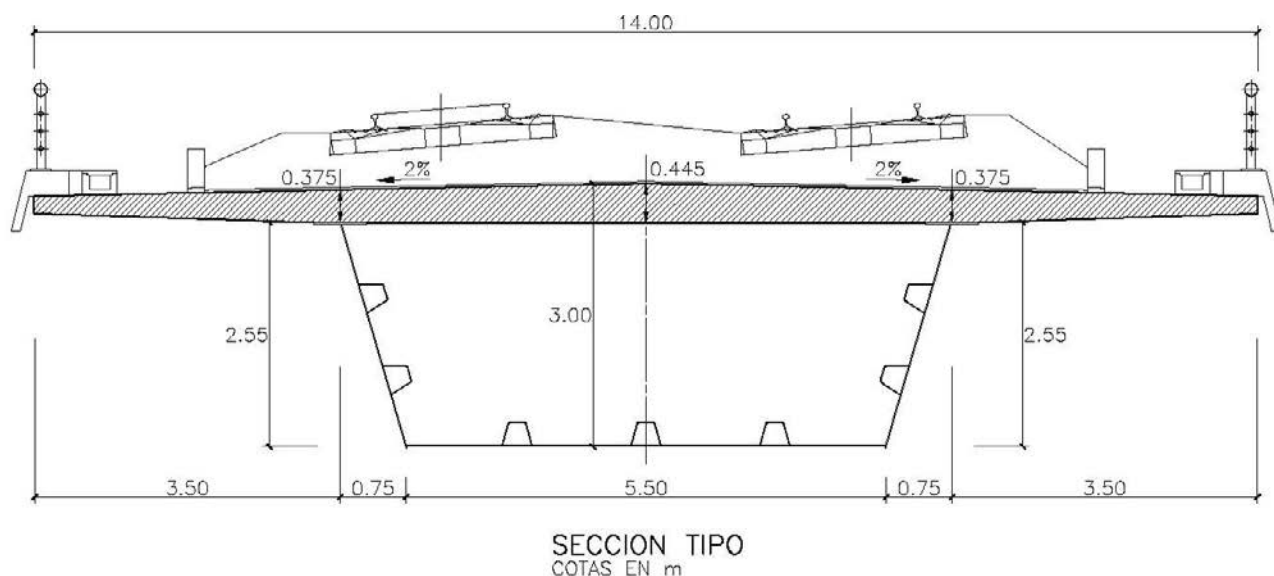


Figura 3. Sección tipo por vano

El canto de la sección es constante en todo el Viaducto, 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 flección 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 eÉtremo. En la zona de pilas se ha dispuesto también hormigón de fondo en el tablero, completando así la doble acción miÉta.

En el Cano de 80 m que salCa la autopista (Cano 4) la Ciga-cajón del tablero mantiene el mismo esquema que en el resto del Viaducto, y presenta continuidad sobre

los apoyos P3 y P4, por lo que el tablero pasa a trabajar, además de como Ciga a flección, también como tirante del arco. Se eÉta también, de esta forma, introducir una discontinuidad longitudinal en el Viaducto.

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 (Figura 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 (Figura 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

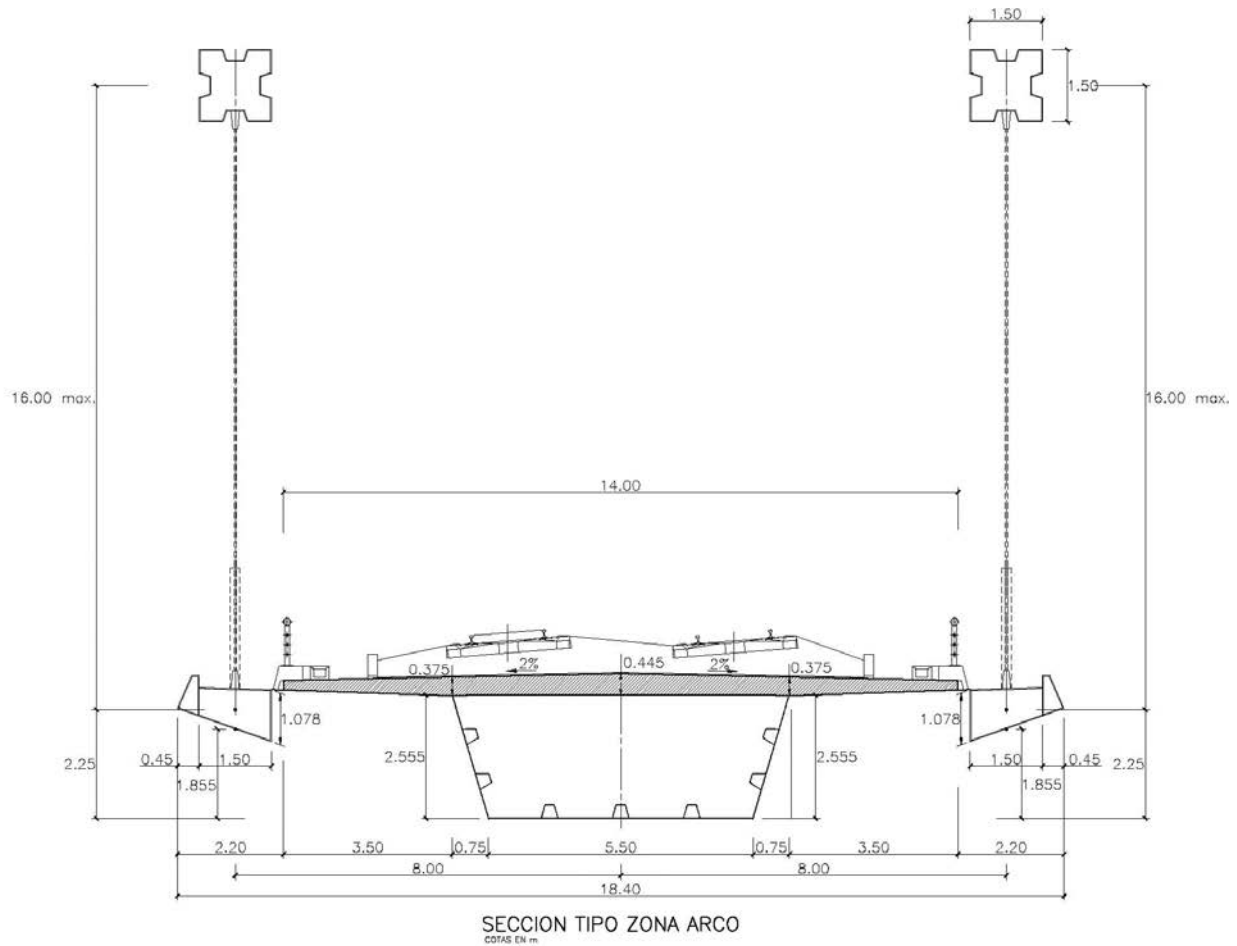


Figura 4. Sección tipo por vano arco

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

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

La disposición de las péndolas se ha elegido de forma que permitan establecer un único plano de Cisión tanto en el alzado transCersal del Gaducto como en la Cusual que proporciona la autopista que discurre

bajo la estructura (Figura 5). De esta forma, además de la Centaja estética que esto supone, es posible disponer las Cigas 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 indiCiduales. Se han empleado cordones de calidad, 1860 – 15,7 mm (área de 150 mm²) 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 $\times 10^6$ ciclos.



Figura 5. Vista del arco esviado desde la autopista



Figura 6. Pilas 1 y 2 durante la construcción

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

- Galvanizado 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 vaina individual 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 inoxidable anticorrosivo, con una altura de 2,5 m.

Las péndolas se prefabrican en obra antes de su montaje. Para evitar deslizamientos de las cuñas durante las fases iniciales del proceso constructivo, las cuñas se preclavan 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 (Figura 6). Las di-



Figura 7. Pila 3 durante la construcción

mensiones del rectángulo circunscrito son de 5,50 m en transversal y 2,80 m en longitudinal. El lado de 2,80 m está dividido en tres partes: 0,50 m + 1,80 m + 0,50 m. El lado de 5,50 m está dividido en otras tres partes: 1,80 m + 1,90 m + 1,80 m. El espesor de los tabiques es de 0,40 m, también constante. Los cordones de la cara longitudinal disponen de un chaflán de 0,10 x 0,10 m. La altura de las pilas es de 20 m, aproximadamente.

Respecto a las pilas 3 y 4, que delimitan el vano que salda 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 ferroviario (Figura 7). Estas pilas dan apoyo tanto a los arcos como al propio cajón metálico; los primeros apoyan directamente sobre las "patas" del triángulo, mientras que el tablero apoya sobre el lado horizontal, por lo que ha sido necesario pretensar dicho elemento (Figura 8). La altura de estas pilas es de 13 m, aproximadamente.

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

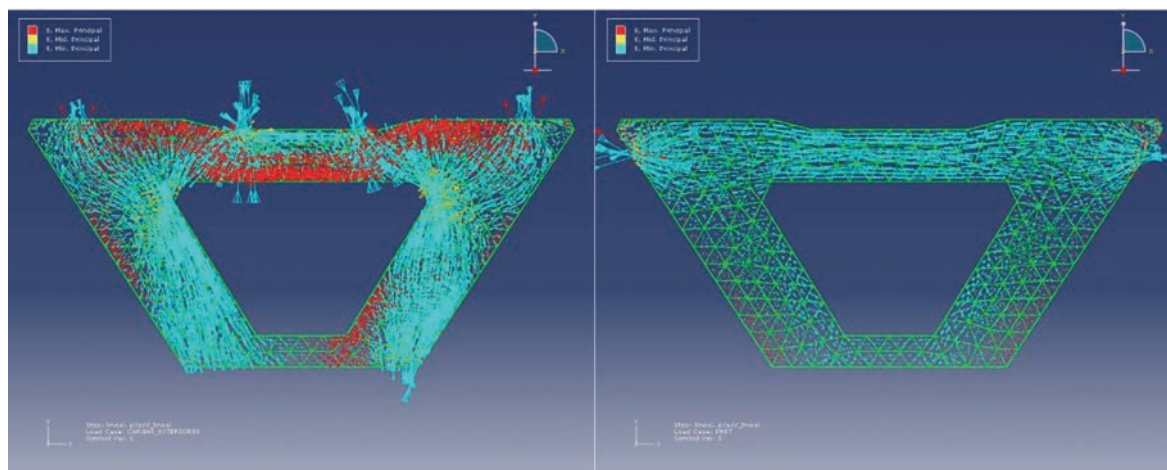


Figura 8. Esquema resistente de las pilas 3 y 4

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:

- Construcción de la subestructura (pilas y estribos, sin realizar el trasdosado del estribo 2).
- Montaje del Cano 4, que comprende las siguientes operaciones:
 - Izado con grúas del tablero, Coladizos y tirantes.
 - Izado con grúas de los arcos.
 - Colocación de péndolas.
 - Desapeo del tablero.
- Traslación y apeo del Cano 4 mediante carretones.
- Colocación, mediante izado con grúas, del primer y quinto Cano del cajón metálico.
- Colocación, mediante izado con grúas, del segundo Cano del cajón metálico.

- Colocación, mediante izado con grúas, del tercer Cano del cajón metálico.
- Colocación de prelosas prefabricadas en el tablero y hormigonado de la losa superior.
- Tesado del tablero al estribo 2 y relleno del trasdós del estribo.
- Acabados superestructura (balasto, traGesas, Gías, canaletas, impostas, barandillas).

El Cano 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 Gaductos de líneas de alta Celocidad francesas [2].

A continuación se describen las principales actuaciones llevadas a cabo para el montaje y colocación del Cano de string.

5.1. Montaje del vano del arco

5.1.1. Explanada de montaje

Con el fin de minimizar la afeción 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 Cano a través de la misma hasta su posición final (Figura 9). Se acondicionó una superficie total de unos 8.400 m², 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



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 movimiento de los carros hidráulicos fuese lo más homogéneo posible, con pendientes uniformes en la medida de lo posible. La pendiente máxima 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 (2 en la línea de los diafragmas de pilas 3 y 4 y otras dos filas aproximadamente 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 relativa que la del tablero en su posición definitiva. Su altura varía entre 7,00 m y 9,50 m. Esta altura es necesaria para permitir que la maniobra de transporte y poste-

rior transferencia de la carga a las pilas pueda llevarse a cabo sin tener que efectuar elevaciones considerables de los carros autopropulsados.

5.1.3. Premontaje de piezas prefabricadas

El transporte del tablero se realizó separadamente para las diversas partes que lo constituyen (costillas de conexión, diafragmas de pilas 3 y 4, arcos (divididos en 5 tramos), Cargas tirante (divididas en tres partes) y cajón central.

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

Cada una de las dos Cargas tirante se dividió 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 definitiva en una única maniobra (Figura 10).

5.1.4. Vigas costaleras

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



Figura 11. Bancada para tesado de péndolas

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

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

5.1.5. Tesado y montaje de péndolas

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

La operación de tesado y preclavado de cuñas se llevó a cabo en unas bancadas de hormigón armado adosadas a la cimentación del estribo 2 (Figura 11). El proceso seguido fue el siguiente:

a) Medida de la longitud real de los cables.

b) Preparación de los cordones individuales.

c) Preparación de la vaina colectiva.

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 elevación de cada una de las péndolas por el anclaje superior. La elevación se realizó mediante grúa, izando la péndola y colocándola desde la parte superior de la estructura. Una vez 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.

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 definitiva comprende 8 estructuras hidráulicas autopropulsadas (4 por cada pila, 2 por cada apoyo del arco). La capacidad máxima de carga de cada eje de estos carros es de 360 kN. Se utilizaron dos configuraciones de carro hidráulico (SPMT) de 6 líneas para los apoyos situados en la diagonal larga del Cano y carro hidráulico (SPMT) 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 vez comprobados los datos topográficos, se procedió a la introducción de los carros hidráulicos y la estructura de soporte bajo el Cano central. A través 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 (Figura 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, dividido en cinco fases de maniobra, con diferentes trayectorias (Figura 12). La empresa constructora realizó un análisis exhaustivo de la maniobra de traslación, que se detalla a continuación:

- Trayectoria 1: Avance de 30,60 m, en dirección paralela a la autopista, sentido Orense, con una pequeña desviación hacia la izquierda de radio aproximado 19 m, para alcanzar posteriormente otros 28,96 m en dirección aproximada 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 detuvo parcialmente la maniobra para reajustar la carrera de los carros para el resto del transporte, situándola en 1.400 mm.
- Trayectoria 2: Giro de las suspensiones de los 8 carretones, estableciendo un radio de 11,50 m para trazar una trayectoria curva en arco de 25,60 m de longitud.

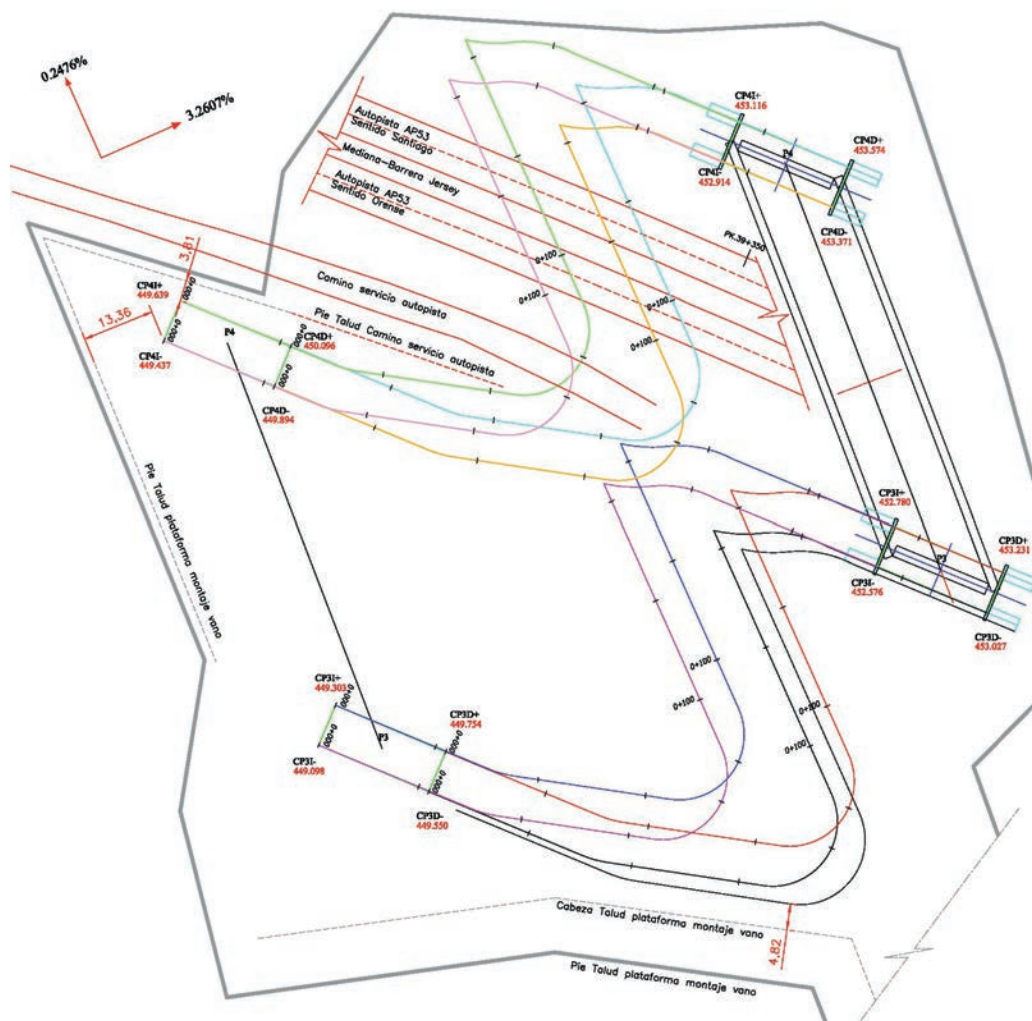


Figura 12. Trayectoria en planta para el traslado del vano bowstring



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

- Trayectoria 3n 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 4n Describe dos curvas sucesivas, 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 5n 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).

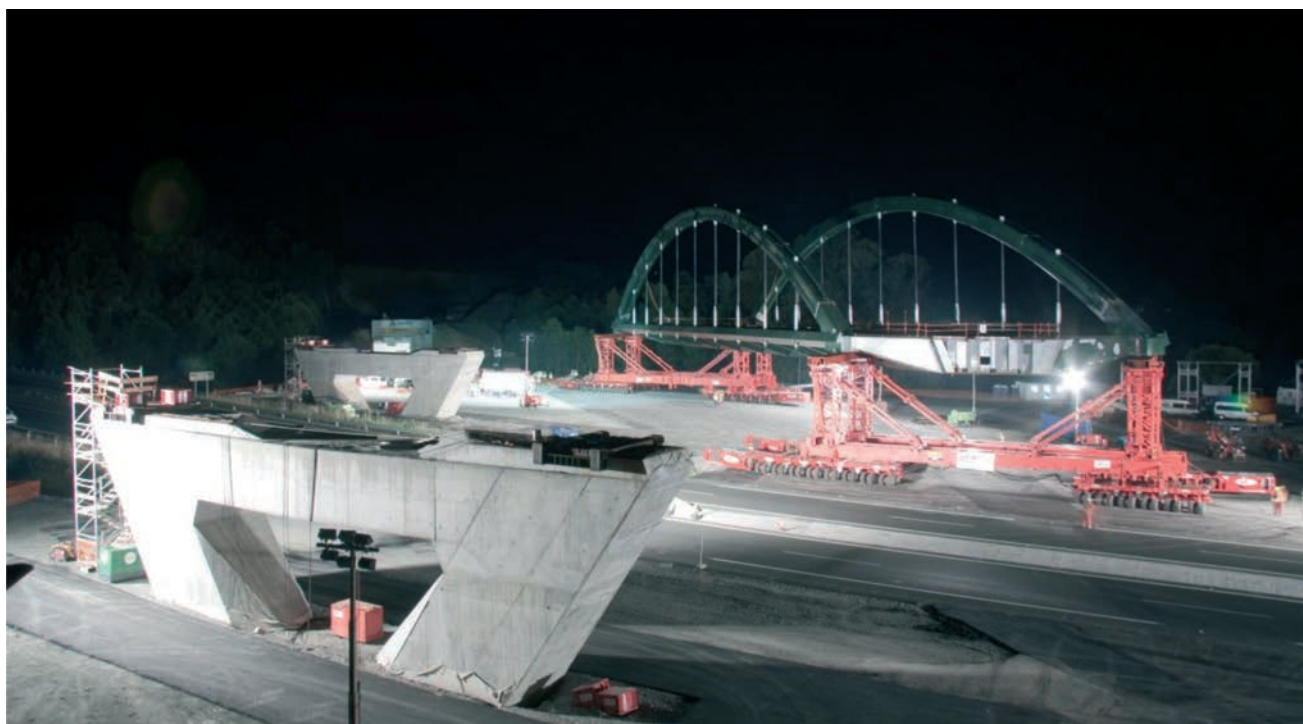


Figura 14. Fase previa al cruce sobre la autopista



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 intensivo 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 individual previamente dispuestos sobre las pilas. La altura que debía descender el Cano central era de 985 mm.

Así pues, una vez que los carros hidráulicos llegaron al punto de instalación, se realizó un primer descenso de aproximación (300 mm) con la suspensión de los carros hidráulicos. Posteriormente se elevaron 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 definitivos situados bajo el cajón del tablero y bajo los arcos. Asimismo, se realizó el corte de la viga costalera, si bien la parte de viga situada sobre el apoyo pasa a formar parte de la estructura definitiva del Cano.

6. ESQUEMA ESTRUCTURAL

Respecto al esquema del comportamiento estructural del Viaducto, cabe señalar algunos aspectos relativos al funcionamiento del Cano de string. En lo que se refiere al atirantamiento a nivel de los arcos, aparte de las vigas tirante situadas bajo dichos arcos, también la propia viga cajón del tablero y la losa de hormigón aportan una rigidez a nivel considerable. El mecanismo de reparto del nivel entre estos elementos (vigas-tirante, cajón metálico y losa) depende obviamente de sus rigideces relativas, del nivel de fisuración a nivel de la losa y de la propia rigidez de la viga diafragma transversal del tablero sobre apoyos [3] [4]. A estos efectos se ha proyectado esta viga diafragma con una potente sección transversal en cajón, que posibilita movilizar la rigidez a nivel 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 transversal, 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 transversal del arco, ha permitido eliminar el arriostramiento transversal de los arcos, lo que redundará, sin duda, en una mejora de la percepción estética de la estructura. En este sentido ya hay otros ejemplos de Viaductos para el ferrocarril con arcos metálicos atirantados no arriostrados [5].

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

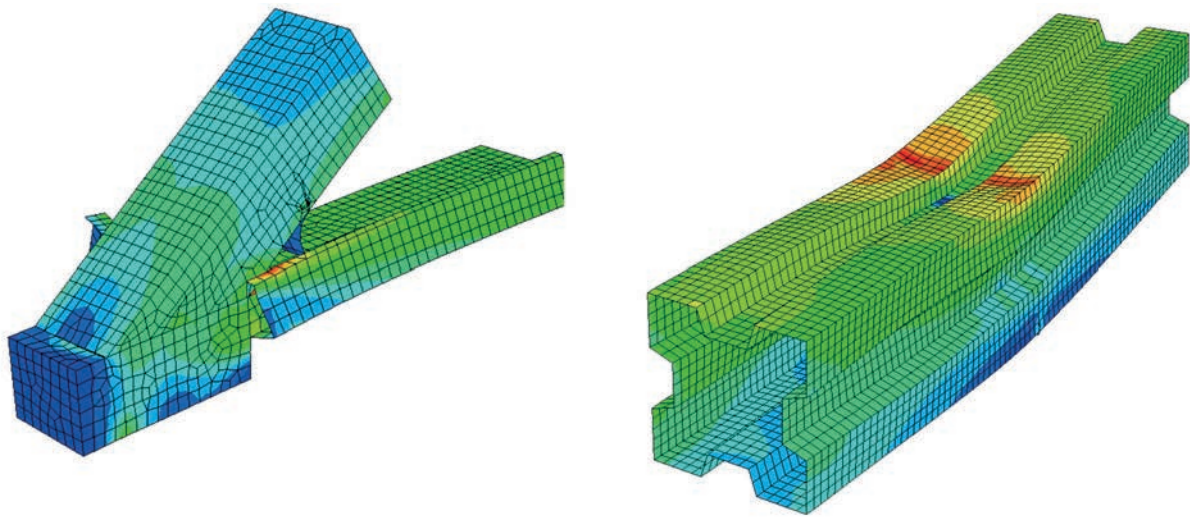


Figura 16. Modelos de elementos finitos para el análisis de fatiga

Otro aspecto destacado del proyecto se refiere al diseño frente a fatiga (Figura 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 favorable a C80. También se ha certificado el Estado Límite Último de fatiga para los anclajes de las péndolas.

Se han analizado dos situaciones accidentales referidas al caso de rotura accidental de una de las péndolas (equivalentemente 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, asegurándose que el viaducto continúe en servicio aunque una de las péndolas no cumpla su cometido. En el caso accidental de descarrilamiento, se asegura al viaducto que no vuelva a sufrir 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 (ADIF). "IGP-5 Instrucciones y Recomendaciones sobre Estructuras". *Instrucciones y Recomendaciones para Redacción de Proyectos de Plataforma*. 2008.
- [2] RAMONDENC P., DILLON, MARTIN J.C., TRIQUET M. "Le boD-string de Bonpas sur le péage de l'A7 à l'échangeur d'Agnon". *Bulletin Ponts Metalliques*, 1999, n° 19, p. 141-160.
- [3] MANTEROLA ARMISÉN J. "El puente arco". *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Tomo II*. 1ª ed. Madrid: Colegio 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 Mondragon". *Bulletin Ponts Metalliques*, 1999, n° 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 Kumamoto University, 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

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



Viaducto sobre río Dez
Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Eje: Ourense-Santiago. Tramo: Lalín-Santiago

GRUPO
APIAXXI

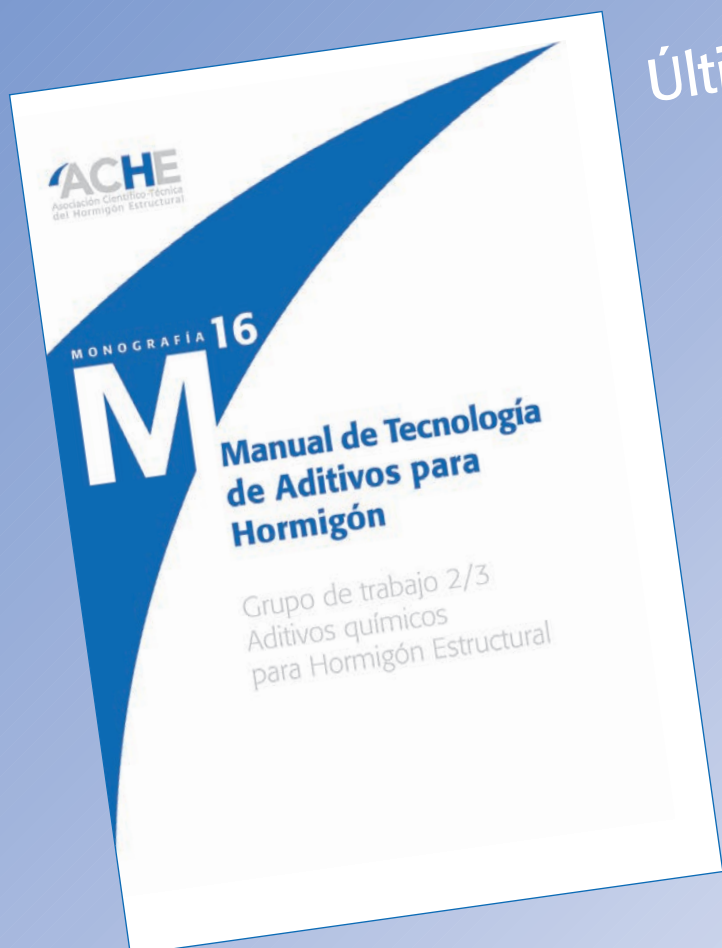
diseñando progreso



www.grupoapiaxxi.com



Viaducto sobre Rego Das Lamas
Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Eje: Ourense-Santiago. Tramo: Lalín-Santiago



Última monografía publicada

ACHE

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

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

La revista Hormigón y Acero agradece a los siguientes evaluadores su participación en la revisión de los trabajos recibidos y espera seguir contando con su valiosa colaboración.

Antonio Aguado de Cea (ETS CAMINOS - UPC, Barcelona)	Enrique González Valle (UNTEMAC, Madrid)
Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)	Ignacio Granell Vicent (ETS CAMINOS - UPM, Madrid)
Juan Luis Alcalá Sánchez (UPES, Madrid)	DaGid Izquierdo López (CONSTRUCCIONES SANDO, Madrid)
Juan Jesús Ricarez Andrés (DRAGADOS, Madrid)	JaGer León González (FHECOR, Madrid)
Rngel Aparicio Bengoechea (ETS CAMINOS - UPC, Barcelona)	Rafael López Palanco (ETS ARQUITECTURA, SeGilla)
José MPArrieta Torrealba (PROES, Madrid)	José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)
Juan Carlos Arroyo Portero (CALTER, Madrid)	Antonio José Madrid Ramos (PROES, Madrid)
Miguel Rngel Astiz Suárez (ETS CAMINOS - UPM, Madrid)	Antonio Marí Bernat (ETS CAMINOS - UPC, Barcelona)
AleE Barbat Barbat (ETS CAMINOS - UPC, Barcelona)	José Luis Martínez Martínez (INES Ingenieros, Madrid)
Manuel Burón Maestro (ECA, Madrid)	Julio Martínez Calzón (MC2, Madrid)
Antonio Carnerero Ruiz (BRISSA, Madrid)	Francisco Millanes Mato (DEAM, Madrid)
Luis Casas López-Amor (ARQUING, Madrid)	Francisco Morán Cabré (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)
Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)	Luis MPortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)
Ramón del CuGillo Jiménez (Ingeniero de Caminos, Madrid)	Miguel Ortega Cornejo (DEAM, Madrid)
Manuel Fernández CáoCas (ETS CAMINOS - UPM, Madrid)	Antonia Pacios Ricarez (ETS INDUSTRIALES - UPM, Madrid)
Jaime Fernández Gómez (UNTEMAC, Madrid)	Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)
Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)	Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMRN, Madrid)
DaGid Fernández-Ordóñez Hernández (PREFABRICADOS CASTELO, Madrid)	Luis Peset González (DRAGADOS, Madrid)
SilGa Fuente García (CARLOS FERNANDEZ CASADO, Madrid)	Florencio del Pozo Vindel (PROES, Madrid)
José Manuel Gáligo EstéCez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)	Jordi ReColtós Fort (EIPSA, Madrid)
Jaime C. GálCez Ruiz (ETS CAMINOS - UPM, Madrid)	JaGer Ripoll García-Mansilla (URCI, Barcelona)
Marta García Guillot (INES Ingenieros, Madrid)	Fernando Rodríguez García (FHECOR, Madrid)
Gian Carlo Giuliani (REDESCO PROGETTI SRL, Milán, Italia)	Jesús Rodríguez Santiago (DRAGADOS, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)	Ana M. Ruiz-Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)
Miguel Gómez NaCarro (ES ARTE, ARQUITECTURA - UEM, Madrid)	RiCaro Serrano Corral (MC2, Madrid)
	Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST, MORENO, Madrid)
	Julio Vaquero García (PAC, Madrid)
	Luis Villegas Cabredo (UNIVERSIDAD 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 (incluye noticias, anuncios, normas de publicación, etc.)	459	100
Número total de páginas publicadas de artículos originales e inéditos	358	78
Plazo medio de publicación (desde recepción hasta publicación)	248	días naturales
Plazo medio de eCaluación (desde recepción hasta aceptación o rechazo)	108	días naturales
Plazo medio de eCaluación (desde enCio 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	

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 esGajes mediante pérgolas resulta la tipología más eEten-
dida al permitir, en comparación con otras soluciones posibles, una reducción de las luces a salCar. Sin
embargo, si no se cuidan su concepción global y los detalles constructiCos, frecuentemente las pérgolas se
conGerten en una opción poco afortunada, tanto desde el punto de Gsta estético como estructural. A traCés de
tres realizaciones se pone de manifiesto la Cersatilidad formal y funcional que puede presentar esta tipología
estructural, demostrando cómo una solución consistente en su conjunto y en los detalles puede llegar a digni-
ficar estas estructuras sin incrementar de forma significatiCa los costes. Las pérgolas presentadas abarcan desde
el tablero in situ armado o pretensado hasta las soluciones de Ggas prefabricadas con continuidad, adaptando
la tipología del tablero y la cimentación a las circunstancias particulares de cada caso. Finalmente se recogen
algunas consideraciones relatiCas al análisis estructural y a la aplicación del método de los campos de tensiones
al dimensionado de los detalles estructurales.

Palabras clave: esGaje, pérgola, detalles constructiCos, 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.

U) ICCP. CESMA Ingenieros, S.L. (Madrid, España).

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

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

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 Gales bajo un esGaje acusado. A esta situación contribuyen también los eEigentes parámetros impuestos al trazado ferroviario, que obligan a adoptar curCas de grandes radios que condicionan el ángulo de cruce. Frente a otras alternativas, como salCar el cruce con un G ducto de luz importante o bajar la rasante de la plataforma del Gal 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 eEigentes, principalmente de tipo geométrico y constructivo.

En las pérgolas, la luz mínima a salCar está definida por el ancho de la plataforma del Gal inferior, al que se añade un resguardo que es función del tipo de Gal (Carretera, autoCía o ferrocarril). Este resguardo se establece por seguridad frente a posibles impactos, para permitir la continuidad de las cunetas o como preCisión de una futura ampliación. En el caso de una autoCía 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 eEigido por la autoCía. Con esta segunda opción se logra además reducir la longitud total de la estructura.

Sin embargo, esta situación puede variar en función de las eEigencias de la administración responsable del Gal inferior, que puede llevar a impedir la ocupación de la mediana (en caso de autoCías) o a la disposición de amplios resguardos respecto a los bordes de la plata-

forma, preGendo 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 Gal 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 eEcaCiones en las proEimidades 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-LeCante (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 autoCías ha consistido en un tablero de Ggas 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.



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 autoCía se puede resolCer de dos formas por 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 serCicio 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 conCincente que se eEplica mal y se entiende peor desde el punto de Gsta del usuario de la autoCía, para el que la Gsión del conjunto de estructuras resulta muy poco atractiCa. Si además, como ocurre con relatiCa frecuencia, es necesario construir más de una pérgola en un espacio reducido para salCar Carios 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 salCar 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 salCar los Canos principales sin necesidad de incrementar el canto de tablero de los Canos tipo Ufigura 2).

En muchos casos, la solución pérgola para resolCer 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 salCar grandes luces, eGitando elementos de grandes dimensiones que, a menudo, resultan toscos para el obserCador. 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 Cehículos. En los casos en que el Gal inferior es de nueCa 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 Cía 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 transCersal 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 Cía izquierda de la línea de alta Celocidad de Madrid a Toledo sobre la línea del AVE Madrid-SeGilla 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 Cía 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 Cía. La Cía 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 Celocidad Madrid-SeGilla mantiene un gálibo horizontal de 16,00 m entre caras de estribos y un gálibo Certical de

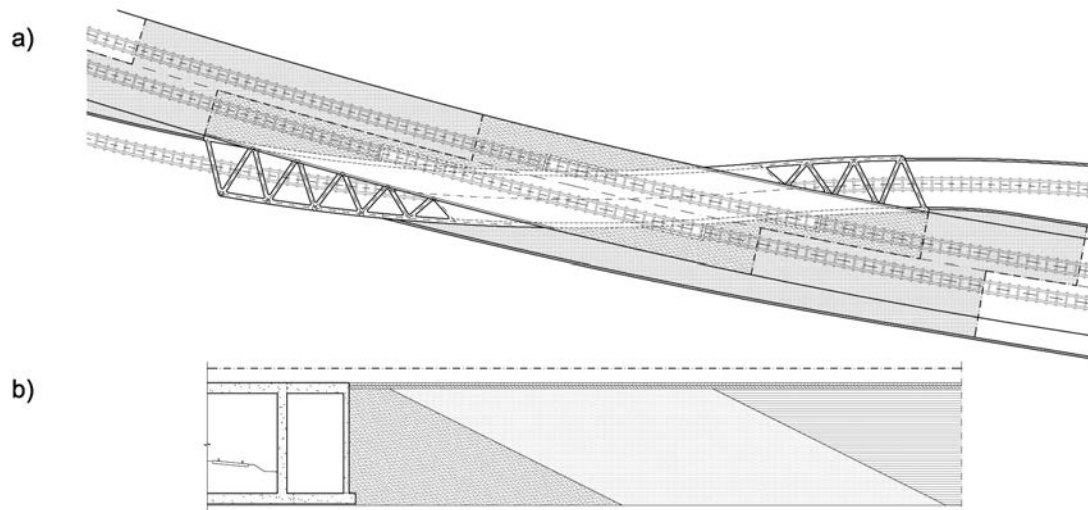


Figura 3. Cuñas de transición en la pérgola en la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga; a) Planta; b) Sección longitudinal

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

El tablero, formado por vigas prefabricadas a pie de obra y una losa de hormigón armado de 0,30 m de espesor ejecutada sobre prelasas 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 velocidad Madrid-Sevilla. Además del apoyo del tablero, los muros permiten la contención de tierras que forman los terraplenes de apoyo de las plataformas de las vías 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

vías del tren y de la disposición de los rellenos de tierra, que son asimétricos y de altura variable a lo largo de la estructura dando lugar a empujes diferenciales sobre los muros, los esfuerzos solicitantes en los nudos entre vigas y muros pueden producir tracciones tanto en su cara exterior como en la interior.

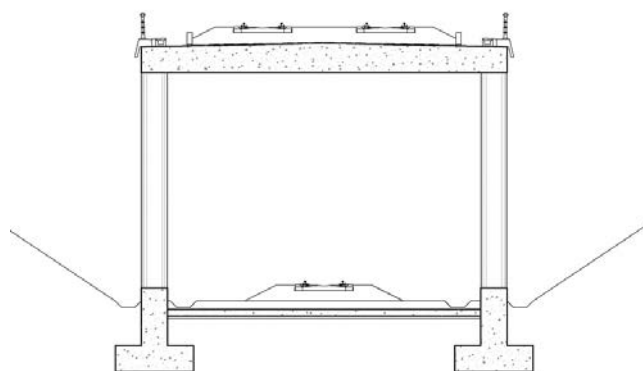
Las vigas del tablero, dispuestas a separaciones variables entre 2,60 m y 5,20 m en función de las cargas transmitidas por los estribos en cada zona, son de sección rectangular. Cuentan con un ancho de 0,45 m y con un canto variable, con su cara superior siguiendo el bombeo del 2% necesario para la evacuación de las aguas pluviales. De esta forma, el canto varía desde 1,00 m en los extremos a 1,17 m en la sección central. Para el hormigonado del tablero se proyectaron 31 tipos diferentes de prelasas, 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



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 Ggas y el muro se obtuvo una estructura monolítica. El pretensado de las Ggas se dimensionó para resistir los esfuerzos producidos en este empotramiento, que se ven 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 Gga de atado centrada bajo los estribos. Los pilotes, de 1,25 m de diámetro, se distribuyen a separaciones variables 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 Gga de atado, de 1,75 m de ancho y 1,25 m de canto, se hormigonó sobre el terreno para evitar que su ejecución afectara al tráfico de la línea existente. Además, fue necesario realizar un saneo del terreno comprendido entre 2 y 3 m, rellenando dicha

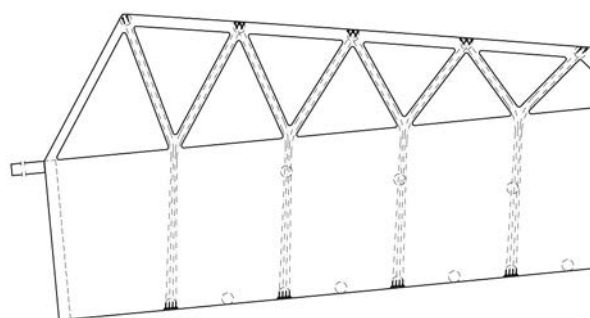
profundidad con material seleccionado para ser Gr de cemento al terraplén de la plataforma de la Gga.

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

El gran esGaje del cruce de las líneas Madrid-Albacete y Madrid-Valencia del acceso ferroviario de alta Velocidad a LeCante en Motilla del Palancar requirió 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 ferroviaria 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

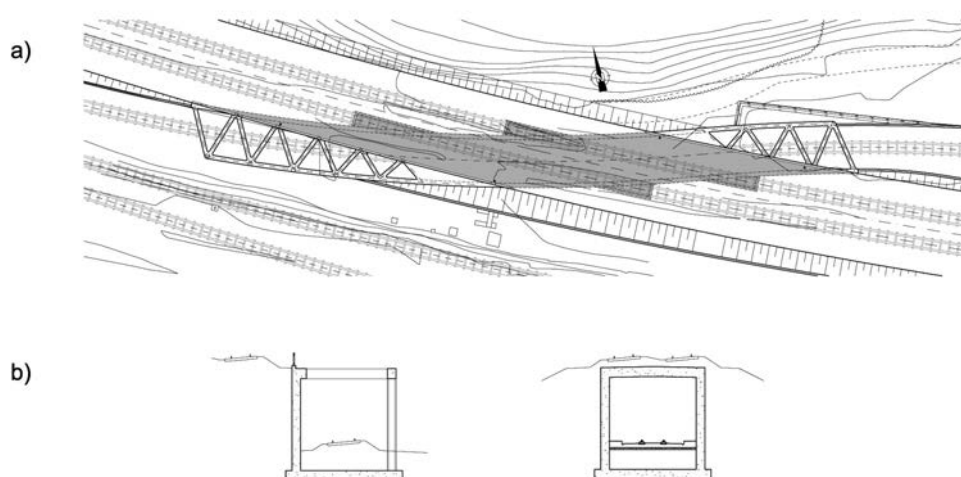


Figura 7. Pérgola en la L.A.V. Córdoba-Málaga en Málaga; a) Planta; b) Secciones transversales

La losa y las celosías, formadas por un entramado de Ggas 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 pluGales. De esta forma, el canto Caría desde 1,00 m en eÉtremos a 1,14 m en la sección central. Las Ggas, 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 Gga 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 Ggas. Dentro de la losa, los tendones de las dos Ggas 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 Ggas (Figura 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 Gía de acceso al Taller Central de Reparaciones (TCR) de Málaga-Los Prados se realiza mediante una pérgola de 106 m de longitud que resuelCe el cruce de las dos Gías bajo un ángulo de 15,974^º (Figura 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 Ggas que forman una triangulación en planta (Figura 8). Las Ggas, de sección rectangular de 0,70 m de ancho y 0,80 m de canto, tienen una longitud Cariable. Tanto la losa como las Ggas cuentan en alzado con un bombeo del 2% para la eCacuación de las aguas pluGales.

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



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 extremos de los nervios de la losa y se encuentran unidas en cabeza por una viga de atado con las mismas dimensiones que las vigas del tablero.

Las cuñas de transición se realizan mediante bloques técnicos a fin de reducir el riesgo de asentamientos diferenciales entre terraplén y estructura (Figura 3). Bajo las dos vigas de la plataforma ferroviaria 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 viga (Figura 7a). Unos muros de 0,40 m de espesor que se empotran en los estribos sirven 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 (Figura 7b).

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. Metodología

En general, el carácter claramente espacial de este tipo de estructuras elimina la posibilidad de establecer mo-

delos sencillos de pórticos planos. La correcta modelización de todos los elementos de la estructura exige el empleo de modelos tridimensionales (Figura 9). En ellos, para poder calcular los esfuerzos en la cimentación, se reproduce la deformabilidad del terreno, tanto vertical como horizontal, por medio de muelles. La modelización del terreno también debe tener en cuenta la presencia de las cuñas de transición en traspados 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 movimiento contra el traspado.

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 cálculos se emplean para la comprobación de cada uno de los estados límite. Además, la existencia de zonas singulares (nudos, etc.) debe ser analizada de forma particular (apartado 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 calcular 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 alcanzados de carga.

- En estado límite de servicio (ELS) se consideraron las rigideces brutas de las secciones de pilas y estribos en toda su altura. En las zonas extremas de empotramiento de las pilas en las zapatas y la losa se dispusieron cercos muy próximos con objeto de zunchar el hormigón y garantizar un comportamiento elástico en condiciones de servicio.
- En estado límite último (ELU) 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 evaluación

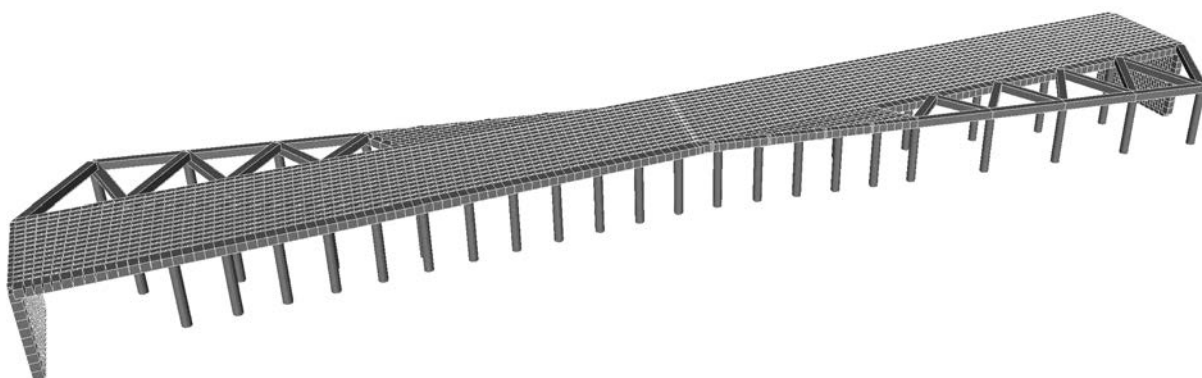


Figura 9. Modelo general de cálculo de la pérgola en la L.A.V. Madrid-Levante en Motilla del Palancar.

de los coeficientes de impacto para los trenes de carga ferroviarios. 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 transversal de apenas 8 m, la dificultad mayor del análisis de esta estructura fue la evaluación del coeficiente de impacto, que alcanzó un valor 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 viga para los pilotes y las vigas prefabricadas del tablero.

Como paso previo, con el objetivo de validar los resultados, tanto de esfuerzos como de deformadas, se realizó un análisis comparativo 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 vigas. El segundo modelo simplifi-

cado 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 viga con elementos placa por un elemento lineal tipo viga, 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 definitivo, las vigas prefabricadas del tablero se representaron con un ancho eficaz que coincide con el valor mínimo entre los siguientes:

- Un cuarto de la luz, siendo la luz la distancia entre apoyos o entre puntos de inflexión de la deformada longitudinal.
- La distancia entre ejes de vigas.
- Doce veces el espesor de la losa.

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

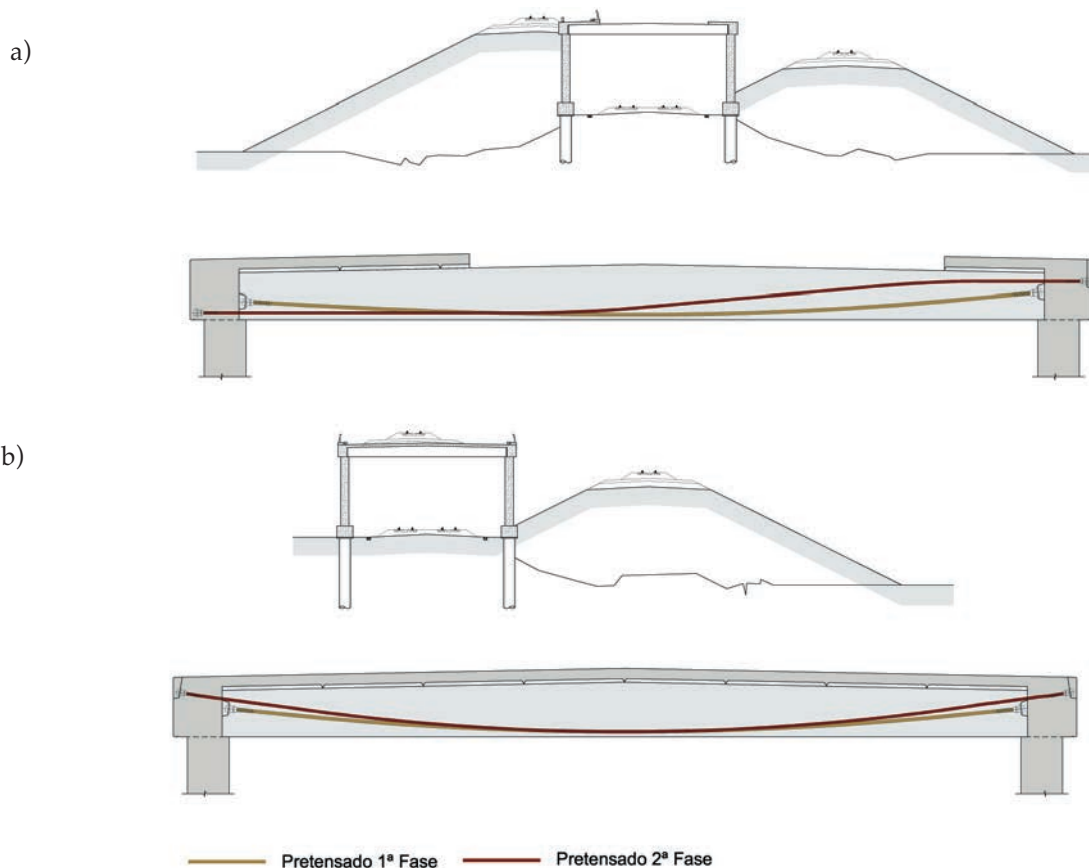


Figura 10. Secciones transversales y pretensado de las vigas de la pérgola en la L.A.V. Madrid-Toledo en Alameda de la Sagra; a) Zonas extremas; b) Zona central

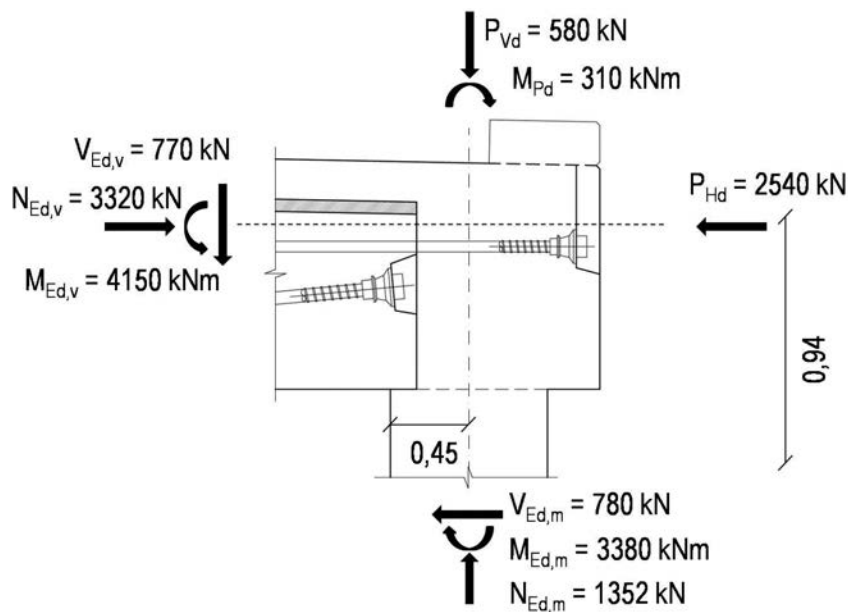


Figura 11. Esfuerzos solicitantes en la unión muro-viga con tracción en el lado exterior

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 Vigas 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).

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 conveniente reformular de la siguiente manera el teorema estático de la teoría de la plasticidad

“Se selecciona un campo de tensiones que cumpla con las condiciones de equilibrio y de borde. Las dimensiones de las secciones transversales y de la armadura se deberán determinar de tal forma que la resistencia supere o iguale las correspondientes fuerzas internas en todos los puntos”

Para que se cumpla la condición estática de plasticidad en el contexto de este método, el valor 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 valor de las tensiones paralelas a uno y otro lado de la línea, mientras que las tensiones normales y tangenciales, respectivamente, 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 equivalente [2]

$$f_{ce} = 3,1 \cdot f_{ck}^{2/3} \leq f_{ck} \quad (1)$$

f_{ck} Valor característico de la resistencia a compresión en N/mm^2

La capacidad resistente del hormigón dentro de una estructura o un elemento estructural depende decisiva-

mente del estado de deformaciones laterales impuestas. Para tenerlo en cuenta se introduce una resistencia plástica efectiva [2]

$$f_{ce} = k_c \cdot f_{cp} \quad (2)$$

k_c coeficiente para la determinación de la resistencia efectiva 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 través del hormigón fisurado con deformación diagonal impuesta, por ejemplo en el alma de una viga, el valor adoptado es de $k_c = 0,6$.

La resistencia a tracción del hormigón, finalmente, no se tiene en cuenta. Efectivamente, 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]

- 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 constructiva de las armaduras y de los dispositivos 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 verifica 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 provoca un estado autoequilibrado. De acuerdo con este punto de vista, se

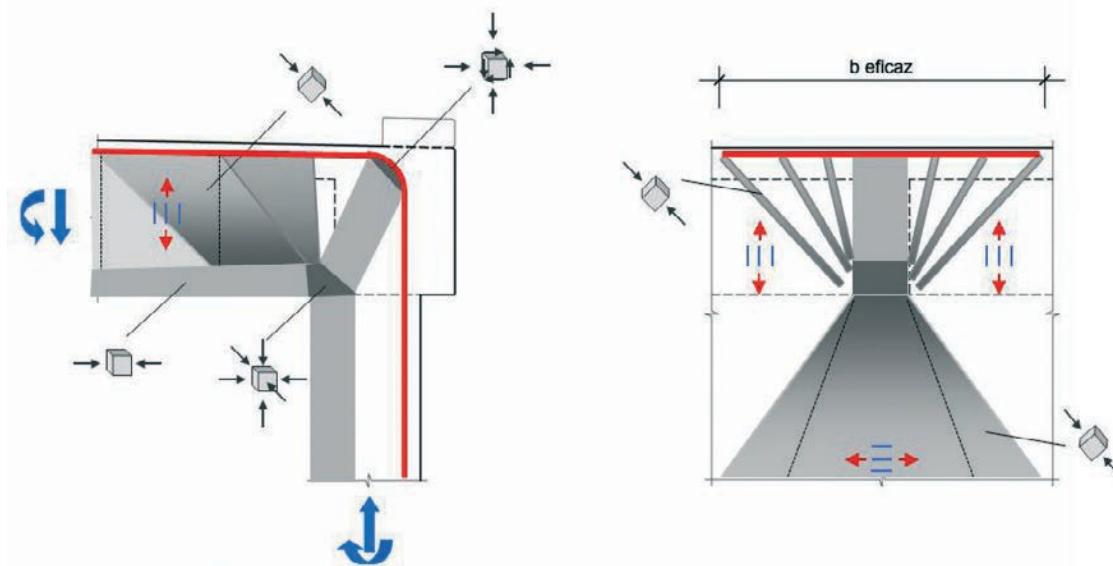


Figura 12. Representación esquemática del comportamiento de un nudo entre una viga con losa superior y un muro para el caso de tracción en la cara exterior; a) Sección; b) Alzado desde el exterior del muro.

podría tratar como una armadura pasiva 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 exteriores 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 constructiva y el dimensionado de los detalles estructurales en la zona de la introducción de las fuerzas. Según este segundo enfoque, aparte de las fuerzas exteriores debidas al pretensado, las únicas fuerzas en los tendones serían las variaciones producidas por las cargas. De esta manera, los tendones de pretensado se pueden tratar como una armadura pasiva con un valor nominal de la resistencia a tracción de $(f_{pk} - \sigma_p)$, donde f_{pk} es el valor 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 exterior del nudo en la zona con una separación entre vigas de 5,2 m. De acuerdo con el procedimiento establecido en el apartado anterior, tanto la viga como el muro se han dimensionado previamente según la teoría clásica de la resistencia de los materiales. Queda por dimensionar el nudo entre ambos. Del análisis estructural se deducen los valores de cálculo de las solicitaciones relevantes 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 pasiva y activa que, a su vez, son el resultado del dimensionado de estos elementos. Los aspectos más relevantes de este comportamiento se representan esquemáticamente en la figura 12.

Debido a que la viga y el muro tienen diferentes secciones, el diseño de la fuerza de tracción de la armadura activa también la adherencia entre la biela de compresión y la armadura (figura 12a). El equilibrio sólo es posible para una determinada curvatura de la armadura que, por la falta de simetría, no es circular. Eso podría conducir a problemas en casos extremos con inclinaciones pequeñas de la biela de compresión y radios grandes de la armadura, situaciones que se deben evitar.

La fuerza de compresión inducida por el momento flector del tablero está concentrada en el ancho de la viga. Esta fuerza se debe equilibrar con la fuerza de tracción en las armaduras situadas en la cara exterior 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 vertical de la viga, lo que conduce a una fuerza de tracción en dirección transversal al eje de la viga.

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 viga y vertical en el muro se encuentran en la zona nodal de la cara interior del nudo, donde

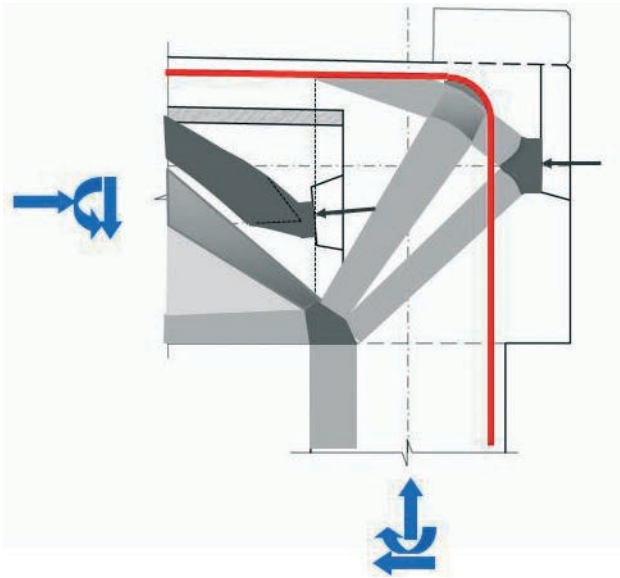


Figura 13. Modelo de campos de tensiones en el nudo con tracción en la cara exterior

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 exterior 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 pasiva situada en la cara exterior del nudo.

La parte superior de la biela diagonal puede ser certificada con una tensión correspondiente al calor de cálculo de la resistencia plástica equivalente, $f_{ce,d} = f_{cp} / \gamma_c$, siendo γ_c el coeficiente parcial para la resistencia del hormigón, ya que el hormigón se encuentra en una situación de compresión uniaxial sin tracciones transversales. La parte inferior, por el contrario, debe ser certificada con una tensión de $f_{ce,d} = 0,6 \cdot f_{cp} / \gamma_c$ al existir una tracción oblicua al campo de compresión.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo de las estructuras tipo pérgola está condicionado principalmente por la necesidad o no de mantener el tráfico del gal inferior durante la construcción. En el caso de las pérgolas situadas en Motilla del Palancar y Málaga, la inexistencia de tráfico por el gal inferior permitió la construcción mediante cimbras convencionales apoyadas en el terreno.

Por el contrario, el cruce de la estructura de Alameda de la Sagra sobre la vía existente de ferrocarril Madrid-Sevilla obligó a adoptar una serie de medidas durante el proceso constructivo para no afectar al tráfico ferroviario. Previamente a toda actuación se protegió la línea con una serie de elementos auxiliares dispuestos paralelamente a la plataforma existente, respetando el galileo reducido exigido 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-Sevilla. De esta forma, además de constituir un cimiento para los terraplenes de la nueva línea Madrid-Toledo, sirvió 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 grúas se montaron mediante grúas móviles situadas en el exterior de la plataforma ferroviaria Madrid-Sevilla en horario nocturno sin necesidad de realizar cortes de tráfico en la vía en servicio. 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 vía derecha e izquierda de la línea Madrid-Toledo.

6. CONCLUSIONES

La resolución de cruces a distinto nivel bajo grandes esgajes 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 conlleva en una opción poco afortunada, tanto desde el punto de vista estético como estructural, particularmente en el caso de emplear elementos prefabricados.

A través 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 significativa los costes.

REFERENCIAS

- [1] MAC GREGOR J.G. "Challenges and changes in the design of concrete structures" *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.] Birkhäuser, 1997. 143 p. ISBN 3-7643-5491-7.
- [3] EHE. *Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1998. ISBN 84-498-0390-0.
- [4] MUTTONI A., FERNÁNDEZ RUIZ M. "Dimensionamiento y certificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones" *Hormigón y Acero*, 2007, nº 243, p. 93-102.

DATOS TÉCNICOS			
	NueCo acceso de AV a Toledo	NueCo acceso de AV a LeCante	Línea de AV Córdoba-Málaga
Ubicación	Alameda de la Sagra (Toledo)	Motilla del Palancar (Cuenca)	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

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 weight of the cross-sections that would be needed to meet railway bridge stiffness requirements obviating 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 up to 80/100 m, composite lattices are used instead of (box- or TDo-girder) solid web composite lintels. This lightens the weight 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 TDo-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 aerial flexibility and load weight 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 Gable Values.

The new viaduct over the Riber Ulla, in progress since early 2009, is the most singular structure on the Atlantic High Speed AEIS. 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, like those to meet strict boundary conditions: the 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

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 new Delicias Station at Zaragoza entailed reorganizing the railway approaches to the city. The project entailed building a flyover that would span all the tracks in the yard, including the Madrid-Barcelona high speed line located in the vicinity of the station, to connect the main railway network, the roundhouse and the rolling stock depot.

Economic criteria were among the considerations that had to be taken into account in the structural design, for the bridge was to be removed after a relatively short service life. Another important issue was aesthetics, given the proximity of the bridge to Delicias Station and growing public sensitivity that demands structures that are not only functional, but aesthetically satisfying.

This bridge was designed in accordance with the principle that form is a direct result of functional requirements and site-imposed conditioning factors. The steel-minimising, concrete and composite members were chosen for the bridge were designed to adapt their characteristics to structural function, minimising geometric dimensions and maximising strength and stiffness.

The bridge has two 25-m long side spans and two 37-m long centre spans, for a total length of 124 m. Its 8.2-m wide deck comprises two composite girders spaced at 5.2 m and connected by a 0.3-m thick reinforced concrete under-slab that cantilevers 1.5 m off each edge. The railway platform, an Iberian gauge slab track for manoeuvring only, runs between the longitudinal girders that project upwards from the slab, forming a physical barrier to protect maintenance staff from railway traffic.

Each longitudinal girder rests on circular composite piers with a variable diameter, aligned with the tracks and skewed with respect to the deck, which they rise 4.4 m. The girders are continuous over the piers. Their bottom flanges broaden at the connection with the piers for constructional reasons and to facilitate the flow of the negative bending moment-induced compression forces around the intermediate pier shafts. With the two stiff stays that connect the top of each pier shaft to the respective girder, generating elastic intermediate supports, girder depth could be limited to 800 mm.

The point of fixity from which the bridge resists horizontal actions is located on the east abutment, a gravel-filled reinforced concrete caisson. In this arrangement, the longitudinal forces are balanced with prestressed cables anchored to the top slab on the abutment. The deck and pier shafts form a portal frame-type structure that ensures transverse stability in the deck. Together with 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 behaviour of the connections between members, which were dimensioned using the stress field method, whereby force paths can be plotted in structures.

Particular attention was paid to construction detail design. Load transfer from the longitudinal girders to the stiff ties was achieved with prestressed screw-bolted joints that afford higher fatigue strength than welded joints. The ties are continuous across the piers. Vertical loads are transferred to the head of the pier by contact pressure. The difference between the horizontal components of the tensile forces in each leg of a girder tie is transferred to the pier head by friction. Nonetheless, for reasons of structural sturdiness, the connection between ties and piers was reinforced with prestressed high strength steel bars.

A simple method was used for overall analysis and dimensioning. Applicable to composite bridges, it analyzes the effects of actions and strength separately, thereby ensuring ductile structural behaviour.

* 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

(1) CESMA Ingenieros, S.L. (Madrid, Spain).

Corresponding author: cesma@cesmaing.com

Translation: Margaret Clark

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 Railway 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 need use involved reorganising and adapting the railway facilities, updating access and security conditions pursuant to the legislation in force and strengthening the existing 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 improvements in vertical communication with the platforms, which called for cutting out of the existing structural floor.

Cutting through the ribs of that existing pre-stressed concrete slab to form the openings entailed securing the prestressed tendons. To retain prestressing effectiveness in the rest of the structure, anchors were built around the edge of the openings to re-stress the tendons at the new endings.

The ribs around the opening were strengthened by bolting steel plate to the constituent concrete.

The plans for enlarging the hotel located over the station also called for strengthening all the existing columns affected by the magnitude of the final vertical loads envisaged, which rose significantly, to values ranging from 40 000 to 100 000 kN per column.

Strengthening consisted of wrapping the columns with concrete or steel, reforming their crowns, replacing the bearings and fortifying the foundations by enlarging the caps and connecting them to existing caps or diaphragm walls with prestressed bars. The entire system rests on micropiles driven through the concrete, where 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 carrying the access and departure curbs layout in ways that affected the platforms. This in turn meant eliminating the columns, located alongside or within the platforms involved, that support the lobby floor or the access roads into the station.

Where the foregoing involved a minor shift in column position, corbel columns were designed to receive 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 few cases where the new shaft had to be placed at a distance too long for the corbel solution, new columns were 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 removed from the station beams in areas where neither the corbel columns nor the portal frames described above could be built. Such columns were replaced by powerful steel beams with spans of up to 34 metres that rest on existing adjacent walls or columns and receive the slab bearing approximately at mid-span. These beams were dimensioned for the loads supported by the columns to be demolished, which ranged from 9 000 to 13 000 kN.

New track 14 and its respective platform were built between the seaside of the perimeter wall enclosing the station and the wall forming the new car park building. The track and platform are roofed by a structural slab that rests on these new walls.

The heavy local loads on the perimeter columns were accommodated by partially demolishing the top of the wall and building a concrete beam tightly hooped with tie bars in its place. The top of the wall in contact with the beam was likewise reinforced with prestressed transverse bars.

Wall permeability is ensured by large, steel plate-strengthened openings.

The foundations were strengthened primarily with micropiles. A total of nearly 100 000 m of 21- to 23-metre micropile were built.

Four load tests were conducted to analyse micropile performance, in which these members were instrumented with strain gauges along their entire length and tested under a maximum 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.

(1) Dragados, S.A. (Madrid, Spain).

Corresponding author: lpesetg@dragados.com

Translation: Margaret Clark

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 box girder designed for push-launch construction.

Both cross Dided Calleys Dith a steep drop in the centre, calling for Cery long bridges 732.40 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 maximum 75-m span.

The Variability in the hillside slope determines the co-existence of Cery tall piers (69 m in the Río Deza and nearly 70 m in the Anzo 2 Viaduct) and short-to-medium piers (from 15 to 40 m high). Their hollow octagonal cross-section is constant (5.70 m Dided by 3.80 m deep) except in the piers over 50 m tall, in Dwhich the cross-sectional dimensions Cary linearly Dith height and 1/40 cross-Dise and 1/90 length-Dise. The piers Dere built Dith 5-m high climbing forms.

One of the distinctive elements in these Gaducts is the abutments from Dwhich the incremental launching operations Dere conducted. In Anzo 2 the abutment also served as a point of fixity 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 prevented abutment slippage Dhen the point of fixity Das subjected to the maximum load.

The structural layout of the Río Deza Viaduct is of particular interest. The rised bed is spanned by an ogee arch that also serves as the point of fixity 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 between the supports. The shape of the arch is the compromise antifunicular curve 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 vertically (braced against the adjacent piers) and then lowering it into place by rotating the springers. Spanning 131.50 m between springers, the arch on the Río Deza Viaduct is the third largest built using the vertical rotation procedure, worldwide.

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 maximum bending stress (20 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.

(1) Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF). (Madrid, Spain).

(2) APIA (PI) and Universidad de Cantabria (Santander, Spain).

(3) APIA (PI) (Santander, Spain).

Corresponding author: oramos@apia.es

Translation: Margaret Clark

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 curves, in the plan view, on a radius of 7 500 m. The deck is designed to carry two tracks.

The layout runs perpendicular to the River Lamas riverbed and at a 46.5° angle with motorway AP-53, which crosses during viaduct construction. The longest span measures 80 m, the length needed to cross the motorway without building piers in the central reserve and ensure a minimum impact on the earthfill supporting the roadway. With the solution chosen for the deck, a composite concrete and steel box girder, the viaduct could be built over the motorway virtually without affecting traffic, for the entire box girder arch deck was set into position in a single, brief operation.

The depth of the composite box girder is a constant 3.0 m across the entire viaduct, 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 box girder in the 80-m span over the motorway. The girder is made of S355J2G3 steel and measures 14.0 m wide at the top and 5.50 m wide at the bottom. The webs, which slant outward from the bottom deck, are spaced at 7.0 m at the top.

The design of the box girder deck in the 80-m span (span 4) that crosses the motorway is the same as in the rest of the viaduct, i.e., it is continuous between 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 avoids longitudinal discontinuity in the viaduct. In this span, the transverse frames placed in the section where 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 (centreline to centreline), while the span is 80 m. Their curve is an arc on a circle with a 66.0-m radius. The closed cross-section is 1.50 m square with a 0.45-m recess on all four sides. The parallel arches are spaced at 16.0 m centres and skewed with respect to the motorway. They are tensioned by fairly shallow (on the order of 10 m deep) longitudinal side girders. These box girders also anchor the vertical hangers, which lie on a single plane both from the transverse elevation view of the viaduct and as viewed from the motorway below.

The nine standard hangers in each arch range in length from 6 to 14 m. Each hanger contains 27 to 31 15.7-mm (for an area of 150 mm²), 1860 individual steel wires, treated with three coats of anti-rust agents.

The hangers were precast at the worksite prior to assembly. To prevent the wedges from sliding during initial construction, they were pre-tensioned at a stress amounting to 45 % of the ultimate cable stress.

Construction of span 4 (the arch span), which crosses the motorway merits specific mention. This 11 000-kN structure was built on a site near its final position and then set in place with ultra-modern hydraulic platforms and high strength towers, 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.

(1) Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF) (Madrid, Spain).

(2) APIA S.A. and Universidad de Cantabria (Santander, Spain).

(3) APIA S.A. (Santander, Spain).

Corresponding author: oramos@apiaEEI.es

Translation: Margaret Clark

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 development in Spain in recent years has led to the construction of sharply skewed overpasses to span existing rail days. By reducing spans to the minimum possible value, pergolas are the least costly and consequently the most commonly used of the various alternative solutions. The boundary conditions in such structures, primarily in connection with geometry and constructional issues, are very demanding, however. Where construction may not interrupt traffic on the railway below, the design should preferably engage the use of precast members whose assembly impacts traffic in only one direction at a time and pile foundations that minimize excavation.

These pergolas can be designed with no significant increase in cost by adopting simple measures such as concreting joints for monolithic construction, designing forms with 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 drew from these basic ideas.

- The left track on the Madrid-Toledo high speed line spans the Madrid-Seville line on a pergola viaduct at Alameda de la Sagra. The deck, consisting of beams precast on site and a 0.30-m thick reinforced concrete slab poured over precast composite slabs and positioned in the rail passage way, is restrained by side walls resting on pile foundations. The beam-wall joint was cast in concrete to obtain a monolithic structure. Beam prestressing was dimensioned to withstand the stress generated at the restraints, which rises with time due to creep.
- The pergola built to accommodate the skewed alignment on the crossing between 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 framework of rectangular beams with the same depth as the slab, are joined to the slab in such a way as to constitute a transversally prestressed monolithic system that rests on circular piers and closed abutments on the two ends. As the vertical 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 which, outside the overpass area, is lightened with triangular plan beams. Both members are restrained at the side by the supports and walls in the overpass area and circular section piers elsewhere.

The clearly spatial nature of this type of structures rules out the possibility of developing 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 with elastic calculations, assuming action overlap.

The existence of singular areas must be analyzed separately. The article describes the reinforcing bars used at the beam-wall node on the Alameda de la Sagra pergola as a practical example. The stress field that defines the forces flowing across the node is determined on the grounds of the geometry of the members joined and the arrangement of the passive and active reinforcement resulting from their dimensioning. This is then used to obtain the design values of the stress that can be transferred from the beams to the walls for subsequent comparison to the values 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.

U) CESMA Ingenieros, S.L. (Madrid, Spain).

Translation: Margaret Clark

Corresponding author: cesma@cesmaing.com

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 avances 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 experiencias 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 relativos 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 nuevos, la correcta definición de las acciones, los problemas de diseño y construcción, así como el estado del arte en las técnicas de ensayo e investigación.

Los diferentes temas del Congreso se reflejan en la siguiente tabla, con un recuerdo explícito 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	"Arquitectura"
Ensayos in situ y en laboratorio	Rehabilitación estructural
Análisis estático y dinámico	Historia de la construcción
Evaluación y análisis in situ	Investigación en nuevos 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 Web para ofrecer información más detallada del Congreso, seguir el estado de los resúmenes y temas en desarrollo, registrarse como asistente, etc.

El enlace es:

www.sewc-worldwide.org

especificando la referencia **SEWC2011 – Italy**

A través de este enlace también se accede a las páginas Web de los patrocinadores del evento.

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias y conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad podrán clasificarse como Artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los Artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos, o ambientales de las mismas.

Además de los Artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

La revista se imprime en blanco y negro salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción de entre los artículos que seayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Solo podrá solicitarse la publicación de Artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se aceptan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que ACHE no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4. PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la revista *Hormigón y Acero* deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

- Escrito solicitando la publicación de la contribución en cada caso, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.
En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:
 - Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.
 - Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.
- Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso entregar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..

- Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.
- Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (p.ej. Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figuras: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Freehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Illustrator. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (.doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución, es la siguiente:

Para envíos postales:

Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
AC Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

Para envíos por correo electrónico:

secretaria_revista@e-ache.com

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras.

Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figuras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. Formato del texto

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

Las tablas no deben duplicar información o resultados incluidos en el texto de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. Gráficos, figuras y fotos

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deben tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.
- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 o 18 cm. de anchura. Esta circunstancia debe ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 píxeles por pulgada (20 píxeles por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deben ser claros, esquemáticos (sin excesivos detalles) y deben contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incompreensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (p. gr. la l y el uno U); la O y el cero 0); la K y la k, etc.).

5.7. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.8. Estructura general de las contribuciones

En la página Deb de la Revista hay, a disposición de los Autores, una plantilla en Word (doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema

Título El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades, indicando la ciudad y el país.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del Artículo en las bases de datos.

Texto del artículo Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional

a) *Referencias a artículos publicados en revistas:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del Volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) *Referencias de libros:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo se requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores y filiación de los autores.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todos los artículos recibidos que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisados por al menos dos evaluadores externos, de acuerdo con los criterios de calidad de las publicaciones científicas seriadas.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en *Hormigón y Acero*. En caso de aceptación esta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7. CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la Revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de publicación" que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de *Hormigón y Acero*.

8. MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la Revista.

9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE entregará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del artículo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (máximo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (máximo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.

1. GENERAL

Hormigón y Acero, the official quarterly of the Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), Delcomes papers on ciGI and building structures and their constituent materials.

All architects, engineers and scientists interested in disseminating their eExperience and knoDledge 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 Dorks, or the operation, maintenance, rehabilitation or demolition of structures. They should deal essentially Dith scientific and technical questions, but they may also refer to the aesthetics or socio-economic or enGronmental releCance of structures.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the "ACHE CornerOsection of the journal. Such papers may consist in comments on articles in preGous issues of the journal, recommendations, reGised Cersions of standards and so on.

The journal is printed in black and Dhite, Dith the eCeption 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 preGously published and not under consideration for publication in other media are eligible for submission. Abstracts published on the subject and PhD theses Dritten by one of the authors are eCepted from this rule.

Authors must, under their oDn responsibility, secure Dritten permission to reproduce any material (eEt, pictures, tables and so on) published elseDhere. ACHE accepts no responsibility for prior copyrights to Dhich material receiCed may be subject.

The procedure for requesting publication of a manuscript is described in detail in Section 4 beloD. Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* must be Dritten in strict compliance Dith the rules set out in Section 5.

Manuscripts receiCed by ACHE that fail to comply Dith the submission procedure or drafting rules Dill be returned to their authors for reGision.

4. SUBMISSION OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION IN HORMIGÓN Y ACERO

Authors Dho Dish to contribute to *Hormigón y Acero* must submit the folloDing documentsm

- TeEt requesting publication of the manuscript submitted, Dhich entails acceptance of these Instructions for Authors.
 - This teEt must include the folloDingm
 - Full name of the corresponding author.
 - Corresponding author's mailing address, e-mail address, telephone and faE.
- Full manuscript (including figures and photographs) in .pdf format or on hard copy, in triplicate. Figures and photographs Dill be embedded in this file in the appoEimate size intended by the author and in the appoEimate position for the published Cersion, as indicated in Item 58.
- TeEt of the manuscript (without figures) in a Word Udoc) file (see Section 5 for details). Figures must be cited in the teEt and a list including their legends must be proGided at the end of the file.
- A separate file for each figure, in high resolution format (see 5.3) and named in a Day that clearly identifies the content (e.g., Figure 3). Any of the folloDing formats are acceptable for figures:mpost script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf and .dEf. Graphs generated by EEcel, Freehand Uersion 9 or higher), CorelDraD 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 folloDing addressm

For manuscripts submitted by post:

ReGista 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

For manuscripts submitted by e-mail:

secretaria_reGista@e-ache.com

5. PAPER CHARACTERISTICS AND STRUCTURE

5.1. Length

Articles should not be longer than 8 000 Uor 10 000 for featured articles(see Section 2 aboCe) or shorter than 3 000 Dords, eCecluding tables and figures.

Communications and comments may be no longer than 3 000 Dords eCecluding tables and figures, and may not occupy oCer siE 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, Dith 3-cm margins on numbered DIN A4 pages.

Tables should not duplicate information or findings giCen in the teEt.

If an article is chosen by the Editorial Board for publication as a featured article, the authors Dill also be asked to submit the full teEt (including figure and photograph legends) in English.

5.3. Graphs, figures and photographs

Graphs, figures and photographs must be consecutiCely numbered in the order cited in the teEt.

Figure numbers will include all graphs, figures and photographs, without distinction.

Figures and photographs Dill be referred to in the teEt Dith the Dord *Figure* folloDed by the respectiCe number.

Since most of the journal is published in black and Dhite, the folloDing recommendations should be borne in mindm

- Particularly Dhere original photographs are in colour, the colour contrast should be sufficient to clearly distinguish content and information Dhen printed in black and Dhite.
- CurCes 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 Dhen printed in black and Dhite.

The standard Didths used for figures and graphs in the journal, 8, 12 and 18 cm, should be borne in mind Dhen preparing photographs and figures.

Photo resolution, at the author's recommended size, must be 300 piEels per inch (appoEimately 120 piEels per cm).

Linear draDings and graphs, in turn, should be clear and schematic (not oCerly detailed) and teEt, numbers and symbols should be kept to a minimum. In any eCent, such information must be clearly legible at the size at Dhich the illustrations are to be reproduced in the journal. The inclusion of information not required to understand the contribution should, therefore, be aCoided.

Architect's and engineer's design draDings, in particular, are poorly suited to reproduction in the journal, for they tend to include much more information than strictly necessary, most of Dhich, moreoCer, is illegible Dhen the draDings are reduced to a size compatible Dith journal layout. Authors submitting such draDings Dil be requested to replace them Dith analogous figures more appropriate for publication.

5.4. Tables

Tables must be numbered consecutively in the order in which they are cited in the text. Where their position should be indicated. Tables must be titled.

Tables will be referred to in the text with the word *Table* followed by the respective number, and numbered separately from *figures*.

5.5. Units

Magnitudes will be expressed in International System (SI) units, pursuant to standards ISO 31002 and ISO 100002.

5.6. Equations and mathematical expressions

An attempt will be made to ensure maximum clarity and the use of expressions as concise as possible, without forfeiting comprehension. They will be identified by a number in parentheses positioned to the right of the formula.

Equations will be numbered consecutively and will be referred to in the text with the word *Equation* followed by the respective number.

Authors must choose a font type (Times New Roman or similar) in which Greek letters, subscripts and superscripts are readily identifiable.

Upper (capital) and lower (small) case letters and any other characters that may be misinterpreted must be clearly differentiated (e.g., the letter "I" and the number one "1"); the letter "O" and the number zero "0"; capital "K" and small "k" (and so on).

5.7. Citations

Citations in the text must be followed by a number between brackets to identify the paper cited in the references listed at the end of the article.

5.8. General structure

A Word (doc) template is available on the journal's website, which authors may download to prepare their manuscripts.

As a general rule, articles will be organized as follows:

Title: The title should be concise and explicit, clearly reflect the content of the paper and be provided in Spanish and English. The use of abbreviations and trade names should be avoided.

Authors and affiliation: The full name and surname of all authors will be given, along with their academic degree and the name of the centre or company where they conduct their activity, including the city and country.

Abstract: Bilingual (Spanish and English) 50- to 150-word abstracts are required for all papers.

Keywords: Five keywords will be provided in Spanish and English to facilitate article searches and classification in databases.

Text: The text will be structured into numbered sections and sub-sections or items. It should normally contain a brief introduction, the body of the article and conclusions or final comments, as well as acknowledgements, as appropriate.

Appendices: In scientific articles containing a substantial number of mathematical expressions, an appendix summarizing the notation used is recommended.

References: The references cited in the text will be listed at the end of the paper, furnishing all the information needed to locate the source. Where possible, the following international criteria should be followed:

a) Journal articles:

Authors' surnames and initials; title of the article; journal name; volume and issue number; date of publication; first and last pages.

b) Books:

Authors' surnames and initials; title; edition; publisher; year of publication.

Only the title, authors and authors' affiliation will be required for papers other than articles.

6. REVIEW OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION

All articles meeting the above requirements will be regarded by at least two independent referees, in keeping with the quality criteria governing scientific periodicals.

Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* will be accepted or rejected by the Editorial Board on the grounds of the referees' evaluation. Acceptance may, in any event, be subject to the introduction of any changes that the Board deems necessary for the manuscript to be publishable in *Hormigón y Acero*.

7. ASSIGNMENT OF RIGHTS

After a paper is approved by the journal's Editorial Board, the ACHE Secretariat will send the authors a "Publication Agreement" whereby they assign the copyright to the Association as publisher of *Hormigón y Acero*. This agreement must be signed by each and every one of the authors and returned to ACHE.

8. LAYOUT, PROOFS AND PUBLICATION

After acceptance of the final version of the manuscript and its format, ACHE will send it to the printer's for layout and preparation of the respective proofs.

Proofs will be sent to authors as a .pdf file for final approval or corrections, as appropriate.

Authors must return the proofs with their corrections in no more than 10 days; otherwise publication will be postponed to a subsequent issue of the journal. Corrections that entail a material alteration of the text or its structure will not be admitted.

After the possible errors in the proofs are corrected, the paper will be published in the journal.

9. REPRINTS

ACHE will send ten reprints of articles and the respective .pdf file to the corresponding authors, at no extra cost.

Article authors may order a larger number of reprints (not under 50) when returning the final version of their papers. They will be billed for the cost of these additional reprints.

When companies directly related to a featured article (design engineers, builders, technical consultants, subcontractors, suppliers and the like) publish advertisements in the issue of the journal in which it appears, they may order special reprints (minimum order, 50) of the featured article. In this case, the front cover will be the cover of the respective issue of the journal and the back cover will carry the advertisement published by the company ordering the reprints. The cost of these special reprints will be established yearly by the journal.

Boletín de inscripción en **ACHE**

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembros

- 1. Miembro Patrocinador.** Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 2. Miembro Protector.** Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 3. Miembro colectivo.** Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 4. Miembro personal.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.
- 5. Miembro Menor de 30 años.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.
- 6. Miembro Estudiante.** Es la categoría que corresponde a los estudiantes de 1º y 2º ciclo universitario y que además tengan una edad igual o menor de 30 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.

Señoresm

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamentem

Nombre y apellidosm

Razón socialm.

NIF/CIF.m

Dirección.

CPm

Localidad.

ProGncia.

País/Estado.

Teléfono.

FaEm

E-mail.

Fecha de solicitudm /./.

Nombre de la persona de contacto (sólo para personas jurídicas).

desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad dem Solicita más información sobre la modalidad de Miembrom

Estudiante (1º y 2º ciclo y menores de 30 años). 120 €)

Menor de 30 años. 141 €)

Personal. 185 €)

ColectiCo. 1210 €)

Protector. 1365 €)

Patrocinador. 1730 €)

I.V.A. incluido

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada a continuación

Titular de la cuentam

Entidad: Oficina DC Núm.

Firma

Uello de la entidad para personas jurídicas)



SUSCRIPCIÓN* Y PEDIDOS

DATOS DEL PETICIONARIO:

Nombre y apellidosm

Razón socialm

NIF/CIF.m

Dirección.

CPm

Localidad.

ProGncia.

País/Estado.

Teléfono.

FaEm

E-mail.

Fecha de solicitudm /./.

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 €

I.V.A. incluido

PEDIDOS

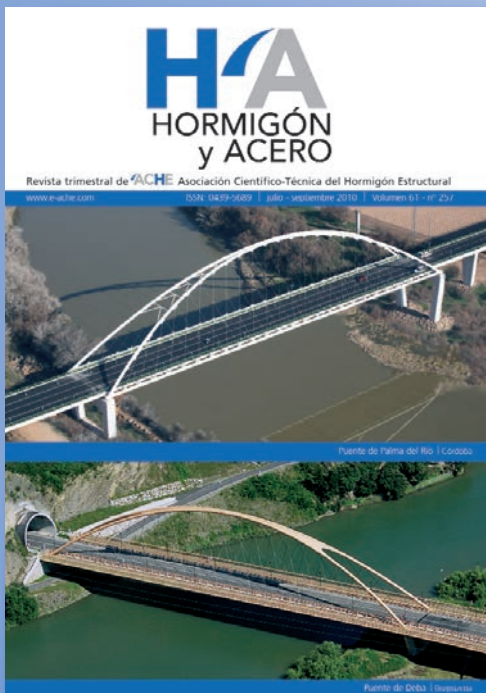
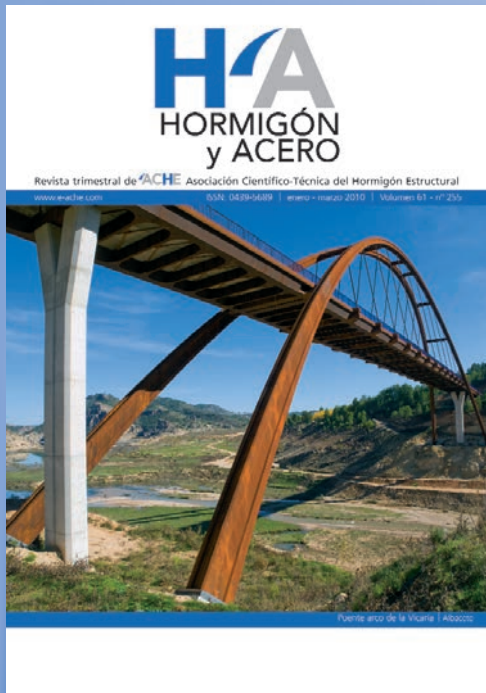
Secretaría ACHE. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Laboratorio de Estructuras.
ACd. Profesor Aranguren, s/n - Ciudad UniCersitaria - 28040 Madrid - Telm91 336 66 98 - FaEm91 336 67 02 - info@e-ache.net

FORMA DE PAGO:

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria anBanco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

* La figura del suscriptor está principalmente dirigida a Bibliotecas, UniCersidades y otras Instituciones que, deseando recibir la reCista Hormigón y Acero, sin embargo no se ajustan a las distintas categorías de miembros de ACHE.





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**